REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Ministère de l'enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

Université Dr. YAHIA FARES De MEDEA

Faculté des Sciences et de La Technologie

Département de Génie Civil

Projet de Fin d'Etude

Pour l'obtention du diplôme de master en génie civil

Option : Construction et matériaux

THEME

Conception et étude d'un bâtiment (S-sol+R+5) à usage d'habitation

Réalisé par :

Baba Ali Ismail

Ghernaouti Ayoub

Dirigé par :

Mme.Lachenani Amina

CO-promoteur :Mr.Skender.Z

Promotion: 2014

Dédicace

C'est avec un très grand honneur que je dédie ce modeste travail aux personnes les plus chères au monde après mon DIEU pour leurs sacrifices :

A Ma chère mère que dieu la garde et préserve.

A la mémoire de mon très cher père qu' il soit avec moi Aujourd'hui.

A toute la famille ***«GHERNAOUTI»*** *sans exception.*

Je remercie mon amie et binôme « Ismail» qui a contribué à la réalisation de ce modeste travail.

Mes amies intimes : ADEL ; NABIL ; SIFOU ; SOUSSOU ; YOUCEF ; ILYES ; ABD ELJALIL

A Tous mes collègues de l'université

AYOUB

Dédicace

C'est avec un très grand honneur que je dédie ce modeste travail aux personnes les plus chères au monde après mon DIEU pour leurs sacrifices :

A Mes chers parents que dieu les gardes et préserve.

A Mes frères, Mohamed et Ayoub et ma sœur.

A toute la famille ***« Baba Ali»*** *sans exception.*

Je remercie mon amie et binôme « Ayoub » qui a contribué à la réalisation de ce modeste travail.

Mes amis intimes

A Tous mes collègues de l'université

ISMAIL

Remerciements……

Résumé……

Liste des tableaux……

Liste des figures……

Notations……

Introduction générale……

Chapitre I

I. Introduction 1

I.1. DESTINATION 1

I.2 Caractéristique géométriques de l'ouvrage 1

I.3. Caractéristique mécaniques des matériaux 9

I.3.1. Béton 9

I.3.2. Béton armé 9

I.3.3. Acier 11

I.4. Principe de calcul du CBA 93 12

I.4.1. E.L.U de résistance 12

I.4.2. A l'E.L.S 14

I.4.3. Contrainte limite de l'acier 15

I.5. Conclusion 15

Chapitre II

II.1. Introduction 16

II .2. Pré dimensionnement des planchers 16

II .2.1. Plancher à corps creux..... 16

II.2.2. les dalles peines.....17

II.3. Évaluation des charges permanentes et surcharges d'exploitations...18

II.3.1. Maçonnerie 18

II.3.2. Plancher terrasse 19

II.3.3. Plancher courant 20

II.3.4. Dalle pleine.....21

II.4. Pré dimensionnement des poutres..... 22

II.5. Pré dimensionnement des poteaux 24

II.5.1. Choix du poteau le plus sollicité 24

II.5.2. Dimensions des poteaux 24

II.5.3. Calcul de la longueur de flambement L_f 25

II.5.4. Calcul de l'effort $\overline{Nu}$ 26

II.5.5. Détermination des charges et surcharges 27

II.5.6. Descente des charges 28

II.5.7. Vérification selon le RPA99V2003.....30

II.5.8. Vérification aux zones nodales 31

II.6. Prédimensionnement des voiles 32

Chapitre III

III.1. INTRODUCION.....34

III.2. Calcul de l'acrotère 34

III.2.1. Charges permanentes et d'exploitations 35

III.2.2. Calcul des efforts 35
III.2.3. Calcul du ferraillage 35
III.2.4. Vérification de l'effort tranchant 40
III.2.5. Vérification de l'acrotère au séisme.....40
III.3. Plancher à corps creux 41
III.3.1. La dalle de compression 42
III3.2. Les poutrelles 43
III.4. les escaliers.....63
III.4.1. Introduction.....63
III.4.2. définition des éléments d'un escalier.....63
III.4.3. Escalier à deux volées 64
III.5.Calcul de la poutre palière.....66
III.6. calcul des dalles pleines.....79
III.6.1. Définition.....79
III.6.2. Méthode de calcul.....80
III.6.3. Principe de calcul.....80
III.6.4. position des lignes de rupture.....81
III.6.4.1. Cas dune dalle reposant sur 2 appuis.....81
III.6.4.2. Cas d'une dalle reposant sur 4 appuis.....87

Chapitre IV

IV.1. Introduction 93
IV.2. Caractéristiques géométriques de la structure 94

IV.2.1. Centre de masse 94
IV.2.2. Centre de torsion 95
IV.2.3. Excentricité 98
IV. 3. Choix de la méthode de calcul 99
IV. 3 .1. Introduction 100
IV.3.2. Méthode dynamique modale spectrale 100
IV.4. Résultats de l'analyse dynamique 104
IV.4.1. Vérification de comportement 105
IV. 4.2. Vérification de participation massique.....106
IV. 4.3. Vérification des périodes 107
IV.4.4. Force horizontale Fp agissant sur les éléments non structuraux....108
IV. 4.5. Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul 110
IV. 4.6. Vérification de la stabilité au renversement.....114
IV. 4.7. Vérification des déplacements 115
IV. 4.8. Vérification vis à vis de l'effet P-Δ.....117
IV. 4.9. *Vérification de cisaillement des éléments* 118
IV. 4.7. Vérification de l effort normal réduit 119

Chapitre V

V.1. Introduction.....120
V.2. Ferraillage des poutres 120
V.2.1. Introduction 120
V.2.2. Recommandations du R.P.A99 120

V.2.3. Vérification des contraintes à l'état limite de service 122

V.2.4. Vérification des poutres selon les conditions RPA et CBA 123

V.2.5. Justification des poutres sous sollicitations des efforts tranchants..124

V.2.6. Vérification de la flèche des poutres 126

V.3. Ferraillage des poteaux.....129

V.3.1. introduction.....129

V.3.2 Vérification des contraintes à l'E.L.S 130

V.3.3. Détermination des armatures transversales 131

V.4. Ferraillage des voiles 133

V.4.1. Les voiles pleins 133

V.4.2.Voiles avec files d'ouvertures 133

V.4.2.1. Les trumeaux 133

V.4.2.2. Les linteaux 133

V.4.3. Méthode de calcul 134

V.4.4. Recommandations réglementaires 135

Chapitre VI

VI. Introduction 150

VI.1. calcul des semelles isolées..... 150

VI.1.1. Dimensionnement des semelles isolées.....153

VI.1.2. Vérification des contraintes à l'ELS 153

VI .1.3.Vérification de l'interférence entre deux semelles :.....153

VI.2. Calcul des semelles filantes :.....154

VI.2.1. semelles filantes sous poteaux :.....155
VI-2.2.Pré dimensionnement de semelle sous voile :.....158
VI.3.Ferraillage des semelles filantes :.....160
VI.3.1Semelles filantes sous poteaux :.....160
VI.3.1.1. Vérification des longueurs de scellement.....161
VI.3.2.Semelles filantes sous voile :.....162
VI.4. Ferraillage Longitudinalement : «La poutre de libage ».....162
VI.4.1. Dimensionnement 162
VI.4.2. Calcul des moments :.....164
VI.5. Etude du voile périphérique.....166
VI.5.1. Evaluation des charges :.....168
VI.5.2. Ferraillage des voiles périphériques :.....169
VI.6. Les longrines :.....171
VI.6.1.Pré dimensionnement 171
VI.6.2. Sollicitations.....171
VI.6.3. Ferraillage :.....172

Figure 1-1 : Façade Principale……2

Figure 1-2 : Plan R.D.C……2

Figure 1-3 : Plan Etage Courant……4

Figure 1-4 : Plan 5EME Etage ……5

Figure 1-5 : Plan Terrasse……6

Figure 1-6 : Coupe A-A ……7

Figure 1-7 Eprouvette (16×32)……11

Figure 1-8: Diagramme contrainte déformation du béton [1]……13

Figure1 -9 : Diagramme contrainte-déformation de l'acier……14

Figure 2-1: dimensionnement de plancher à corps creux……17

Figure 2-2: Dimensions du corps creux……17

Figure 2-3: Simple et double cloisons……19

Figure 2-4 : composants d'un plancher terrasse……20

Figure 2-5 : composants d'un plancher courant……21

Figure 2-6 : composants de la dalle pleine……22

Figure 2-7 : Dimensionnement de la poutre……23

Figure 2-8 : Section réduite du poteau……26

Figure. 2-9: représentation du poteau le plus sollicité……27

Figure 2-10 : les poutres principales……31

Figure 2-11 :les poutres secondaires……31

Figure 2- 12 : Coupe de voile en plan (gauche) Voile en 3D (droite)……32

Figure 3-1 : L'acrotère……34

Figure 3-2 : Section de B.A à l'ELU ……36

Figure 3-3 : Ferraillage de l'acrotère……41

Figure 3-4 : disposition constructive des armatures de la table de compression……43

Figure 3-5 : schématisation de la poutrelle avant coulage……44

Figure 3-6 : Choix de disposition des étaiements……45

Figure 3.7. Travée avec un seul étai au milieu……45

Figure 3.7. Travée avec deux étais……46

Figure 3.8. Travée avec trois étais……47

Figure 3.9. Travée avec quatre étais……47

Figure 3.10. Travée avec cinq étais……48

Figure 3-11 : Différents efforts dans la poutrelle à deux travées (ELU)……53

Figure 3-12 : Différents efforts dans la poutrelle à deux travées (ELS)…… 53

Figure 3-13 : Différents efforts dans la poutrelle à quatre travées(ELU)…..54

Figure 3-14 : Différents efforts dans la poutrelle à quatre travées(ELS)……54

Figure 3-15 : Différents efforts dans la poutrelle à 05 travées (ELU)……56

Figure 3-16 : Différents efforts dans la poutrelle à 05 travées (ELS)……56

Figure 3-17 : les sections considérées pour le calcul des ferraillages. En travée (à gauche); En appui (à droite)……57

Figure 3-18 : Disposition constructive des armatures……59

Figure 3-19: ferraillage des poutrelles en zone d'appui (à gauche), en travée (à droite)……62

Figure 3-20 : Représentation d'un escalier……64

Figure 3-21 : Dimensions de l'escalier……65

Figure 3-22 : Schéma statique à l'E.L.U……68

Figure 3-23 : Schéma statique à l'E.L.S……..72

Figure 3-24 : Dimensionnement de la poutre palière……..……..72

Figure 3-25: Différents efforts dans la poutre palière(ELU)……..74

Figure 3-26: Différents efforts dans la poutre palière(ELS)……..75

Figure 3-27: ferraillage de la poutre palière ……..……..79

Figure 3-28 : dalle reposant sur deux appuis……..……..81

Figure 3-29 : Représentation de lignes de rupture……..81

Figure 3-30 : Représentation de la flèche ……..82

Figure 4-1 : Vue de la structure en 3D ……..……..93

Figure 4-2 : Disposition des voiles ……..95

Figure 4-3 : Inertie des voiles et des poteaux……..97

Figure 4-4 : Spectre de reponse……..103

Figure 4-5 : Le comportement des trois premiers modes ……..105

Figure 4-6 : Les forces agissent sur la stabilité au renversement……..111

Figure 4-7 : Distribution des forces sismiques……..112

Figure 4-8 : Concentration des forces sismiques aux étages suivant X.....113

Figure 4-9 : Concentration des forces sismiques aux étages suivant Y.....114

Figure 5-1 : Disposition des armatures pour les poutres……..123

Figure 5-2 : Ferraillages des poutres principales intermédiaires et rives du niveau terrasse……..127

Figure 5-3 : Ferraillage des poutres principales intermédiaire et rive des étages……..127

Figure 5-4 : Ferraillages des poutres secondaire intermédiaires du niveau terrasse et des étages……..126

Figure 5-5 : Ferraillages des poutres secondaires de rive du niveau terrasse……126

Figure 5-6 : Ferraillages des poutres secondaires de rive des étages……126

Figure 5-7 : Ferraillage des poteaux (50×50)……132

Figure 5-8 : Ferraillage des poteaux (45×45)……132

Figure 5-9 : Ferraillage des poteaux (40×40)……132

Figure 5-10 : Ferraillage des poteaux (35×35)……133

Figure 5-11 : Diagramme des contraintes (SPC)……134

Figure 5-12 :Diagramme des contraintes (SET)……135

Figure 5-13:Diagramme des contraintes(SEC)……135

Figure 5-14 :disposition des armatures verticales dans les voiles……138

Figure 5-15 :disposition des armateurs transversaux (épingles)……142

Figure 5-16 :Moment de l'effort tranchant dans les linteaux ……146

Figure 5-17 :Armatures du linteau selon le RPA 99……147

Figure5-18 : Disposition des armatures dans les voiles V_1 ;V_2 ;V_3 ; V_4 ; de sens Y……149

Figure 5.19. Disposition des armatures dans les voiles V_1 ;V_2 de sens X……149

Figure 5.20. Disposition des armatures dans les voiles V_5 ;V_6 de sens Y……149

Figure 5.21. Disposition des armatures dans les voiles avec ouverture de sens X……150

Figure 6.1: Représentation des semelles isolées sous poteaux carrés……151

Figure 6-2 disposition des semelles……152

Figure 6-3 : Les bulles de pression……154

Figure 6-4 : Semelle filante sous poteaux……155

Figure 6-5 : Choix des semelles filantes……155

Figure 6.6.vérification des contraintes la poutre de libage à l'ELS……167

Figure 6.7. Schéma des dimensions du voile périphérique du bloc……168

Figure 6.8.Ferraillage des longrines……173

Tableau 1-1 : dimensions du Bloc 1

Tableau 1-3 Les types d'aciers utilisés et leurs nuances.....12

Tableau 2-1 : charge permanent du mur simple cloison.....18

Tableau 2-2 : charge permanent du mur double cloison.....19

Tableau 2-3 : Charge permanente du plancher terrasse.....19

Tableau 2-4 : Charge permanente du plancher courant.....20

Tableau 2-5 : Charge permanente d'un balcon terrasse.....21

Tableau 2-6 : Charge permanente d'un balcon courant 22

Tableau 2-7 : prédimensionnement des poutres.....24

Tableau 2-8 : prédimensionnement des poteaux.....25

Tableau 2-9 : détermination de la longueur de flambement.....25

Tableau 2-10: calcule de$\overline{N}_u$ 27

Tableau 2-11 : Tableau des charges permanentes.....28

Tableau 2-12 : Tableau des surcharges d'exploitation.....29

Tableau 2-13 : Tableau de vérification.....30

Tableau 2-14 : vérifications de coffrage des poteaux.....30

Tableau 2-15 : vérification aux zones nodales.....31

Tableau 3-1 : Les charges.....35

Tableau 3-2 : Les efforts.....35

Tableau 3-3 : Les données.....35

Tableau 3-4 : les charges de la poutrelle avant collage.....44

Tableau 3-5 : Calcul des moments.....44

Tableau 3-6 : Actions de calcul des poutrelles après coulage.....50

Tableau 3-7 : Méthode de CAQUOT 51

Tableau 3-8 : Différentes sollicitations dans la poutrelle à deux travées (ELU).....52

Tableau 3-9 : Différentes sollicitations dans la poutrelle à deux travées (ELS).....52

Tableau 3-10 : Différentes sollicitations dans la poutrelle à quatre travées (ELU).....53

Tableau 3-11 : Différentes sollicitations dans la poutrelle à quatre travées (ELS).....54

Tableau 3-12 : Différentes sollicitations dans la poutrelle à 05 travées (ELU).....55

Tableau 3-13: Différentes sollicitations dans la poutrelle à 05 travées (ELS).....55

Tableau 3-14 : Récapitulations des efforts 56

Tableau 3-15 : calcul des armatures.....58

Tableau 3-16 : ferraillages longitudinaux des poutrelles.....59

Tableau 3-17: les armatures transversales dans les poutrelles et leur espacement.....60

Tableau 3-18 : vérifications préliminaires de la flèche des poutrelles.....61

Tableau 3-19 : Poids propre du palier de repos de l'escalier.....66

Tableau 3-20 : Poids propre de la paillasse de l'escalier.....67

Tableau 3-21 : Combinaison des charges de l'escalier.....67

Tableau 3-22 : les données.....69

Tableau 3-23 : Calcul des sections d'acier de l'escalier.....70

Tableau 3-24 : Les armatures de répartition.....70

Tableau 3-25 : Vérification de l'espacement.....70

Tableau 3-26 : Vérification à l'E.L.S 71

Tableau 3-27 : pré dimensionnement de la poutre palière……..73

Tableau 3-28 Les efforts agissants sur une poutre palière ……..75

Tableau 3-29 : les données……..75

Tableau 3-30 : Calcul des sections d'acier de la poutre palière……..75

Tableau 3-31 : Vérification à l'E.L.S ……..78

Tableau 3-32 : vérifications préliminaires de la flèche de la poutre palière…79

Tableau 3-33 : Travail externe……..82

Tableau 3-34 : Travail interne……..82

Tableau 3-35 : Calcul des sections d'acier de la dalle……..84

Tableau 3-36 : vérification a ELS……..85

Tableau 3-37 : vérification de l'effort tranchant……..86

Tableau 3.38. Vérification de flèche de la dalle pleine……..86

Tableau 3.39. Les données nécessaires……..90

Tableau 3.40. Calcul des sections de la dalle……..90

Tableau 3.41. Vérification des contraintes de la dalle pleine……..91

Tableau 3.42. Vérification au cisaillement……..91

Tableau 3.43. Vérification de flèche de la dalle pleine……..92

Tableau 4-1 : Calcul du centre de masse……..95

Tableau 4-2 : Calcul du centre de torsion……..98

Tableau 4-3 : Calcul de l'excentricité théorique……..98

Tableau 4-4 : Calcul de l'excentricité accidentelle……..99

Tableau 4-5 : Calcul de l'excentricité totale……..99

Tableau 4-6 : Justification du coefficient de comportement R……..102

Tableau 4-7: détermination du facteur de qualité Q …… ……102

Tableau 4-8 : Le comportement des trois premiers modes ……..106

Tableau 4-9: Coefficient de participation massique.....106

Tableau 4-10 : vérification des périodes.....107

Tableau 4-11: calcule de la force sismique (M.S.E).....109

Tableau 4-12 : Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul 110

Tableau 4-13 : Forces sismiques selon la hauteur suivant X.....112

Tableau 4-14 : Forces sismiques selon la hauteur suivant Y.....113

Tableau 4-15 : calcul du moment de renversement.....114

Tableau 4-16 : calcul du moment stabilisant.....115

Tableau 4-17 : Vérification de stabilisation.....107

Tableau 4-18 : Vérification des déplacements inter-étages sens X.....126

Tableau 4-19 : Vérification des déplacements inter-étages sens Y.....126

Tableau 4-20: Vérification l'effet P-Δ sens X.....117

Tableau 4-21 : Vérification l'effet P-Δ sens Y.....118

Tableau 4-22 : Vérification de cisaillement des poutres.....119

Tableau 5-1 : Les données de calcul.....120

Tableau 5-2 : Ferraillage longitudinal des poutres principales.....121

Tableau 5-3 : Ferraillage longitudinal des poutres secondaires.....122

Tableau 5-4 : Vérification des contraintes à l'ELS des poutres principales....122

Tableau 5-5 : Vérification des contraintes à l'ELS des poutres secondaires...123

Tableau 5-6 : vérification de ferraillage des poutres principales avec les règlements.....124

Tableau 5-7 : vérification de ferraillage des poutres secondaires avec les règlements.....124

Tableau 5-8 : Calcul de $\bar{\tau}u$.....125

Tableau5-9 : Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres principales……125

Tableau 5-10 : Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres secondaires……125

Tableau 5-11 : Section d'armatures transversales des poutres principales et secondaires ……126

Tableau 5-12 : Vérification de la flèche des poutres……127

Tableau 5-13 : ferraillage des poteaux ……129

Tableau 5-14 : vérification de ferraillage longitudinal des poteaux avec les règlements ……130

Tableau 5-15: vérification des armatures des poteaux à ELS ……131

Tableau *5-16: les armatures transversales et leurs espacements……131*

Tableau 5-17 : Calcul des armatures verticales ……139

Tableau 5-18 : vérification selon les règlements ……139

Tableau 5-19 : vérification des armatures a ELS des voiles ……140

Tableau5-20: calcul des armatures horizontales……141

Tableau 5-21 : diamètre des armateurs transversaux……142

Tableau 5-22 : calcul des armatures verticaux……143

Tableau 5-23 : Vérification des armatures a l'ELS des voiles……143

Tableau 5-24 : calcul des armatures horizontales ……144

Tableau 5-25 : Calcul de l'armature longitudina……148

Tableau 6.1.récapitulation de la méthode de calcul des semelles isolées……152

Tableau 6-2 : dimensionnement de la section des semelles isolées ……153

Tableau 6-3 :Vérification des contraintes àl'ELS des semelles isolées……153

Tableau 6-4 : vérification de chevauchement des semelles suivant l'axe-X….154

Tableau 6-5 : vérification de chevauchement des semelles suivant l'axe-Y….154

Tableau 6-6 : dimensionnement de la section des semelles filantes suivant y……157

Tableau 6-7 : Vérification de contrainte à L'ELS……157

Tableau 6-8 : Vérification final de contrainte à L'ELS……158

Tableau 6-9 : vérification de chevauchement des semelles filantes ……158

Tableau 6-10 : dimensionnement de la section des semelles filantes sous voiles……159

Tableau 6-11 : Vérification de contrainte à L'ELS……159

Tableau 6-12 : Vérification final de contrainte à L'ELS……159

Tableau 6-13 : ferraillage des semelles filantes sous poteaux……160

Tableau 6-14 : Armature de répartition……161

Tableau 6.15. Longueur de scellement……161

Tableau 6-16 : ferraillage des semelles filantes sous poteaux ……162

Tableau 6-17 : Armature de répartition……162

Tableau 6.18. Détermination des valeurs de q de la poutre de libage……164

Tableau 6.19.ferraillage la poutre de libage à l'ELU……165

Tableau 6.20.vérification des contraintes la poutre de libage à l'ELS……165

Tableau 6.21.calcul des armatures transversales de la poutre de libage et leur espacement……166

Tableau 6.22. Vérification de la flèche pour la poutre de libage……166

Tableaux 6.23. Calcul des armatures du voile périphérique à l'ELU ……170

Tableau 6.24. Vérifications des armatures du voile périphérique l'ELS……170

Tableau 6.25.le ferraillage finale du voile périphérique……171

Tableau 6.26. Valeurs de α……171

Majuscules romaines :

A : Section d'acier tendu.
A' : Section d'acier comprimé.
A max, Ami n: : Section d'acier maximale et minimale
B : Aire du béton.
Br : Section réduite du béton d'un poteau.
Bt : Section de la partie tendue.
Lt : Largeur de la section tendue.
Mt : Masse torsionnelle.
E.L.S : Etat Limite de Service.
E.L.U : Etat Limite Ultime.
Ev : Module de déformation longitudinale différée du béton.
Ei : Module de déformation longitudinale instantanée du béton.
Es : Module de déformation longitudinale de l'acier.
I : Moment d'inertie.
Ie : Moment d'inertie équivalent.
M : Moment fléchissant.
Mt : Moment fléchissant en travée d'une poutre.
Ma : Moment fléchissant en appui d'une poutre.
Mu : Moment fléchissant à l'E.L.U.
Mser : Moment fléchissant à l'E.L.S '
N : Effort normal.
Nser : Effort normal de service.
NU : Effort normal ultime.
Tu : Effort tranchant ultime.
G : Charge permanente.
Q : Charge d'exploitation.
E : Charge sismique.

Minuscules romaines :

h: Hauteur de la section du béton.
b : Largeur de la section du béton.
b0 : Largeur de la nervure du béton (section en Té.)
c, c' : Enrobage supérieur et inférieur.
d : Hauteur utile d'une section.
f : Flèche.

fcj : Résistance caractéristique du béton à la compression à « j » jours.
fc28 : Résistance caractéristique du béton à la compression à « 28 » jours.
fe : Limite d'élasticité de l'acier.
ftj : Résistance conventionnelle de la traction du béton à « j » jours.
ft28 : Résistance conventionnelle de la traction de béton à «28 » jours.
i : Rayon de giration.
If : Longueur de flambement,
St : Espacement de cours d'armature transversale.

Majuscules grecques :

Δ : Variation.
∑ : sommation.
Φ: Diamètre nominal d'une barre d'aciers.
W : poids.

Minuscules grecques :

α: Angle.
γ : Coefficient de sécurité.
ε: Déformation relative.
η: Coefficient de fissuration.
λ::Élancement mécanique.
μ: Coefficient de frottement.
ν: Coefficient de POISSON.
ρ : Rapport de deux dimensions
σ : Contrainte normale.
τ : Contrainte tangentielle.
δ: Déplacement d'un niveau.

Autres notations :

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

الملخص

هذا المشروع يهدف إلى :
دراسة وهيكلة بناية من الخرسانة المسلحة المكونة من (طا بق تحت الأرض +طابق ارضي+5 طوابق) و المفروض بناؤها بالمدية والمصنفة ضمن المنطقة الزلزالية رقم (IIb)
قياس الأبعاد وتسليح كل العناصر المقاومة تم طبقا للمعايير والقوانين المعمول بها في الجزائر
(C.B.A93 ;R.P.A99)
الدراسة الديناميكية للبناية تمت وفق الطريقة الرقمية التي تعتمد أساسا على تقنيات حساب الهياكل واستعمال برنامج (SAP2000 V116)
وفي الأخير قمنا بدراسة البنية التحتية للبناية وهذا بحساب الأساسات

Résume

Ce projet consiste à l'étude d'une structure en béton armé (S.Sol +RDC+ .5 étages) , qui sera implantée à Médéa , zone sismique (IIb) d'après les règles parasismiques algériennes.

Le dimensionnement et le ferraillage de tous les éléments résistants ont été conformes aux règlements algériens en vigueur (CBA.93 et RPA99 verion2003).

Le calcul des différents efforts sous l'effet des sollicitations statiques et dynamique a été réalisé automatiquement moyennant le logiciel (SAP2000V16).

Et finalement, nous avons étudié l'infrastructure en calculant les fondations.

ABSTRACT

The purpose of this project is the study of a rienforced concrete structure (ground first floor+5floors+One undergrounds) ,and that will be implemented in Medea , which integrated in the seismic zone (IIb).

The measurement and the scraps of the resistant elements were done according to the Algerians rules (CBA.93 et RPA99)

The dynamic study were carried out using the (SAP2000V16) software.
Finally we have studied the infrastructure of that structure by calculating the foundation

Introduction Générale

Le présent travail est une étude technique de Conception, dimensionnement et de Vérification d'un bâtiment (R+5+sous-sol) à usage d'habitation à MEDEA, cette étude consiste à :

- Assurer les conseils du maitre d'œuvre pour le dimensionnement, la résistance, la stabilité et l'économie de la structure ;
- Faire l'étude de l'ossature comportant l'élément secondaires, les éléments résistant et le système de fondation ;
- Respecter les exigences des règles CBA93 (code Béton Armé) et RPA99 version 2003 (Règles Parasismique Algériennes) ;
- Faire les calculs de génie civil en vue de la réalisation des plans de coffrage et de ferraillage.

I. Introduction :

I.1. DESTINATION :

Le travail dans le cadre de notre projet de fin d'étude consiste à calculer les éléments résistants d'un bâtiment en béton armé contreventé par des voiles, à usage habitation (voir plans ci-après)

Situation : l'ouvrage étudié est implanté à OUZRA, Wilaya de Médéa, classé selon le règlement parasismique algérien ►►**RPA 99 version 2003 .CHAPITRE III article 3.1**◄◄ comme une zone de moyenne sismicité (zone IIb) et l'ouvrage appartient au groupe d'usage 2. Notre étude est conformé aux exigences des règles du CBA93 (code béton armé).

Description de l'ouvrage :

L'ouvrage étudié est constitué d'un bloc de forme irrégulière comportant « 5 » niveaux dans le côté droite et « 4 » niveaux dans le côté gauche sur un rez-de-chaussée et un sous-sol.

I.2 Caractéristique géométriques de l'ouvrage :

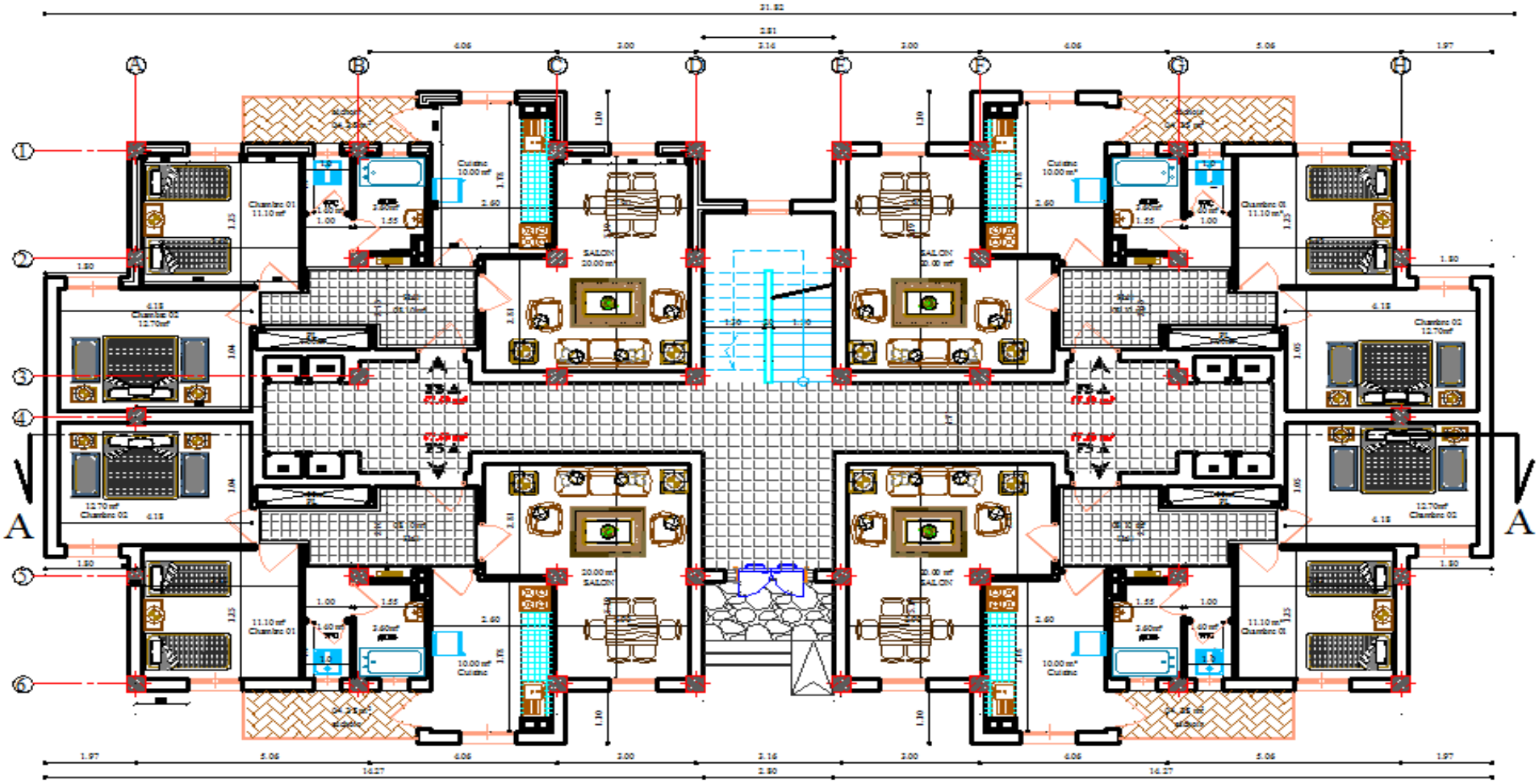
I.2a. Dimensions :

Dimensions en plans	Dimensions en élévation
Longueur L0 = 27.35m Largeur L1= 13.35m	Hauteur totale du bâtiment : H=19.38 m Hauteur de l'étage courant : h =3.23m Hauteur de RDC…….: hr=3.23 m Hauteur de sous-sol …….: hs=3.23m

Tableau 1-1 : dimensions du Bloc



Figure 1-1 : Façade Principale



PLAN DE RDC

Figure 1-2 : Plan R.D.C

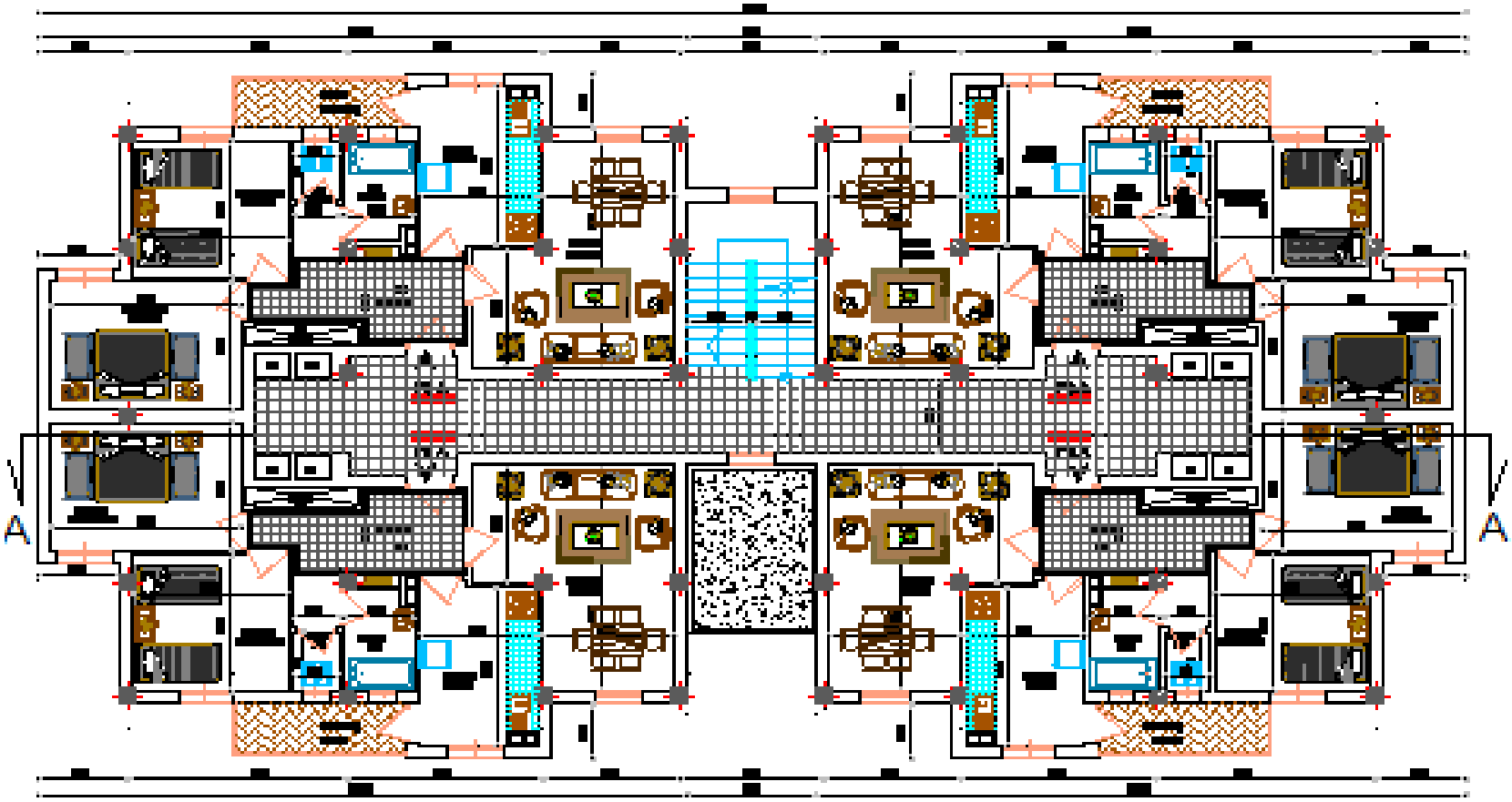


Figure 1-3 : Plan Etage Courant

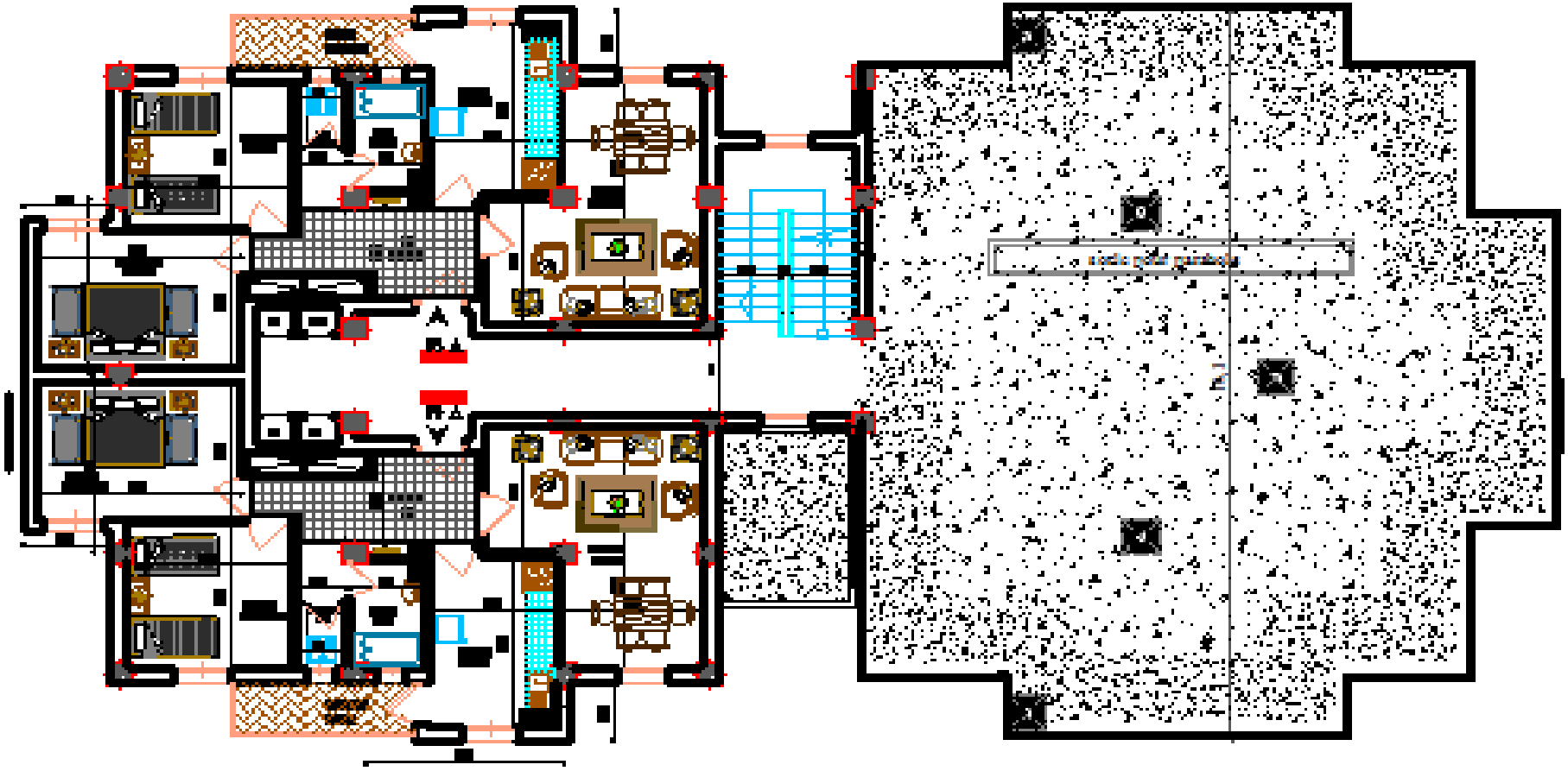
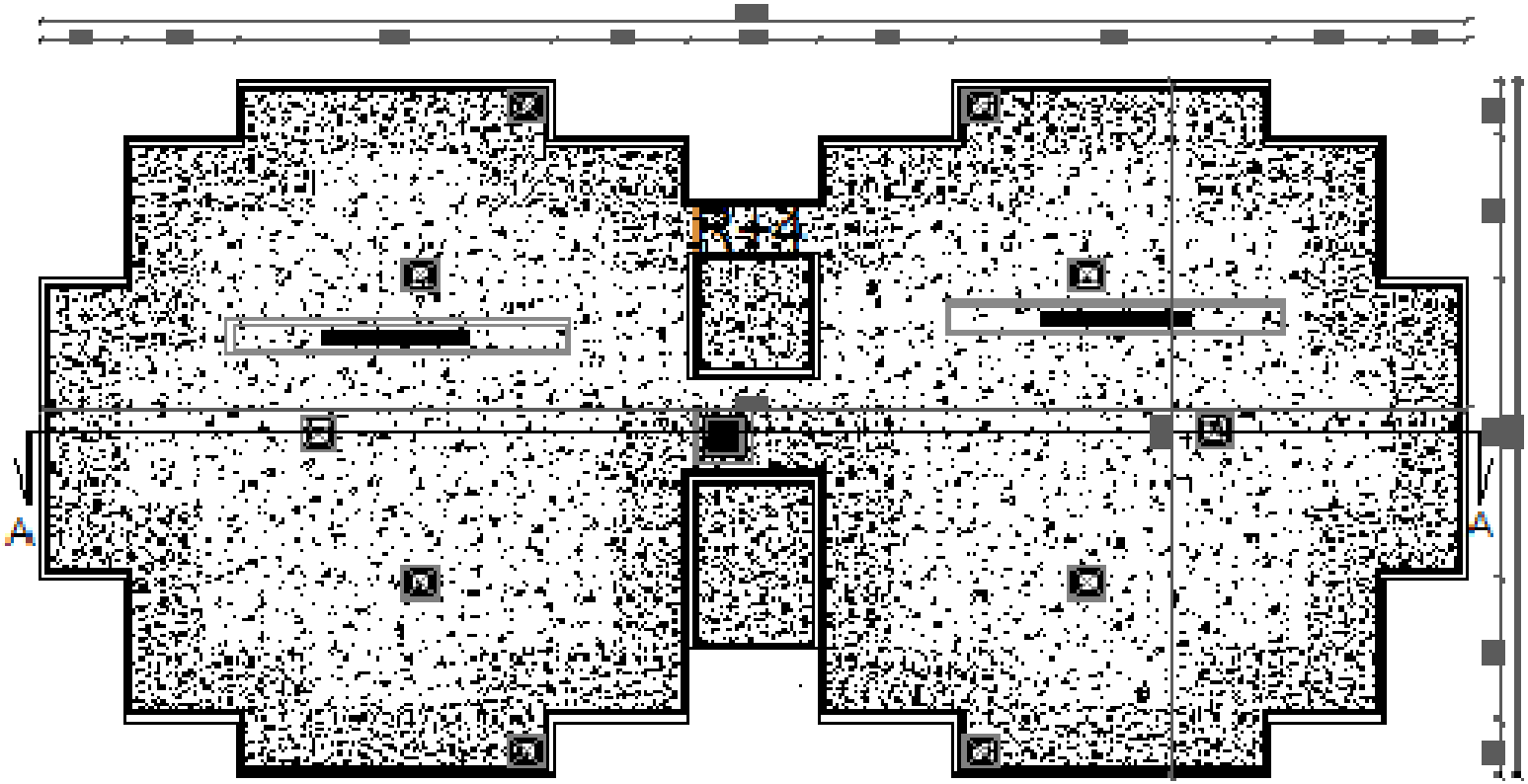


Figure 1-4 : Plan 5 EME Etage



PLAN DE TOITURE

Figure 1-5 : Plan Terrasse

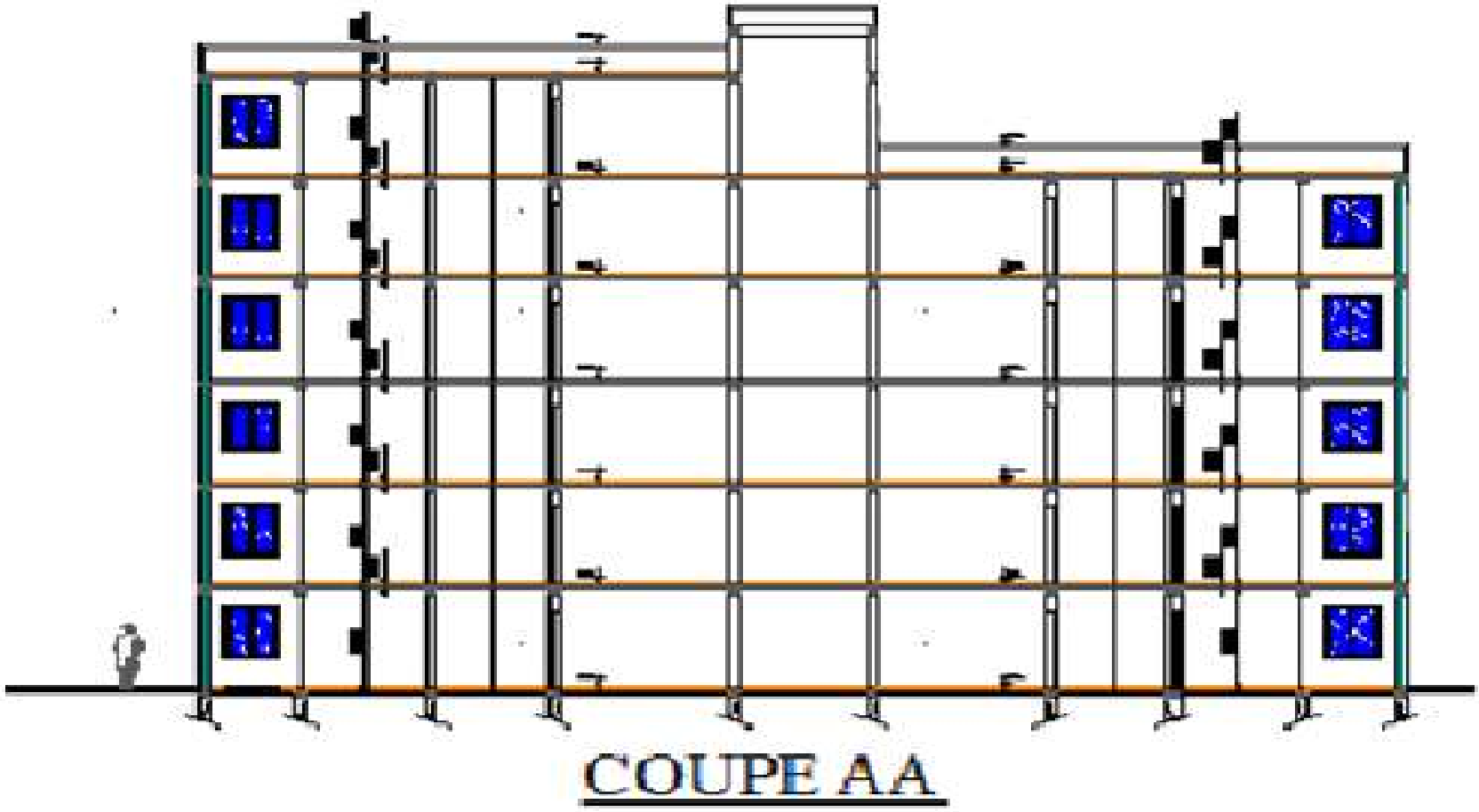


Figure 1-6 : Coupe A-A

I.2.b. Système de contreventement :

Notre bâtiment comporte une hauteur dépassant les 11m, ainsi le Règlement Parasismique Algérien (RPA99,2003 article 3.4) préconise un système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification d'interaction portiques-voiles.

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

Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que leurs interactions à tous les niveaux.

Les portiques doivent reprendre, en plus des sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25 % de l'effort tranchant d'étage.

I.2.c. Planchers :

Nous avons adopté un seul type de planchers, dont le rôle est de résister aux charges verticales et les transmettre aux éléments porteurs de la structure, notamment les poutres et les poteaux.

- Le plancher à corps creux

I.2.d. Maçonnerie :

La maçonnerie du bâtiment est exécutée en briques creuses.

- **Murs extérieurs** (double cloison) :
  Deux cloisons en briques creuses de 10 cm d'épaisseur, séparées par une lame d'air de 5 cm

- **Murs intérieurs** (simple cloison) :

I.2.e. L'acrotère :

L'acrotère est un élément secondaire de la structure composé essentiellement en béton armé, plus quelques types de revêtement (enduit en ciment,…), son rôle principal est la protection contre l'infiltration des eaux pluviales (empêcher leur ruissellement par le larmier) qui provoqueraient des fissures suivant la ligne de conjonction entre l'acrotère et la forme en pente Au niveau de la terrasse, la structure est entourée d'un acrotère conçu en voile de 60 cm de hauteur et 10 cm d'épaisseur

I.2.f. Escalier :

La circulation entre les étages de notre bâtiment est assurée par un escalier droit à 2 volées

I.3. Caractéristique mécaniques des matériaux :

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

I.3.1. Béton : le Béton est constitué par un mélange hétérogène de matériaux inertes appelés « granulats » (sable, gravier) avec du ciment et de l'eau.

I.3.1.a. caractéristiques du Béton :

- facile à le fabriquer et à le mettre en œuvre sur chantier.
- bonne résistance aux actions climatiques.
- bonne résistance à la compression.
- faible résistance à la traction.

I.3.1.b. ciment : le choix du dosage et la classe du ciment doivent être choisis en fonction de la nature et l'importance de l'ouvrage à construire, il doit tenir compte des exigences suivantes :

- Résistance mécanique.
- Imperméabilité à l'eau.

Pour notre ouvrage, on utilisera le ciment portland composé (**CPJ-CEMII 42.5)**

I.3.1.c. Granulats : le béton est constitué de deux types de granulats.

- Sable de dimension inférieure à **6 mm.**
- gravier de dimension inférieur à **25mm (**8/**15** et **15/25**)

I.3.1.d. Eau de gâchage : l'eau utilisée doit être propre, et ne doit pas contenir des matières organiques qui influent sur le durcissement du béton.

I.3.1.e. Dosage du béton :

La variation de la teneur en eau modifie l'ouvrabilité du béton et peut altérer son module d'élasticité.

Toute variation par rapport à la formulation théorique des bétons peut avoir des conséquences négatives sur leurs qualités.

I.3.2. Béton armé : le béton armé est un matériau obtenu en enrobant dans du béton des aciers disposés de manière à équilibrer les efforts auxquels le béton résiste mal " effort de traction".

les deux matériaux (béton, acier) n'agissent pas l'un sur l'autre chimiquement et ils ont le même coefficient de dilatation thermique et une bonne adhérence l'un à l'autre.

I.3.2.a. Résistance du béton :

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

I.3.2.b. Résistance caractéristique à la compression :

Dans le cas courant, le béton est défini au point de vue mécanique par sa résistance à la compression à vingt-huit (28) jours d'âge ; cette résistance est mesurée sur des cylindres droits de révolution de 200cm² de section (ϕ = 16cm) et ayant une hauteur double de leur diamètre (H = 32cm).

Pour des bétons d'un âge « J » inférieur à 28 jours, la résistance caractéristique à la compression est donnée par les formules suivantes :

$$F_{cJ} = \frac{J}{4{,}76 + 0{,}83J} \times f_{c28} \qquad \text{Pour } f_{c28} \le 40\ Mpa$$

$$F_{cJ} = \frac{J}{1{,}4 + 0{,}95J} \times f_{c28} \qquad \text{Pour } f_{c28} > 40\ Mpa$$

[3]

I.3.2.c. Résistance caractéristique à la traction :

La résistance à la traction du béton à "J" jours, désignée par " f_{tj} " est déterminée par trois essais :

1. En traction directe ;
2. En traction par fendage ;
3. En traction par flexion.

La résistance à la traction du béton f_{tj} est déduite de celle à la compression par le biais de la relation :

$$f_{tJ} = 0{,}6 + 0{,}06\, f_{cJ} \qquad \text{Avec : } f_{cJ} \text{ et } f_{tJ} \qquad \text{en MPa}$$

I.3.2.d. Coefficient de POISSON (υ) :

$$\frac{\text{Allongement dans le sens transversal}}{\text{Raccourcissement longitudinal}} = \frac{\Delta_a / a}{\Delta_l / l}$$

Pour les pièces courtes sollicitées en flexion simple

(Allongement transversal " Δ_a " raccourcissement longitudinal " Δ_l "),

le coefficient de POISSON est pris égal à :

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

$\nu = 0$ pour le calcul des sollicitations (ELU). [1]

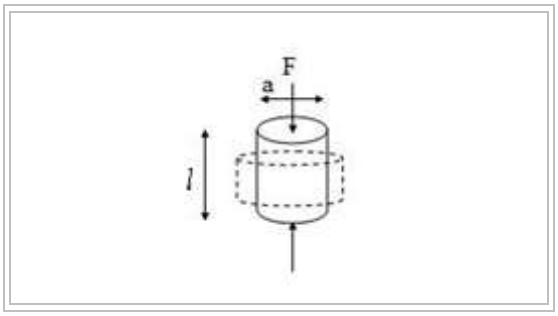


Figure 1.7 : Eprouvette (16×32)

I.3.2.e. Module de déformation longitudinale :

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

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

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

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

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

I.3.3. Acier :

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

I.3.3 A. Types d'acier :

Les aciers utilisés sont résumés dans le tableau suivant :

Nature	Utilisation	Nuance	Diamètre (mm)	F_e (MPa)
Rond lisse	Armatures transversales	FeE 235	$\phi 6 et \phi 8$	235
Barre à haute adhérence	Armatures longitudinales	FeE 400	$T \geq 10$	400
Treillis soudé	Table de compression	TLE 520	$0 \leq \phi \leq 6$	520

Tableau 1-3 Les types d'aciers utilisés et leurs nuances

I.3.3. B. Module d'élasticité longitudinale de l'acier :

Expérimentalement, le règlement (CBA93) prévoit que la valeur du module d'élasticité longitudinale de l'acier est pratiquement constante quel que soit la nuance de l'acier utilisé :[$E_s = 2.10^5 MPa$]. Art.2.2.1 [1]

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. Principe de calcul du CBA 93 :

Il existe deux états limites :

- Etat limite ultime (E.L.U) basé sur :
  - Equilibre statique
  - L'ouverture des fissures
  - La stabilité de forme
- Etat limite de service (E.L.S) basé sur :
  - La compression du béton
  - L'ouverture des fissures
  - La déformation.

I.4.1. E.L.U de résistance :

I.4.1.1. Contrainte du béton en compression :

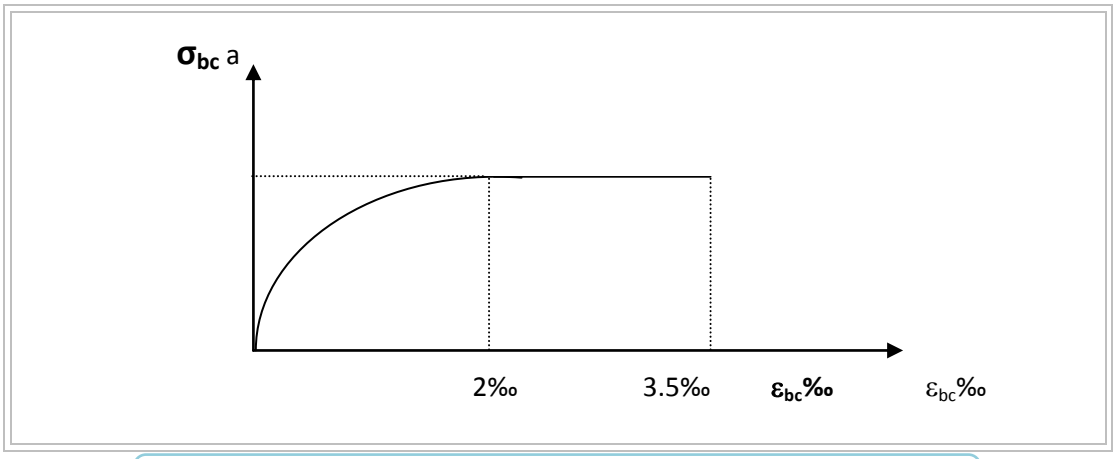


Figure 1.8 : Diagramme contrainte déformation du béton [1]

La contrainte ultime du béton en compression

σ_{bc} est donnée par la formule : $\overline{\sigma_{bc}} = \dfrac{0{,}85\, f_{cJ}}{\theta \cdot \gamma_b}$ [1]

Avec : γ_b : coefficient de sécurité, tel que :

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

$\gamma_b = 1{,}15$ Pour une combinaison accidentelle.

$\theta = 1$ Lorsque la durée probable d'application des supérieure à 24 heures ;

$\theta = 0.9$ Lorsque cette durée est comprise entre 1 heure et 2 heures ;

$\theta = 0.85$ Lorsqu'elle est inférieure à 1 heure ;

I.4.1.2. Contrainte ultime de cisaillement :

La contrainte ultime de cisaillement est donnée par :

- Fissuration peu nuisible : $\bar{\tau}_u = \min\left(\dfrac{0{,}2 f_{cJ}}{\gamma_b},\ 5\ \text{MPa}\right)$ [1]
- Fissuration préjudiciable ou très-préjudiciable : $\bar{\tau}_u = \min\left(\dfrac{0{,}15 f_{cJ}}{\gamma_b},\ 4\ \text{MPa}\right)$ [1]

I.4.1.3. Contrainte limite de l'acier

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

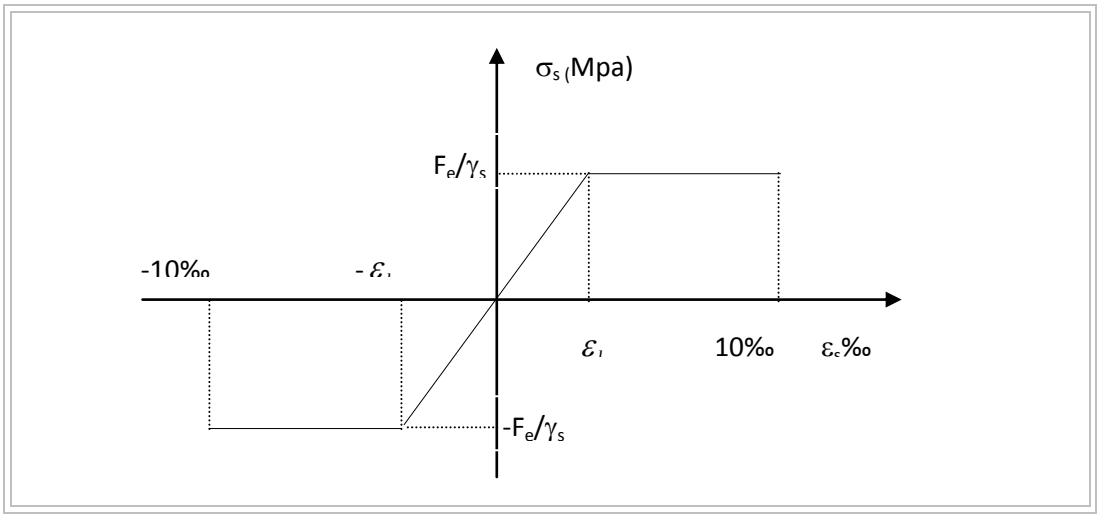


Figure1.9 : Diagramme contrainte-déformation de l'acier [1]

$$\overline{\sigma_s} = F_e / \gamma_s$$

Avec :

$\overline{\sigma_s}$: Contrainte de l'acier ;

F_e : Contrainte limite d'élasticité garantie de l'acier ;

γ_s : Coefficient de sécurité $\quad \gamma_s = \begin{cases} 1.15 & \text{situation durable} \\ 1 & \text{situation accidentelle} \end{cases}$

ε_s : Allongement ou raccourcissement de l'acier

ε_l : Allongement ou raccourcissement limite

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

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

La contrainte de compression du béton est limitée à : $\overline{\sigma_{bc}} = 0.6\, f_{cj}$ [1] A l'état ultime de service, σ_b doit être inférieure à $\overline{\sigma_b}$.

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

I.4.3. Contrainte limite de l'acier :

- Fissuration peu nuisible : Aucune vérification à effectuer [1]
- Fissuration préjudiciable : $\overline{\sigma_s} = Min\left[2 f_e / 3; 110\sqrt{\eta f_{tj}}\right]$ [MPa] [1]
- Fissuration très préjudiciable : $\overline{\sigma_s} = Min\left[f_e / 2; 90\sqrt{\eta f_{tj}}\right]$ [MPa] [1]

Avec :

η : Coefficient de fissuration tel que :

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

I.5. Conclusion :

Pour notre projet, les valeurs standard à utiliser sont :

$f_{c28} = 25\text{MPa}$

$f_{t28} = 2.1\text{MPa}$

$E_{i28} = 32164.2\text{MPa}$

$E_{v28} = 10819 MPa$

$$\sigma_{bc} = \begin{cases} 14.2\text{MPa} & : situation\ durable \\ 18.48\text{MPa} & : situation\ accidentel le \end{cases}$$

$$\overline{\tau_u} = \begin{cases} 3.33 MPa & \text{Fissuration peu nuisible} \\ 2.5 MPa & \text{Fissuration préjudiciable ou très-préjudiciable :} \end{cases}$$

$\overline{\sigma_{bc}} = 15\text{MPa}$

FeE400, $fe = 400\text{MPa}$: Pour les armatures longitudinales

$\overline{\sigma_s} = 202\text{MPa}$: Fissuration préjudiciable pour les H.A.

II.1. Introduction :

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

II .2. Pré dimensionnement des planchers :

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

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

Pour notre bâtiment, deux types de planchers sont utilisés :

- ❖ Plancher à corps creux.
- ❖ Dalle pleine.

II .2.1. Plancher à corps creux :

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

- ➢ $L/20 \geq ht \geq L/25$ [1]
- ➢ Et $ht \geq L/22.5$

Avec :

- ♦ L : la portée la plus longue de la poutrelle mesurée à nus des appuis.
- ♦ Pour le cas de notre structure, nous avons : L = 3.7m.

- ➢ $370/20 \geq ht \geq 370/25 \Rightarrow 18.5\ cm \geq ht \geq 14.8\ cm.$
- ➢ et $ht \geq 370/22.5 \Rightarrow ht \geq 16.44cm$

On choisit : ht = 20 cm on adoptera donc un plancher à corps creux du type (16+4)

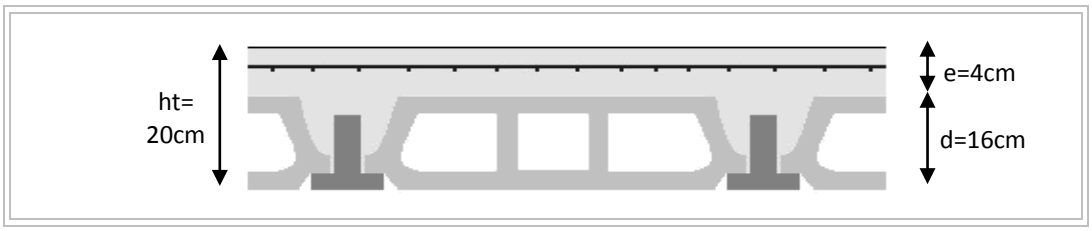


Figure 2-1: dimensionnement de plancher à corps creux

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

- ht ≥ 16 cm

D'où on a : 20 cm > 16 cm (condition vérifiée).

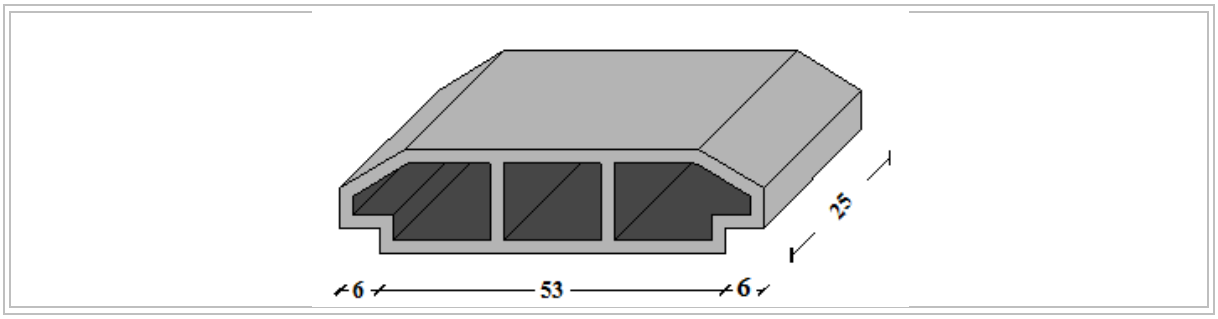


Figure 2-2: Dimensions du corps creux

II .2.2 Les dalles pleines :

Les dalles pleines sont des éléments minces et planes dont la largeur est supérieure à l'épaisseur, reposant sur 2,3, ou 4 appuis avec ou sans continuité. on distingue plusieurs types de dalles pleines de formes régulières et irrégulières.

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

i) Critère de résistance : [1]

- dalle reposant sur 3 ou 4 appuis :

$$(Lx/50) \leq ep \leq (L\ x\ /40)$$

- dalle reposant sur deux appuis :

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

Où : ep : épaisseur de la dalle.

L : la plus grande portée mesurée entre nu.

ii) Sécurité contre l'incendie : **[1]**

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

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

iii) condition d'isolation acoustique : [1] ep ≥ 15 cm.

- Critère de résistance : $120/50 \leq ep \leq 120/40 \Rightarrow 2.5 \leq ep \leq 3$

  $120/35 \leq ep \leq 120/30 \Rightarrow 3.42 \leq ep \leq 4$

- La sécurité contre l'incendie : ep = 11cm
- Condition d'isolation acoustique : ep = 15 cm

Conclusion :

Pour la dalle plaine on adoptera : ep = 15cm

Condition de la flèche :

Si L ≤ 5m $\Rightarrow f \leq \frac{L}{500}$. **[1]**

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

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

II.3.1. Maçonnerie :

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

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

Tableau 2-1 : charge permanente du mur simple cloison

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

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

Tableau 2-2 : charge permanente du mur double cloison



Figure 2-3: Simple et double cloisons

II.3.2. Plancher terrasse :

II.3.2.a. Charges permanentes :

N	Composants	Épaisseur (m)	Poids surfacique (KN/m^2)
1	Gravillon roulé	0.04	0.72
2	Étanchéité multicouche	0.02	0.12
3	Papier kraft	-	0.05
4	Forme de pente	0,14	2.2
5	Plaque de liège	0.03	0.03
6	Pare vapeur	0.01	0.06
7	Film polyane	-	0.01
8	Planche corps creux	0.16+0.04	2.8
9	Enduit de plâtre	0.02	0.2
		G	**6.19**

Tableau 2-3 : Charge permanente du plancher terrasse

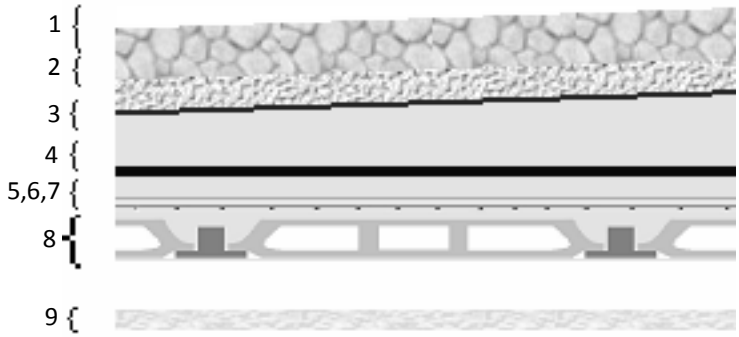


Figure 2-4 : composants d'un plancher terrasse

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 :

N	Composants	Épaisseur (m)	Poids surfacique (KN/m$^{2)}$
1	Carrelage	0.02	0.44
2	Lit de sable	0.03	0.54
3	Mortier de pose	0.02	0.4
4	Planche corps creux	0.16+0.04	2.8
5	Enduit de plâtre	0.02	0.2
6	mur simple cloison	0.1	1.62
		G	**6.00**

Tableau 2-4 : Charge permanente du plancher courant

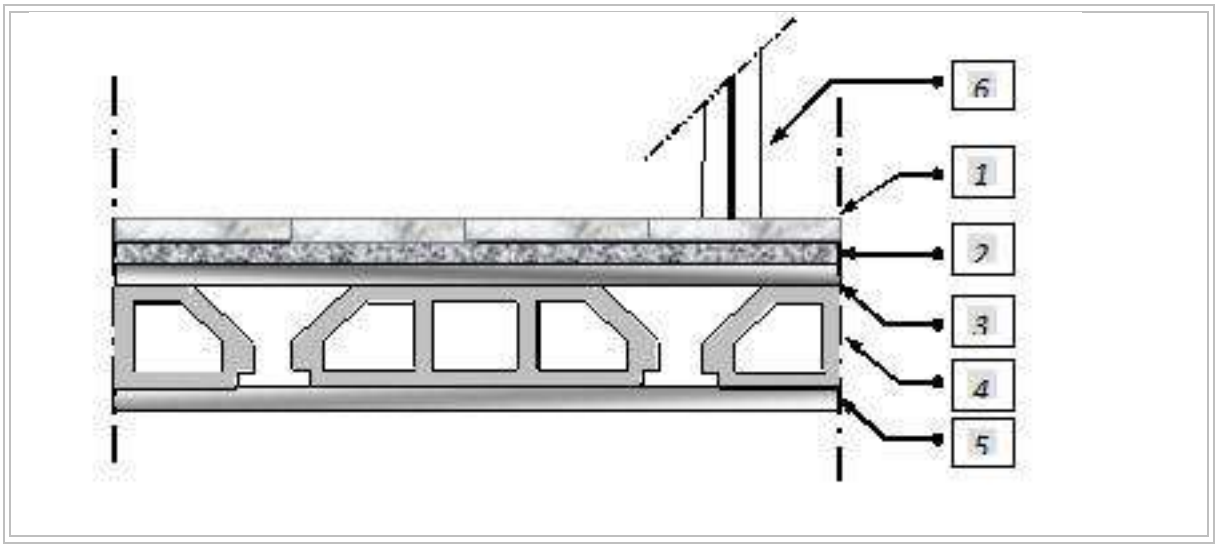


Figure 2-5 : composants d'un plancher courant

II.3.3.b. charges d'exploitation : [3]

Q = 1.5 KN /m^2 (usage d'habitation)

II.3.4. dalle pleine :

II.3.4.1. Balcon :

II.3.4.1.a. Charge permanente :

N	Composants	Épaisseur (m)	Poids surfacique (KN/m^2)
1	Gravillon roulé	0.04	0.72
2	Étanchéité multicouche	0.02	0.12
3	Papier kraft	-	0.05
4	Forme de pente	0,14	2.2
5	Plaque de liège	0.03	0.03
6	Pare vapeur	0.01	0.06
7	Film polyane	-	0.01
8	Dalle pleine	0.15	3.75
9	Enduit de plâtre	0.02	0.2
		G	**7.14**

Tableau 2-5 : Charge permanente d'un balcon terrasse

N	Composants	Épaisseur (m)	Poids surfacique (KN/m^2)
1	Carrelage	0.02	0.44
2	Lit de sable	0.03	0.54
3	Mortier de pose	0.02	0.4
4	Étanchéité multicouche	0.02	0.12
5	Dalle pleine	0.15	3.75
6	Enduit de ciment	0.02	0.36
		G	**5.61**

Tableau 2-6 : Charge permanente d'un balcon courant

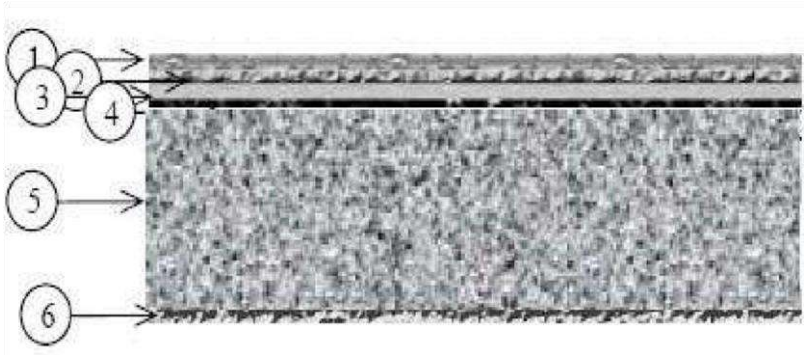


Figure 2-6 : composants de la dalle pleine

II.3.4.1.b. Surcharge d'exploitation du balcon :

Q=3.5kN/m².

II.4.Prédimensionnement des poutres :

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

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

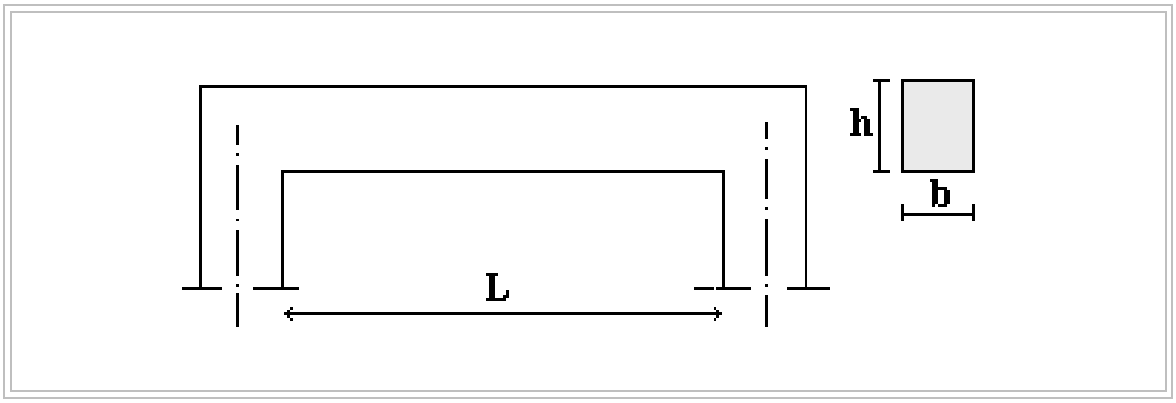


Figure 2-7 : Dimensionnement de la poutre

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

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

- (portée max)/15 ≤ h ≤ (portée max)/10 [1]
- 0.3h ≤ b ≤ 0.7h

Les dimensions minimales de poutres exigées par le Règlement RPA99 Version 2003 en zone III sont:

- h ≥ 30cm
- b ≥ 20 cm [2]
- h/b ≤ 4
- $b_{max} \leq 1.5h+b1$

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

	poutres principales	poutres secondaires
Conditions de résistance	L_{max}= 4.8 m ⇒32cm ≤ h ≤48cm on adopte h = **40** cm ⇒ 12 cm ≤ b ≤28cm on adopte b = **30** cm	L_{max} = 4.00m ⇒26.7cm ≤h≤40cm on adopte h =30 cm ⇒ 12cm ≤ b ≤ 28 cm on adopte b = **30** cm
Vérification selon le RPA 99	h=40cm≥30cm ; b=30cm≥20cm h/b=1.33≤ 4	h=30cm≥30cm ; b=30cm≥20cm h/b=1≤ 4
Condition de rigidité (h/L ≥ 1/16)	(h/L=0.0833) ≥ (1/16=0.0625) (condition vérifie)	(h/L=0.1) ≥ (1/16=0.0625) (condition vérifie)
Conclusion	h = **40**cm ; b = **30** cm	h = **30** cm ; b = **30** cm

Tableau 2-7 : pré dimensionnement des poutres

II.5. Pré dimensionnement des poteaux :

Ce sont des éléments porteurs verticaux en béton armé, ils constituent les points d'appuis pour transmettre les charges aux fondations, on peut pré dimensionner les poteaux, en utilisant un calcul basé sur la descente des charges permanentes et d'exploitation à l'état limite ultime (NU=1,35G+1,5Q)

II.5.1. Choix du poteau le plus sollicité :

Le poteau le plus sollicité est (B-3).

II.5.2. Dimensions des poteaux :

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

- ✓ MIN (b_1, h_1) ≥ 30cm

Niveau d'étage		5	4	3	2	1	RDC	Sous-sol
Dimension du poteau	b_1 (cm)	30	30	35	35	40	40	45
	h_1 (cm)	30	30	35	35	40	40	45

Tableau 2-8 : pré dimensionnement des poteaux

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

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

- $0.7 \times L_0$: si le poteau est à ses extrémités :
  - Soit encastré dans un massif de fondation.
  - Soit assemblé à des poutres de plancher ayant au moins la même raideur que lui dans le sens considéré et le traversant de part en part.
- L_0 : dans les autres cas.

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

	Dimensions du poteau	L_f	$i = \frac{b}{\sqrt{12}}$	λ
le 5eme étage	30x30	2.261	0.08660254	26.108
le 4eme étage	30x30	2.261	0.08660254	26.108
le 3eme étage	35x35	2.261	0.1010363	22.378
le 2eme étage	35x35	2.261	0.1010363	22.378
le 1er étage	40x40	2.261	0.11547005	19.581
le RDC	40x40	2.261	0.11547005	19.581
le sous-sol	45x45	2.261	0.12990381	17.405

Tableau 2-9 : détermination de la longueur de flambement

II.5.4. Calcul de l'effort $\overline{Nu}$:

L'effort normal admissible est :

✓ : $$N_{ultime} \le \left(\frac{B_r f_{c28}}{0.9\gamma_b} + A\frac{f_e}{\gamma_s} \right).\alpha \qquad [1]$$

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

B_r : la section réduite du poteau obtenue en déduisant de sa section réelle un centimètre d'épaisseur sur toute sa périphérie.

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

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

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

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

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

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

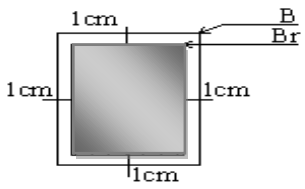


Figure 2-8 : Section réduite du poteau

	Dimension (cm×cm)	Br (cm²)	λ	α	As (cm²)	$\bar{N}_u$ (kN)
le 5eme étage	30x30	784	26.108	0.765	0.9	1031.307
le 4eme étage	30x30	784	26.108	0.765	0.9	1031.307
le 3eme étage	35x35	1089	22.378	0.786	1.225	1470.990
le 2eme étage	35x35	1089	22.378	0.786	1.225	1470.990
le 1er étage	40x40	1444	19.581	0.800	1.6	1985.073
le RDC	40x40	1444	19.581	0.800	1.6	1985.073
le sous-sol	45x45	1849	17.405	0.810	2.025	2537.041

Tableau 2-10 : calcule de $\bar{N}_u$

II.5.5. Détermination des charges et surcharges :

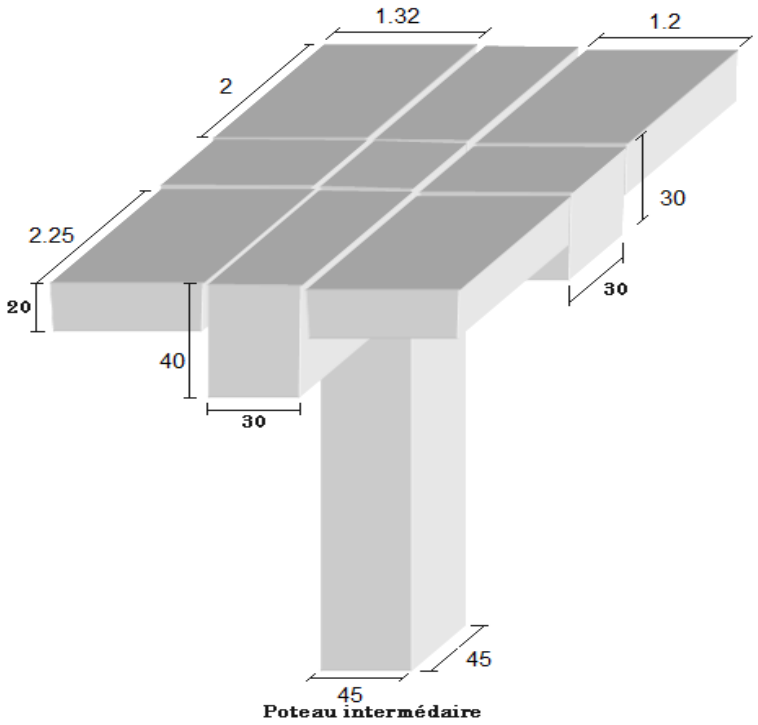


Figure. 2-9 : représentation du poteau le plus sollicité

- Surface du plancher revenant au poteau :

  S_p= (2.82-0.3) x (4.55-0.3) $\Rightarrow$ **S_p=10.71m^2**

- Surface totale :

  S_t=4.55 x2.82 $\Rightarrow$ **St=12.831m^2**

II.5.6. Descente des charges :

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

II.5.6.a. Charges Permanente

Étage	$G_{plancher}$ (KN)	G_{poteau} (KN)	G_{poutre} (KN)	G (KN)	G_{cum} (KN)
5éme étage	66.29	7.27	18.42	91.98	91.98
4éme étage	64.26	7.27	18.42	89.95	181.93
3éme étage	64.26	9.89	18.42	92.57	274.5
2éme étage	64.26	9.89	18.42	92.57	367.07
1éme étage	64.26	12.92	18.42	95.6	462.67
RDC	64.26	12.92	18.42	95.6	588.27
Sous-sol	64.26	16.35	18.42	99.03	687.3

Tableau 2-11 : Tableau des charges permanentes

II.5.6.b. Charges d'exploitation : DTR charge surcharge art6.3

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

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

Avec :

- n: Nombre d'étage on démarre de haut en bas (le premier étage est ''0'').
- Q0 : La charge d'exploitation sur la terrasse.
- Q1, Q2,……, Qn : Les charges d'exploitations des planchers respectifs.

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

	Q (kN)		$\frac{3+n}{2n}$	Q_{cum} (kN)
5éme étage	Q0 =	12.831		12.831
4éme étage	Q1=	19.246	1	32.07
3éme étage	Q2=	19.246	0.95	52.27
2éme étage	Q3=	19.246	0.90	64.79
1éme étage	Q4=	19.246	0.85	78.27
RDC	Q5=	19.246	0.80	89.81
Sous-sol	Q6=	19.246	0.75	99.44

Tableau 2-12 : Tableau des surcharges d'exploitation

Effort normal de résistance :

$$\begin{cases} \mathbf{N_u = 1.35G + 1.5Q} \\ \mathbf{\overline{N}_u = N_u + 10\% N_u = 1.1 N_u} \end{cases} \qquad [1]$$

niveau	G_{cum} (KN)	Q_{cum} (kN)	N_u (KN)	$1.1N_u$ (KN)	$\overline{N}_u$ (kN)	$1.1N_u \leq \overline{N}_u$
5éme étage	91.98	12.831	143.41	157.75	1031.307	OUI
4éme étage	181.93	32.07	293.71	323.08	1031.307	OUI
3éme étage	274.5	52.27	448.98	493.87	1470.990	OUI
2éme étage	367.07	64.79	592.72	651.99	1470.990	OUI
1éme étage	462.67	78.27	742.01	816.21	1985.073	OUI
RDC	588.27	89.81	928.87	1021.76	1985.073	OUI
Sous-sol	687.3	99.44	1077.02	1184.71	2537.041	OUI

Tableau 2-13 : Tableau de vérification

II.5.7. Vérification selon le RPA99v2003 :

D'après le RPA99v2003, les clauses suivantes doivent être vérifiées :

Condition à vérifier	Application de condition	Vérification
Min (b, h) ≥ 30 cm	Min (b, h) = 30cm ≥ 30 cm	Oui
Min (b, h) ≥ he /20	Min (b, h) =30cm≥ (he/20) = (3.23 -0.40)/20=14.15cm	Oui
0.25 ≤ (b/h) ≤ 4	0.25 ≤ (b/h)=1 ≤ 4	Oui

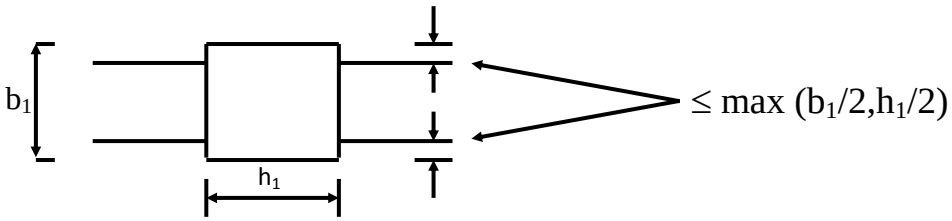
Tableau 2-14 : vérifications de coffrage des poteaux

II.5.8. Vérification aux zones nodales art 7.5.1 page 69:

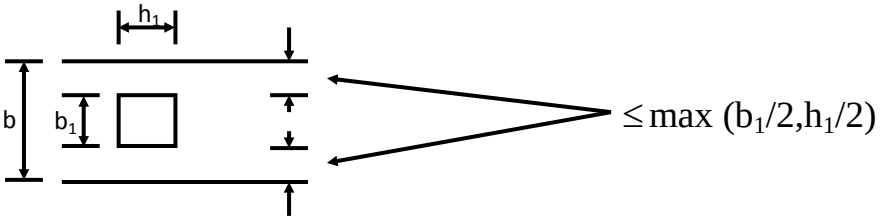
Il nous reste à vérifier :

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

- Cas (a) :



- Cas (b) :



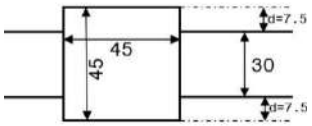
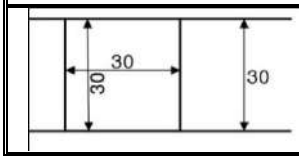
	b_{max} (cm)	h_1 (cm)	b_1 (cm)	$b_{max} \leq 1.5h_1+b_1$	d (cm)	Max $(b_1/2;h_1/2)$	$d \leq$ Max $(b_1/2;h_1/2)$
	30	45	45	Oui	7.5	22.5	Oui
	30	30	30	Oui	0	15	Oui

Tableau 2-15 vérification aux zones nodales

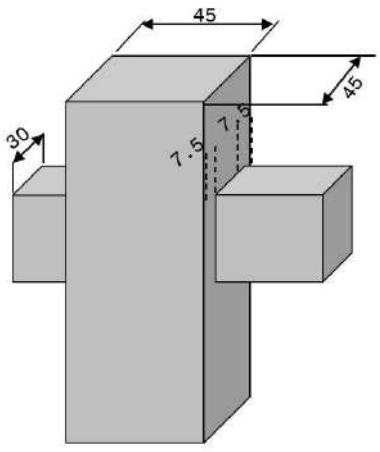


Figure 2-10 : les poutres principales

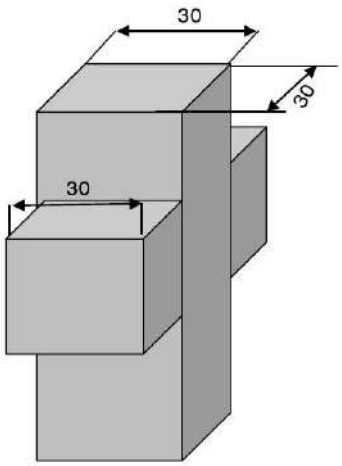


Figure 2-11 : les poutres secondaires

II.6. Prédimensionnement 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.

On considère comme voiles les éléments satisfaisant à la condition $L \geq 4a$. Dans le cas contraire, ces éléments sont considérés comme des éléments linéaires.

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

RPA.99 version 2003 : ►► [Art 7.7.1] ◄◄

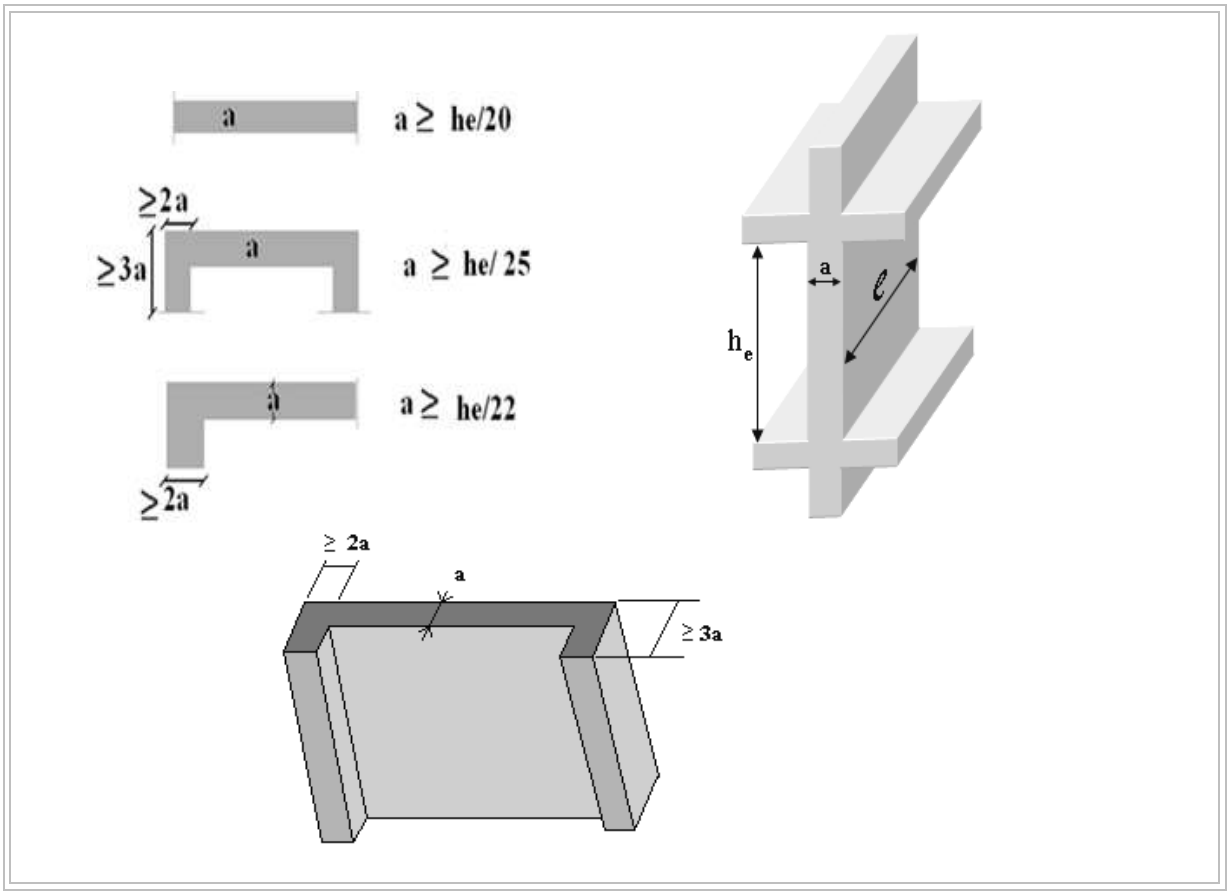


Figure 2- 12 : Coupe de voile en plan (gauche)
Voile en 3D (droite)

Dans notre cas on a :

- he= 3.23-0.40=2.83m.
- a ≥ MAX(15 cm ; he/25; he/22; he/20)

  a ≥MAX(15 cm ; 11.32cm;12.86m;14.15cm)

  a ≥15 cm

On adopte la même épaisseur pour tous les voiles : a =15 cm

Concernant les voiles de sous-sol qui servent comme soutènement au sol, ils sont appuyés sur les quatre côtés et travaillent comme une dalle pleine, leurs épaisseurs peuvent être modifiées par la suite.

Remarque :

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

III .1. Introduction :

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

• Les éléments porteurs principaux qui contribuent directement aux contreventements et à la stabilité de l'ensemble en général.

• Les éléments secondaires qui ne participent pas au contreventement de la structure.

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

III.2. Calcul de l'acrotère :

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

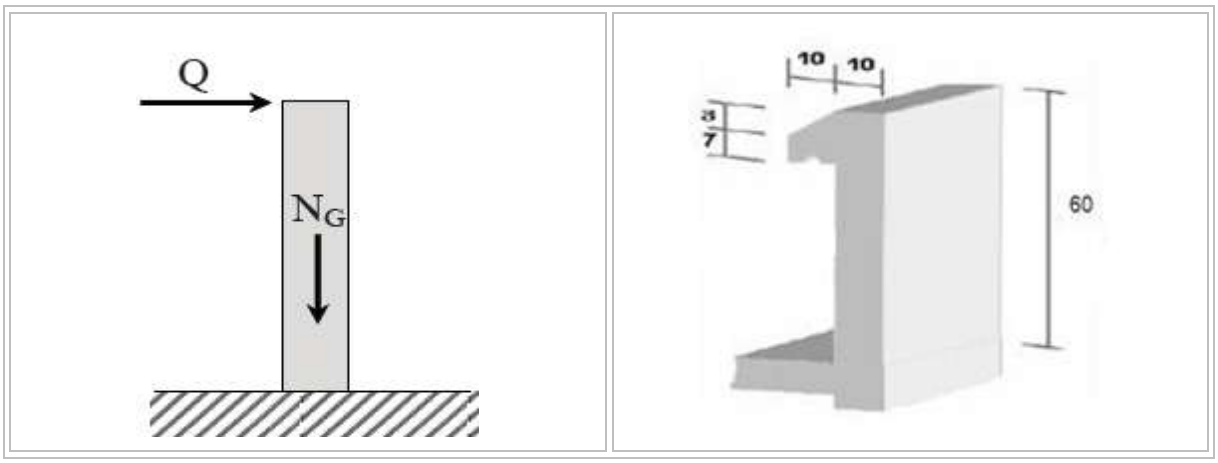


Figure 3-1 : L'acrotère

III.2.1. Charges permanentes et d'exploitations :

Charge permanente G [KN/ml]	[(0.6*0.1)+(0.07*0.1)+(0.03*(0.1/2))]*25*1 = 1.712
charge d'exploitation Q [KN/ml]	**1**

Tableau 3-1 : Les charges

III.2.2. Calcul des efforts :

	E.L.U	E.L.S
Effort normal : Nu (kN)	1,35 * G= 2.311	G = 1.712
Effort tranchant : Tu (kN)	1,5 * Q = 1.5	Q = 1
Moment d'encastrement : Mu(kN.m)	1,5 * Q * h =0.9	Q * h = 0.6

Tableau 3-2 : Les efforts

III.2.3. Calcul du ferraillage :

Le calcul du ferraillage se fera en flexion composée et en situation durable.

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

Tableau 3-3 : Les données

III.2.3.a. À E L U :

❖ **Calcul de l'excentricité :**

À l'attention de : $e_0 = \frac{Mu}{Nu} = \frac{0.900}{2.311} \Rightarrow e0 = 38.94$ cm

On a : $e_0 = 38.94$ cm $> \frac{h}{2} - c = \frac{10}{2} - 2.5 = 2.5$ cm

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

❖ **Calcul du moment de flexion :**

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

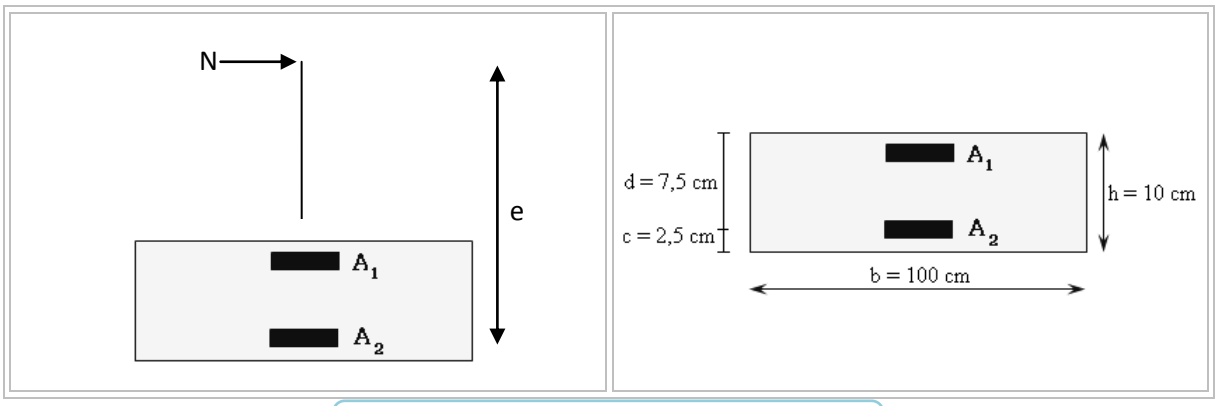


Figure 3-2 : Section de B.A à l'ELU

$e = e0 + (\frac{h}{2} - C) \Rightarrow e = 0.414$ m

$M1 = N * e \Rightarrow M1 = 0.958$ kN.m

❖ **Calcul des armatures verticales :**

Le calcul se fait en flexion simple :

$\mu = \frac{M_f}{(\sigma_{bc} * b * d^2)} \Rightarrow \mu = 0.012$

$\mu = 0.012 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow \begin{cases} A'_1 = 0 \\ ß = 0.994 \end{cases}$

$A_1 = \dfrac{M_f}{(\overline{\sigma_s} * \beta * d)}$ $\Rightarrow$ A1 = 0,370 cm²

N : effort de compression, alors : $A = A_1 - \dfrac{N}{100 * \sigma_s} \Rightarrow$ A = 0.303 cm²

Et : A' = A'$_1 \Rightarrow$ A' =0 cm²

Donc : $\begin{cases} A = 0.303 \text{ cm}^2 \\ A' = 0 \text{ cm}^2 \end{cases}$

❖ **Condition de non fragilité :** **[1]**

$A_{min} = \dfrac{B}{1000} = \dfrac{10 \times 100}{1000} = 1 \text{ cm}^2$

Amin =1 cm²> A =0.302 cm² $\Rightarrow$ A = Amin = 1.00 cm²

On adoptera : A = 4 HA 8 = 2.01 cm²

❖ **Armatures de répartition :** **[1]**

On a : $\dfrac{A}{4} \leq Ar \leq \dfrac{A}{2} \Rightarrow 0.50 \leq Ar \leq 1.005$

Donc, on prendra : Ar = 3 HA 8 = 1.50 cm²

❖ **Espacement :** **[1]**

St=25 cm ≤ Smin =min [3h=30 cm; 33 cm] =30 cm

Srép =15 cm ≤ Smin =min [4h=40 cm ; 45 cm]=40 cm

III.2.3.b. Vérification à l'E.L.S : **[1]**

Données : N_{ser} = 1.712 kN

M_{ser} = 0.6kN.m

❖ **Calcul de l'excentricité :**

On a $e_0 = \dfrac{M_{ser}}{N_{ser}} = \dfrac{0.6}{1.712} = 35.05cm$

$\dfrac{h}{2} - c = 5 - 2.5 = 2.5 \text{ cm} < e_0 = 35.05 \text{cm}$

On doit vérifier l'inégalité ci-contre : $e_0 \geq \frac{I_G}{B_o \upsilon_2}$

Où : Bo = b*h+ 15 (A + A') $\Rightarrow$ Bo = 1030,15 cm².

$\upsilon_1 = \frac{1}{B_0}[\frac{bh^2}{2} + 15 (A' c + Ad)] \Rightarrow \upsilon 1 = 5{,}073$ cm.

$\upsilon_2 = h - \upsilon_1 \Rightarrow \upsilon 2 = 4{,}927$ cm.

$I = \frac{b}{3}(\upsilon_1{}^3 + \upsilon_2{}^3) + 15 [A(\upsilon_2 - c)^2 + A'(\upsilon_1 - c')^2] \Rightarrow I = 8516.25$ cm^4.

Alors : $\frac{I_G}{B_o \upsilon_2} = 1{,}677$ cm.

Donc : $e_0 = 35{,}05\text{cm} > \frac{I_G}{B_o \upsilon_2} = 1{,}677$ cm.

Alors : on a une section partiellement comprimée.

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

Où : $\sigma_b = k.y_1$ avec $k = \frac{N_{ser}}{S_{G'}}$

$\sigma_s = 15k(d - y_1)$

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

$y_2^3 + py_2 + q = 0$……."*"

tel que y_2: distance entre le centre de pression "c" et l'axe neutre.

$p = -3C^2 - 90\frac{A'}{b}(C - c') + 90\frac{A}{b}(d - C)$ $\qquad$ $q = -2C^3 - 90\frac{A'}{b}(C - c') - 90\frac{A}{b}(d - C)^2$

C : La distance entre la fibre la plus comprimée du béton et le point "c" et puisque "N" est un effort de compression donc " C = h/2 – e = -30.05cm < 0".

❖ **Application numérique :**

$$\begin{cases} p = -2641.08 cm^2 \\ q = +51719.75 cm^2 \end{cases}$$

Donc l'équation devient : $y_2^3 - 2641.08\, y_2 + 51719.75 = 0$

$$\Delta = q^2 + \frac{4p^3}{27} = -5.43x10^7 < 0 \Rightarrow \begin{cases} \cos\varphi = \frac{3q}{2p}\sqrt{\frac{-3}{p}} = -0.990 \Rightarrow \varphi = 171.89° \\ a = 2\sqrt{\frac{-p}{3}} = 59.34 \end{cases}$$

Les racines de l'équation sont : $y_2 = \begin{cases} a\cos(\frac{\varphi}{3}) = 32.06\ cm \\ a\cos(\frac{\varphi}{3} + 120) = -59.27\ cm \\ a\cos(\frac{\varphi}{3} + 240) = 27.21 cm \end{cases}$

On prend la solution qui est comprise dans la fourchette suivante :

$$0 < y_1 = y_2 + C < h$$

$\mathbf{y_1}$: distance entre la fibre comprimée de béton la plus éloignée et l'axe neutre.

$$\text{Donc : } \begin{cases} y_2 = 32.06 cm \\ y_1 = y_2 + C = 2.01 cm \end{cases}$$

$$S_{xx'} = \frac{1}{2} b y_1^2 + 15\left[A'(y_1 - c') - A(d - y_1)\right]$$

$$S_{xx'} = 36.48 cm^3$$

$$K = \frac{N_{ser}}{S_{xx'}} = \frac{1712}{36481} = 0.0469\ N/mm^3$$

$$\sigma_b = K y_1 = 0.0469 \times 20.1 = 0.942\ MPa < \overline{\sigma}_b = 0{,}6 f_{c28} = 15\ MPa$$

$$\sigma_s = 15K(d - y_1) = 15 \times 0.0469 \times (75 - 20.1) = 38.62\ MPa$$

$$\overline{\sigma}_s = Min\left[\frac{2}{3} f_e = 266.66\ MPa; 110\sqrt{\eta f_{tj}} = 201.633\ MPa\right] = 201.633\ MPa$$

$\sigma_s = 38.62\,MPa < \overline{\sigma}_s = 201.633\,MPa$

Donc on adoptera les sections calculées à l'E.L.U.

III.2.4. Vérification de l'effort tranchant : [1]

La section d'armature tendue doit être capable d'équilibrer l'effort de traction "F" qui est égale à:

$$F = T_u - \frac{M_u}{0.9d}$$

$$F = 1.5 - \frac{0.9}{0.9x0.075} = -11.83kN$$

F<0, Alors les armatures tendues ne sont soumises à aucun effort de traction,

Donc pas de vérification à faire.

III.2.5. Vérification de l'acrotère au séisme : [2]

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

- $F_p = 4.A.C_p.W_p$. (Art.6.2.3)

- A: coefficient d'accélération, (groupe d'usage2, zone III)
- C_p: facteur de force horizontal, (R.P.A tab. 6.1)
- W_p: poids propre de l'acrotère pour une bande de 1m de longueur.
- A=0.25 ; Cp=0.80 ; Wp= 1.712 KN.

$$F_p = 4 \times 0.25 \times 0.8 \times 1.712 = 1.369\,KN$$

$$F_p = 1.369\,KN < T = 1.5\,KN \quad \ldots\ldots\ldots \text{(Condition vérifiée)}$$

Donc l'acrotère résiste à la force horizontale.

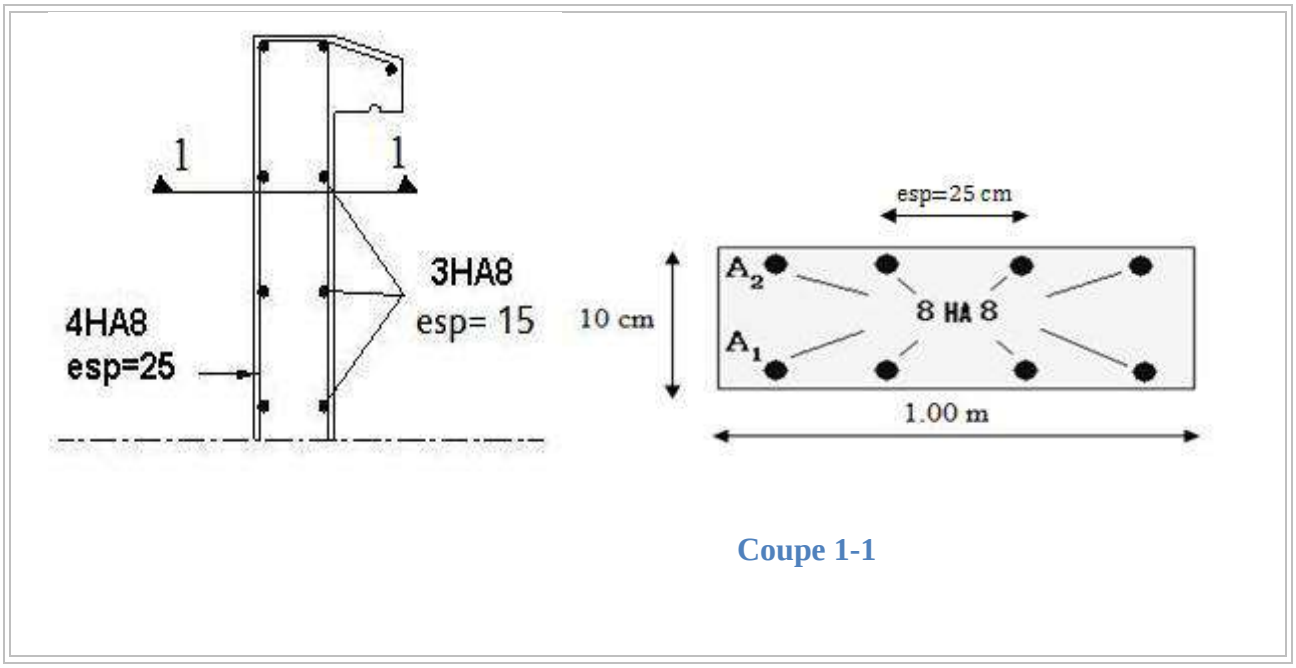


Figure 3-3 : Ferraillage de l'acrotère

III.3. Plancher à corps creux :

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

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

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

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

III.3.1. La dalle de compression : ►►Art [B.6.8.4.2.3.] ◄◄

Pour limiter le risque de fissuration de la dalle de compression par retrait du béton, ainsi que pour résister aux efforts appliquées sur la dalle ; on prévoit un ferraillage en quadrillage.
La table de compression a une épaisseur de 4 cm avec un espacement de 65 cm entre poutrelles. La section d'armature à prévoir doit satisfaire aux conditions suivantes :

- Espacement pour les armatures perpendiculaires aux nervures au plus égale à :

  20 cm **[1]**

- Espacement pour les armatures parallèles aux nervures au plus égale à :

  33 cm **[1]**

- La section d'armatures dans le sens perpendiculaire aux nervures est donnée par

$$At \geq 0.02*L*\frac{200}{fe} = \frac{4L}{fe} \quad \textbf{[1]}$$

Avec :

- L : espacements entre axes des nervures (65 cm dans notre ouvrage).
- fe : nuance de l'acier FeE520 (fe=520), le treillis soudé qui sera utilisé sera à maillage carré de 20cm x 20 cm.
- At : Section d'armatures perpendiculaires aux nervures.
  $50cm \leq (L=65cm) \leq 80cm \Rightarrow At \geq 0.5\ cm^2/m.l$

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

$$Al \geq \frac{At}{2} = 0.25\ cm^2/m.l \quad \textbf{[1]}$$

On garde le même ferraillage pour les armatures parallèles et perpendiculaires aux nervures.
On choisit un treillis soudé :

TLE520 : de nuance FeE520 avec des armatures de Ø5.et un espacement 20cm x 20 cm.

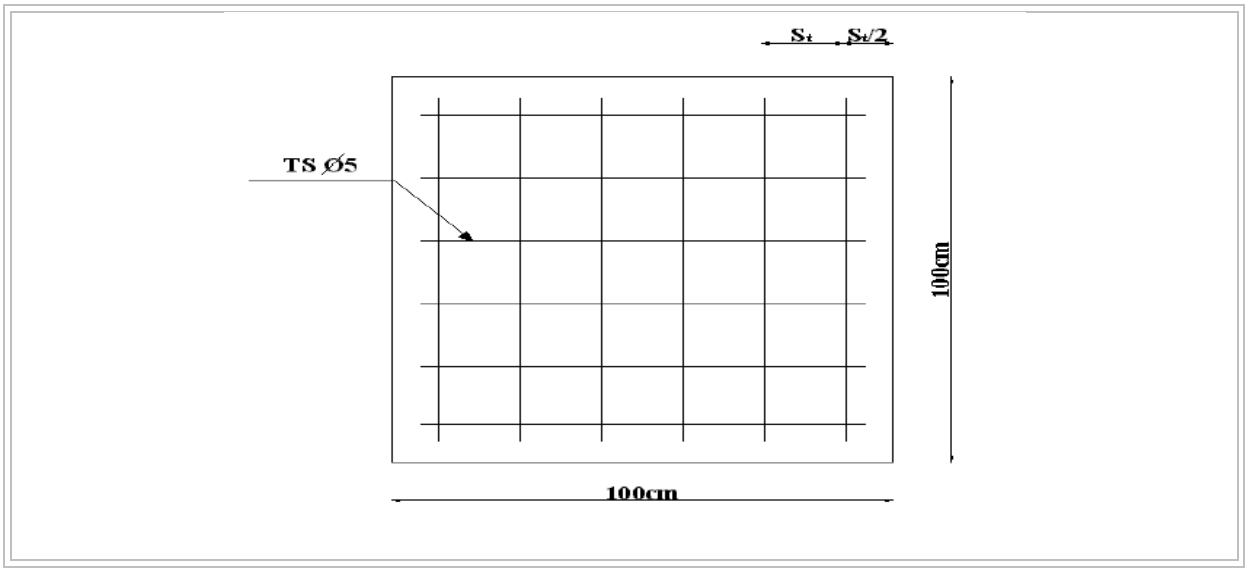


Figure 3-4 : disposition constructive des armatures de la table de compression

III.3.2. Les poutrelles :

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

- Avant coulage.
- Après coulage.

III.3.2.1. avant coulage :

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

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

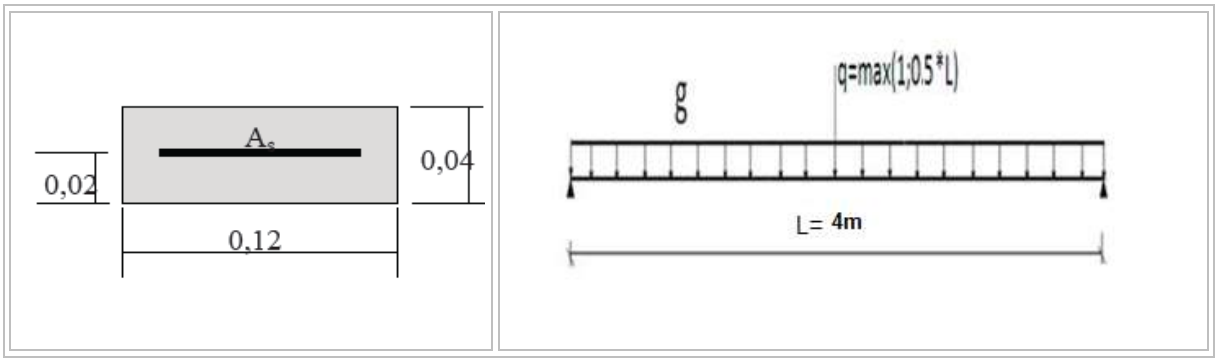


Figure 3-5 : schématisation de la poutrelle avant coulage

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

La travée L (m)	Q (kN)	G (kN/ml)	
4.00	2.00	poids de poutrelle	poids du corps creux
		0.12*0.04*25 = 0.12	0.65*1 = 0.65
		0.77	

Tableau 3-4 : les charges de la poutrelle avant collage

Le calcul en flexion simple nous octroie :

$M_G(KN.m)$	$M_Q(KN.m)$	$M_U(KN.m)$
$\frac{GL^2}{8}$ 1.54	$\frac{QL}{4} = 2.00$	$1.35M_G+1.5M_Q=5.079$

Tableau 3-5 : Calcul des moments

$$\mu = \frac{Mu}{\bar{\sigma}b * b * d^2} = \frac{5.079 * 10^3}{14.2 * 12 * 2^2} = 7.45 \gg \mu max = 0.392$$

Cette valeur de μ=7.45 sort du domaine de la flexion simple ; en plus la poutrelle dans cette étape accusera une grande déformation (flèche) d'où : instabilité de la poutrelle, donc les armatures comprimées sont nécessaires, à cause de la faible section du béton, ces armatures ne peuvent pas être placées, on prévoit alors des étaiements sous poutrelles destinées à supporter les charges et les surcharges avant le coulage du béton.

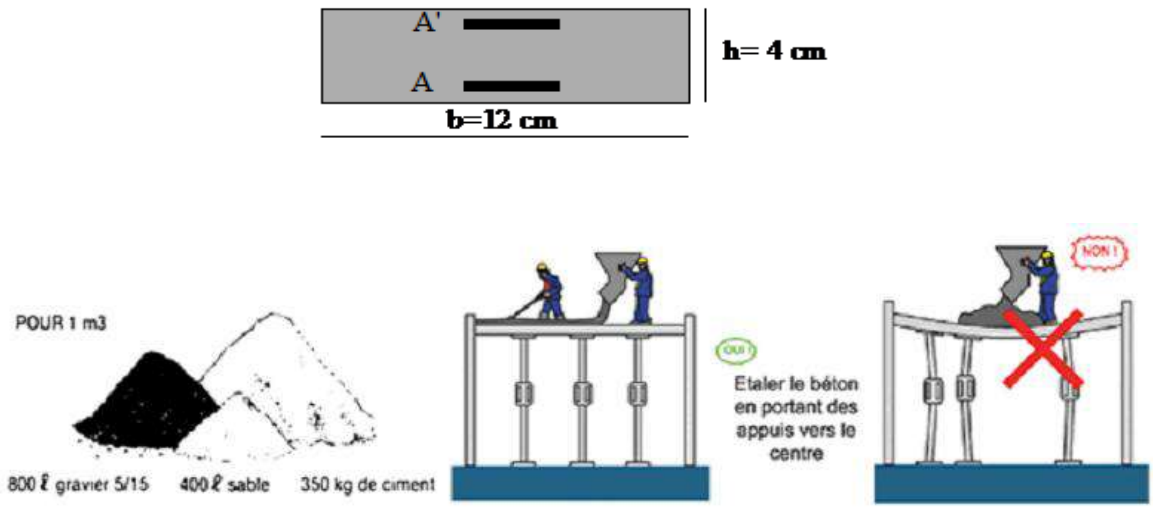


Figure 3-6 : Choix de disposition des étaiements

Calcul des étaiements :

C'est à partir du calcul de moment qu'on pourra déterminer le nombre d'étaiements, on commence par la disposition d'un seul pied droit au milieu, on détermine alors "μ" pour la comparer avec "μl", si ce coefficient est supérieur du premier donc un seul pied droit suffira, sinon on ajoutera un deuxième et ainsi de suite jusqu'à l'obtention d'un coefficient de frottement inférieur au coefficient de frottement limite.

- Pour un seul étai au milieu :

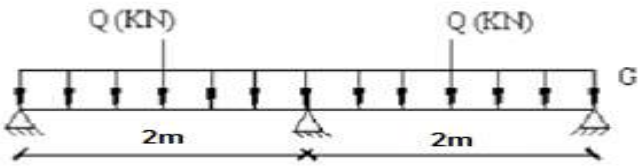


Figure 3.7. Travée avec un seul étai au milieu

- G= 0.77KN/ml
- Q = Max [1 KN ; 0,5x (1.00) KN] =1 kN
- M_G=0.385KN.m
- M_Q=0.5 KN.m
- M_U=1.269kN.m

$$\mu = \frac{Mu}{\bar{\sigma}b * b * d^2} = \frac{1.269 * 10^3}{14.2 * 12 * 2^2} = 1.86 \gg \mu max = 0.392$$

On ajoute un autre étaiement.

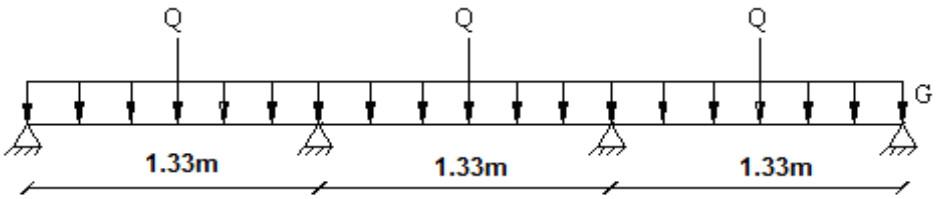


Figure 3.7. Travée avec deux étais

- G= 0.77KN/ml
- Q = Max [1 KN ; 0,5x (0.665) KN] =1kN
- M_G=0.170 KN.m
- M_Q=0.33 KN.m
- M_U=0.729 kN.m

$$\mu = \frac{Mu}{\bar{\sigma}b * b * d^2} = \frac{0.729 * 10^3}{14.2 * 12 * 2^2} = 1.069 \gg \mu l = 0.392$$

On ajoute un autre étaiement.

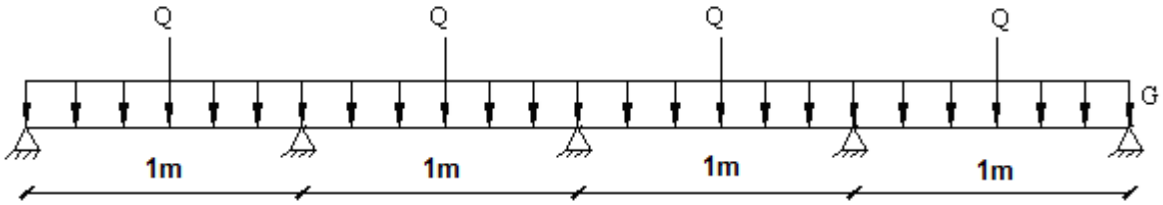


Figure 3.8. Travée avec trois étais

- G= 0.77KN/ml
- Q = Max [1 KN ; 0,5x (0.5) KN] =1kN
- M_G=0.096 KN.m
- M_Q=0.25 KN.m
- M_U=0.50 kN.m

$$\mu = \frac{Mu}{\bar{\sigma}b * b * d^2} = \frac{0.50 * 10^3}{14.2 * 12 * 2^2} = 0.733 \gg \mu l = 0.392\ (C.N.V)$$

On ajoute un autre étaiement.

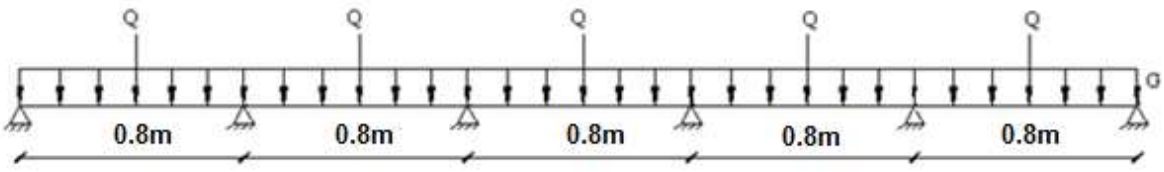


Figure 3.9. Travée avec quatre étais

- G= 0.77KN/ml
- Q = Max [1 KN ; 0,5x (0.4) KN] =1kN
- M_G=0.061* KN.m
- M_Q=0.2 KN.m
- M_U=0.38 kN.m

$$\mu = \frac{Mu}{\bar{\sigma}b * b * d^2} = \frac{0.380 * 10^3}{14.2 * 12 * 2^2} = 0.55 \gg \mu l = 0.392\ (C.N.V)$$

On ajoute un autre étaiement.

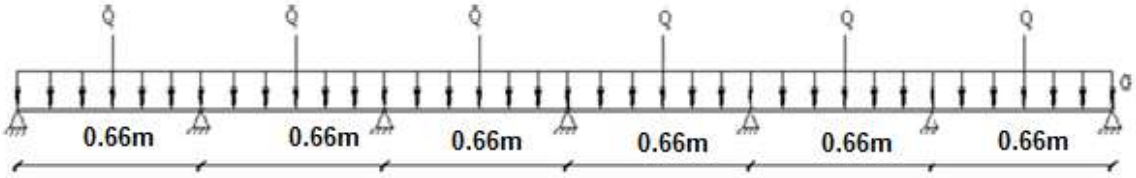


Figure 3.10. Travée avec cinq étais

- G= 0.77KN/ml
- Q = Max [1 KN ; 0,5x (0.33) KN] =1kN
- M_G=0.033 KN.m
- M_Q=0.15 KN.m
- M_U=0.26 kN.m

$$\mu = \frac{Mu}{\bar{\sigma}b * b * d^2} = \frac{0.26 * 10^3}{14.2 * 12 * 2^2} = 0.381 \ll \mu l = 0.392\ (C.V)$$

On place un étaiement à une distance L=0.66m. Pour les poutrelles de notre bloc.

III.3.2.2. Après coulage :

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

Trois types de poutres continues sont à envisager :

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

III.3.2.2.1. Méthodes de calcul :

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

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

III.3.2.2.1. a. La méthode forfaitaire :

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

- La surcharge d'exploitation Q ne doit pas dépasser le double des charges permanentes ou bien 5000 N/mm².

$$Q \leq \begin{cases} 2G \\ 5000 N/mm^2 \end{cases}$$

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

- La fissuration est peu nuisible.

- **Exposé de la méthode : [1]**

On désigne chaque travée par :

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

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

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

3) Pour les appuis :

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

Avec :

M_t : Moment en travée. M_e : Moment max sur l'appui droit.

M_ω : Moment max sur l'appui gauche. M_a : Moment à l'appui.

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

$T_\omega = T_0 + \frac{M_\omega - M_e}{L} = \frac{PL}{2} + \frac{M_\omega - M_e}{L}$ T_ω : effort tranchant à gauche de la travée.

$T_e = -T_0 + \frac{M_\omega - M_e}{L} = -\frac{PL}{2} + \frac{M_\omega - M_e}{L}$ T_e : effort tranchant à droite de la travée.

Niveau	G (kN/m)	Q (kN/m)	q_u (kN/m)	q_{ser} (kN/m)
Terrasse	6.19*0.65=4.023	1*0.65=0.650	6.406	4.673
Courant	6*0.65=3.9	1.5*0.65=0.975	6.727	4.875

Tableau 3.6 : Actions de calcul des poutrelles après coulage

III.3.2.2.1.b. Méthode de CAQUOT : [1]

Le rapport entre les portées successives n'est pas compris entre 0.8 et 1.25, donc la méthode forfaitaire n'est pas applicable, le calcul s'effectue par la méthode de CAQUOT comme le résume le tableau suivant :

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

Tableau 3-7 : Méthode de CAQUOT

Avec :

- M_o : moment isostatique.
- M_w ; Me :Les valeurs absolues des moments sur appuis de gauche et de droite.
- q_w : Charge répartie à gauche de l'appui considéré.
- q_e : Charge répartie à droite de l'appui considéré.
- l'_w : longueurs de travées fictives à gauche.
- l'_e : longueurs de travées fictives à droite.
- l : représente la portée de la travée libre.
- T_w : Effort tranchant à gauche de l'appui considéré.
- T_e : Effort tranchant à droite de l'appui considéré.

III.3.2.2.1.c Sollicitations de calcul :

On a trois types des poutrelles dont la solution se fait par la méthode forfaitaire :

Vérification si la méthode forfaitaire est applicable.

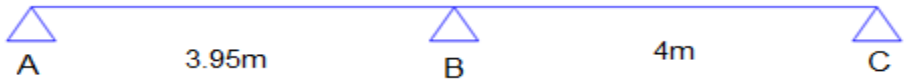
- $Q = 1kN/m^2 \leq \begin{cases} 2G = 12.38\,kN/m^2 \\ 5 \quad kN/m^2 \end{cases}$ **(C.V)**

- l'inertie est constante pour toutes les travées.

- $0.8<L_i/L_{i+1}<1.25$.

- La fissuration est peu nuisible

- **Poutrelle à deux travées Type 1 :**



- $0.8<L_{AB}/L_{BC}<1.25$ => $0.8<0.98<1.25$, on utilise alors la méthode forfaitaire.

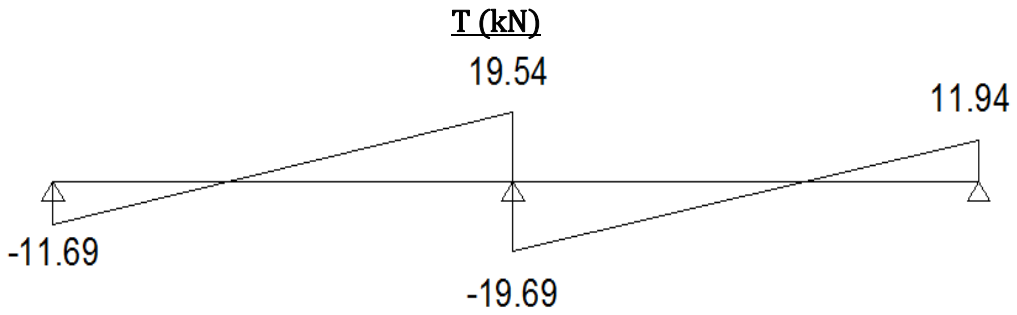
Les résultats sont indiqués dans le tableau suivant :

TRAVEE	M0 (KNm)	Mt(KNm)	Mw(KN m)	Me(KNm)	Tw(KN)	Te(KN)
A-B	13.12	6.77	1.69	15.5	11.69	19.54
B-C	13.45	7.07	15.5	1.77	19.69	11.94

Tableau 3-8 : Différentes sollicitations dans la poutrelle à deux travées (ELU)

TRAVEE	M0 (KNm)	Mt(KNm)	Mw(KNm)	Me(KNm)	Tw(KN)	Te(KN)
A-B	9.50	4.92	1.23	11.27	8.50	14.21
B-C	9.75	5.14	11.27	1.29	14.31	8.86

Tableau 3-9 : Différentes sollicitations dans la poutrelle à deux travées (ELS)



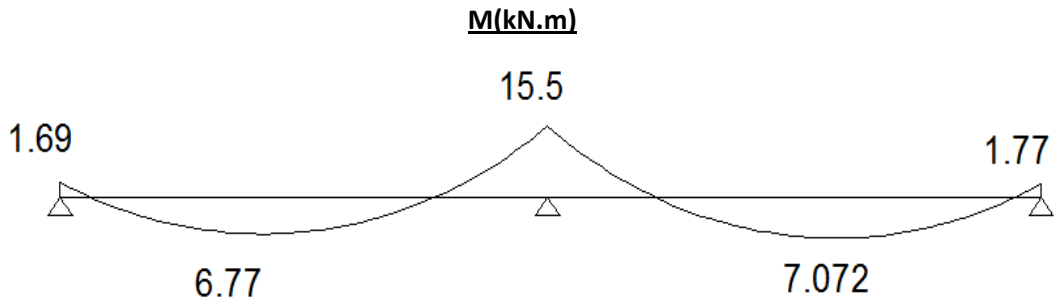


Figure 3-11 : Diagrammes des efforts dans la poutrelle à deux travées

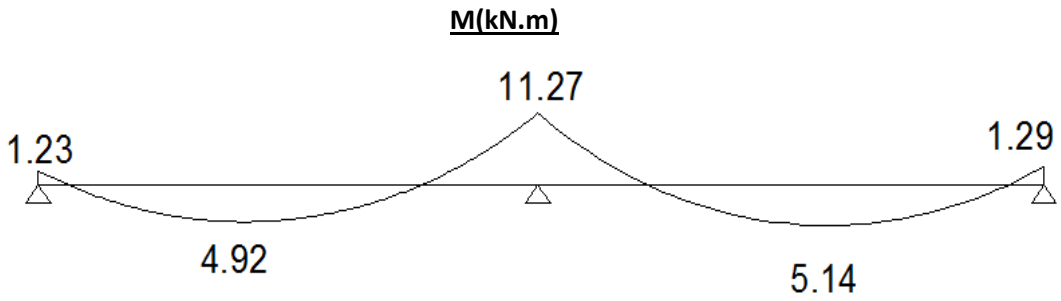
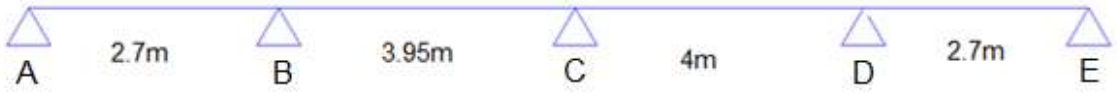


Figure 3-12 : Diagrammes des efforts dans la poutrelle à deux travées (ELS)

- **Poutrelle à quatre travées Type 2**



- Pour ce type de poutrelle la méthode forfaitaire n'est pas applicable car le rapport L_i/L_{i+1} n'est pas compris entre 0.8 et 1.25. On utilise donc la méthode de Caquot.

Les résultats sont indiqués dans le tableau suivant :

TRAVE	M0 (KNm)	Mt(KNm)	Mw(KN m)	Me(KNm)	Tw(KN)	Te(KN)
A-B	6.13	2.74	0.68	8.72	7.44	13.90
B-C	13.12	5.33	8.72	11.18	14.99	16.24
C-D	13.45	5.58	11.18	8.96	16.37	15.26
D-E	6.13	2.66	8.96	0.67	13.99	7.35

Tableau 3-10 : Différentes sollicitations dans la poutrelle à quatre travées (ELU)

TRAVE	M0(KN.m)	Mt(KN.m)	Mw(KN.m)	Me(KN.m)	Tw(KN)	Te(KN)
A-B	4.44	1.99	0.5	6.34	5.41	10.11
B-C	9.50	3.88	6.34	8.13	10.90	11.80
C-D	9.75	4.06	8.13	6.51	11.90	11.09
D-E	4.44	1.94	6.51	0.48	10.17	5.35

Tableau 3-11 : Différentes sollicitations dans la poutrelle à quatre travées (ELS)

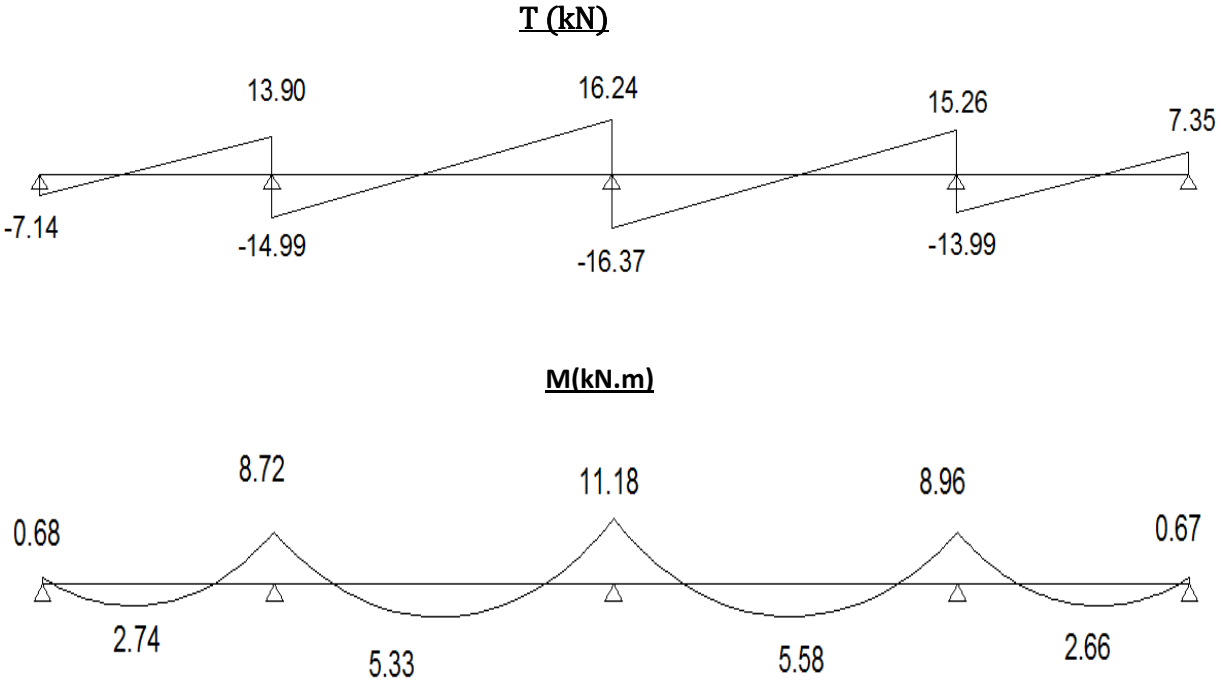


Figure 3-13 : diagrammes des efforts dans la poutrelle à quatre travées (ELU)

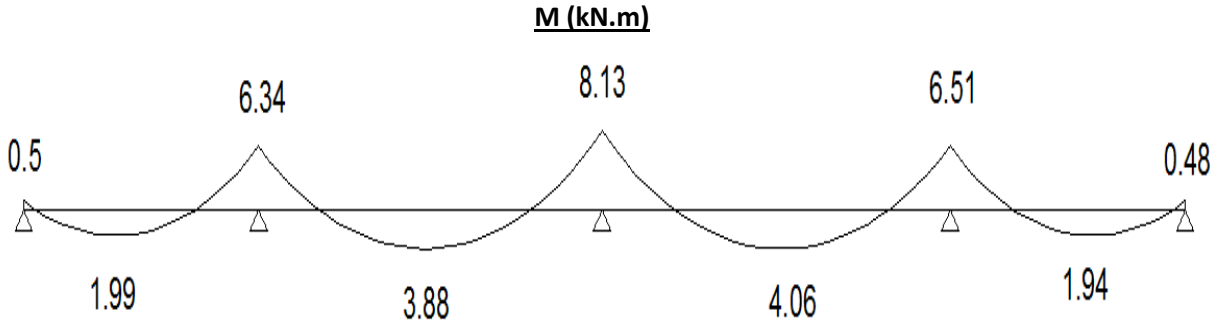


Figure 3-14: diagrammes des efforts dans la poutrelle à quatre travées (ELS)

- **Poutrelles à 5 travées Type 3**



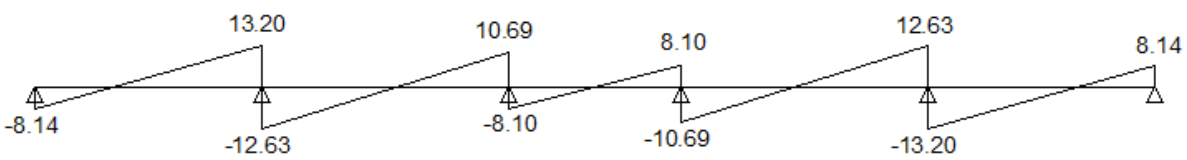
TRAVEE	M0 (KNm)	Mt(KNm)	Mw(KNm)	Me(KNm)	Tw(KN)	Te(KN)
A-B	6.13	3.35	0.84	6.83	8.14	13.20
B-C	7.31	3.14	6.83	3.97	12.63	10.69
C-D	3.53	0.18	3.97	3.97	8.10	8.10
D-E	7.31	3.14	3.97	6.83	10.69	12.63
E-F	6.13	3.35	6.83	0.84	13.20	8.14

Tableau 3-12 : Différentes sollicitations dans la poutrelle à 05 travées (ELU)

TRAVEE	M0 (KNm)	Mt(KNm)	Mw(KNm)	Me(KNm)	Tw(KN)	Te(KN)
A-B	4.44	2.43	0.61	4.96	5.92	9.60
B-C	5.30	2.29	4.96	2.89	9.18	7.77
C-D	2.56	0.13	2.89	2.89	5.89	5.89
D-E	5.30	2.29	2.89	4.96	7.77	9.18
E-F	4.44	2.43	4.96	0.61	9.60	5.92

Tableau 3-13: Différentes sollicitations dans la poutrelle à 05 travées (ELS)

T(kN)



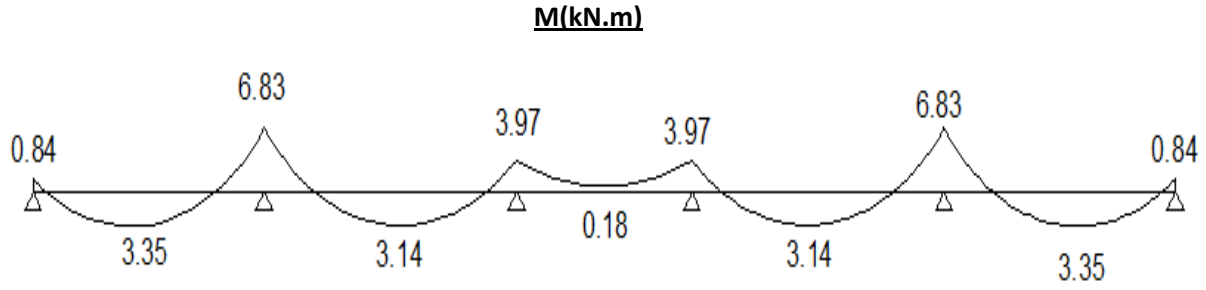


Figure 3-15 : diagrammes des efforts dans la poutrelle à cinq travées (ELU)

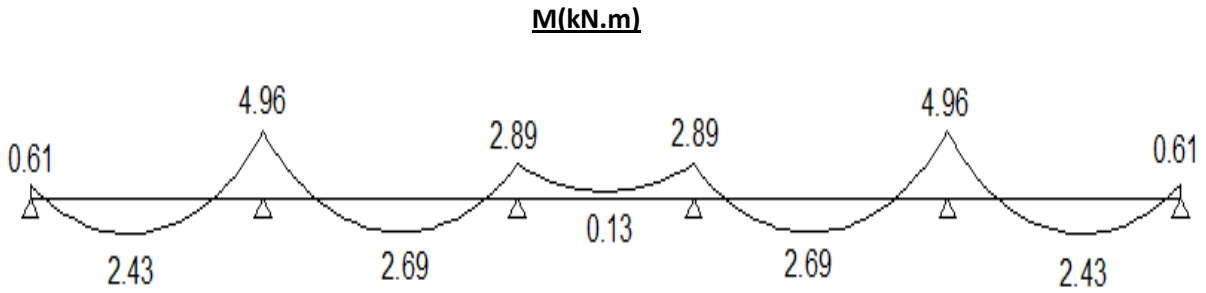


Figure 3-16 : diagrammes des efforts dans la poutrelle à cinq travées (ELS)

III.3.2.2.2. Récapitulations :

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

	ELU			ELS	
	Mau (kN.m)	Mtu (kN.m)	Tu (kN)	Ma ser (kN.m)	Mt ser (kN.m)
sollicitations	15.5	7.07	19.69	11.27	5.14
référence	Poutrelle à 2 travées, Type 1	Poutrelle à 2 travées, Type 1	Poutrelle à 2 travées, Type 1	Poutrelle à 2 travées, Type 1	Poutrelle à 2 travées, Type 1

Tableau 3-14 : Récapitulations des efforts

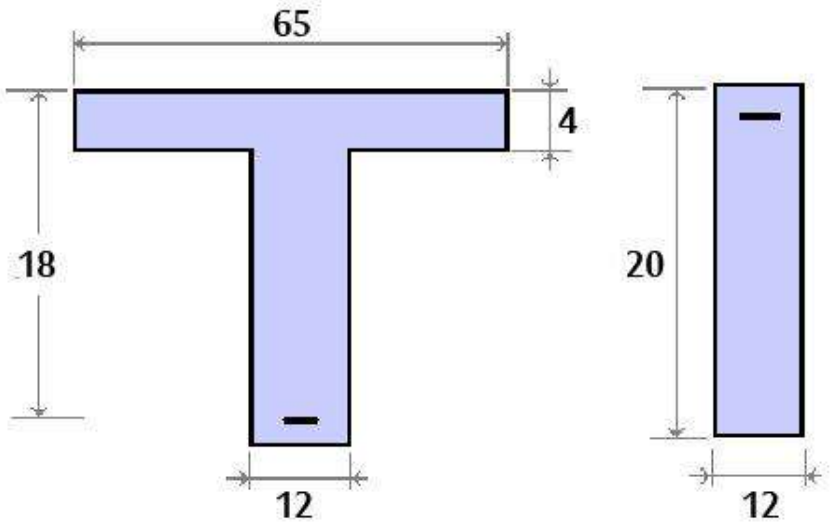


Figure 3-17 : les sections considérées pour le calcul du ferraillage.
En travée (à gauche) ; En appui (à droite)

III.3.2.2.3. Calcul du ferraillage :

- **Armatures longitudinales :**

Le ferraillage est calculé en flexion simple :

- Pour le moment positif (en travée) la section transversale de calcul sera la section en T.
- Pour le moment négatif (aux appuis) la section transversale de calcul sera la section rectangulaire dont les dimensions sont mentionnées ci-dessous :

La fissuration est peu nuisible, la situation est durable.

		En travée section T :	Aux appuis section rectangulaire :
ELU	M_u (kN.m)	7.07	15.5
	M_0 (kN.m)	$M_0=b*h_0*\sigma b_{adm}*(d-(h_0/2))$ =59.07 $M_0 > M_u \Rightarrow$ l'axe neutre appartient à la table $\Rightarrow$ section rectangulaire	(b*h)=12*20
	μ	0.024	0.280
	μ_l	0.392	
	$\mu < \mu_l$	c.v	c.v
	β	0.988	0.832
	A (cm^2)	1.14	2.97
	Le choix	3HA10=2.36 cm^2	2HA14=3.08 cm^2
	B/1000	1.30	0.24
	A≥ B/1000	c.v	c.v
Vérification a l'ELS	M_{ser} (kN.m)	5.14	11.27
	σb_{adm}(Mpa)	15	
	y_1 (cm)	3.916	8.536
	I_G (cm^4)	8323.04	6625.85
	K (N/cm^3)	61.75	170.09
	σb (Mpa)	2.42	14.51
	$\sigma b \leq \sigma b_{adm}$	c.v	c.v

Tableau 3-15 Calcul des armatures

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

Section d'armature	En travée	Aux appuis
	At=3HA10	Aa=2HA14

Tableau 3-16 : ferraillages longitudinaux des poutrelles

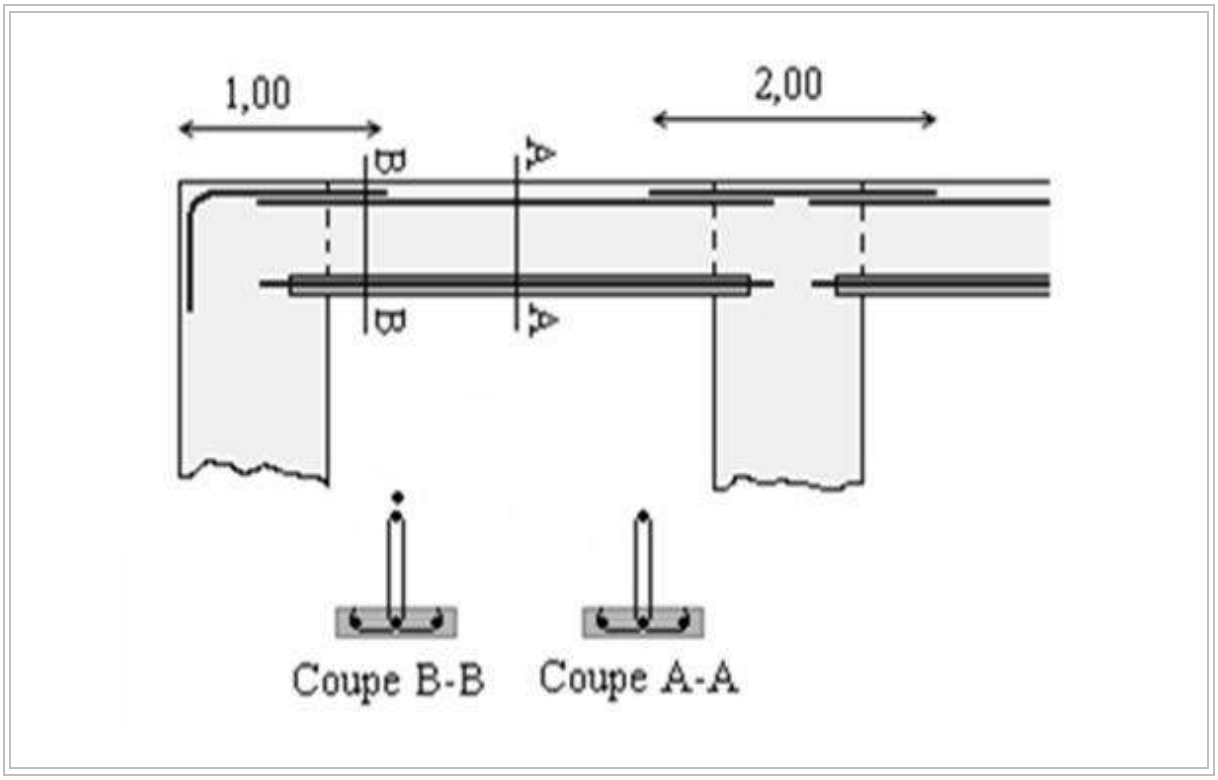


Figure 3-18 : Disposition constructive des armatures

- **Armatures transversales :**

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

- **Espacement S_t:**

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

Donc : St=15 cm ;

- **Diamètre des armature transversales ϕ_t :**

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

Soit donc : $\phi_t \leq 5.71$, on prend : ϕ_t=5 mm $\Rightarrow \frac{\pi\phi_t^2}{4}$ =19.63 mm²

a_t : section d'une barre; n_t: nombre des barres a_t=0.19 cm² et n_t=2 ➔

$A_t=a_t\, n_t$=0.38 cm².

A transversales	espacement
2ϕ5	15cm

Tableau 3-17 : les armatures transversales dans les poutrelles et leur espacement

III.3.2.2.4. Vérification au cisaillement : [1]

La vérification se fera à l'ELU en comparant la contrainte de cisaillement du béton dans l'âme de la poutrelle à la contrainte de cisaillement admissible donnée pour le cas de la fissuration peu nuisible avec des armatures transversales verticales.

$\tau u=\frac{T}{b*d}=\frac{19.69*10^3}{120*180}=0.911\ MPa \leq \overline{\tau_u}=Min\left[\frac{0.2\,f_{c28}}{\gamma_b};5MPa\right]=3.33\,\text{Mpa}$

- **Vérifications nécessaires : [1]**

Section d'armatures transversales (F_eE400).

$$\frac{A_t \cdot f_e}{b_0 \cdot S_t} \geq 0.4\text{MPa.} \Rightarrow \frac{38 \times 400}{120 \times 150} = 0.84 \text{ MPa} \geq 0.4 \text{ MPa} \quad \textbf{(C.V)}$$

$$\frac{A_t}{b_0 \cdot S_t} \geq \gamma_s \left(\frac{\tau_u - 0.3Kf_{t28}}{0.9 \cdot f_e[\cos\alpha + \sin\alpha]} \right) \Rightarrow \frac{A_t}{b_0 \cdot S_t} = 0.002 > 0.0009 \quad \textbf{(C.V)}$$

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

α=90° Pour les armatures transversales

III.3.2.2.5. Vérifications préliminaires de la flèche : [1]

On peut admettre qu'il n'est pas nécessaire de procéder au calcul des flèches si toutes les conditions suivantes sont satisfaites :

1ere condition	2eme condition
h/L ≥ Mt/(15 Mo)	$\rho \leq 3.6/fe$
h/ L = 0.20 / 4 = 0.05 Mt/(15Mo)=7.07/(15*13.45)=0.035	ρ=A/(bo*d)=2.36/(12*18)=0.011 3.6/ fe = 3.6 / 400 = 0.009
c.v	c.n.v

Tableau 3-18 : vérifications préliminaires de la flèche des poutrelles

Donc : le calcul de la flèche est nécessaire.

III.3.2.2.6. Évaluation détaillée de la flèche : [1]

L=4 m

4 m <5 m ⇒ $\bar{f}$ = L/500= 400/500=0.8cm

$$I = \frac{b * h^3}{12} * \frac{\beta + (1-\beta) * [\alpha^4 - \beta * (1-\alpha)^4]}{\beta + \alpha * (1-\beta)} = 15452.05\ cm^4$$

Tel que :

- $\boldsymbol{\beta}$=bo/b=12/65=0.184
- $\boldsymbol{\alpha}$=ho/h= 4/20=0.2

$$f = \frac{5 * q * L^4}{384 * E * I} = \frac{5 * 4.875 * 10^3 * 4^4}{384 * 32164.2 * 10^6 * 15452.05 * 10^{-8}} = 0.0032m$$

$$f = 0.32\ cm < \bar{f} = 0.8\ cm \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

La flèche est vérifiée, et on va adopter le même ferraillage qui a été calculé pour toutes les poutrelles.

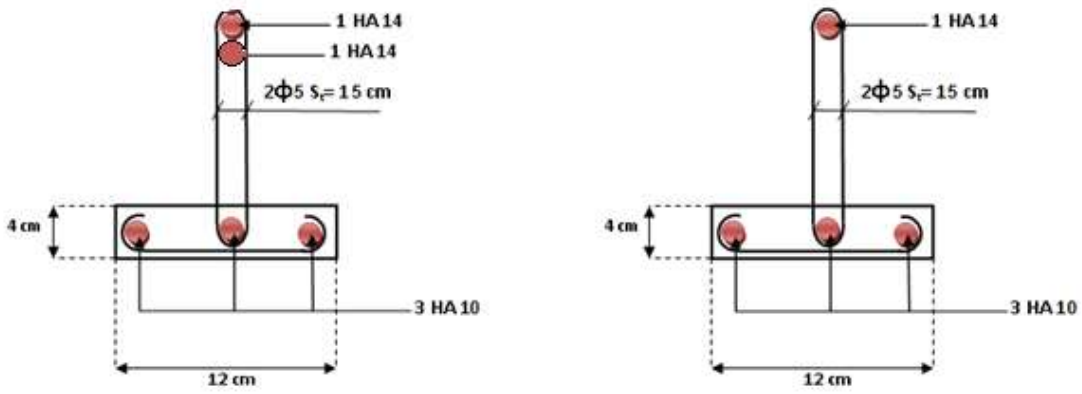


Figure 3-19 : ferraillage des poutrelles en zone d'appui (à gauche), en travée (à droite)

III.4. les escaliers :

III.4.1. Introduction :

Un escalier est une suite de plans horizontaux disposés en gradins, afin de permettre aux usagers du bâtiment de se déplacer à pied d'un niveau à un autre, un escalier sert donc à monter et descendre, la montée et la descente doivent se faire aussi aisément que possible et sans danger.

III.4.2. Définition des éléments d'un escalier :

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

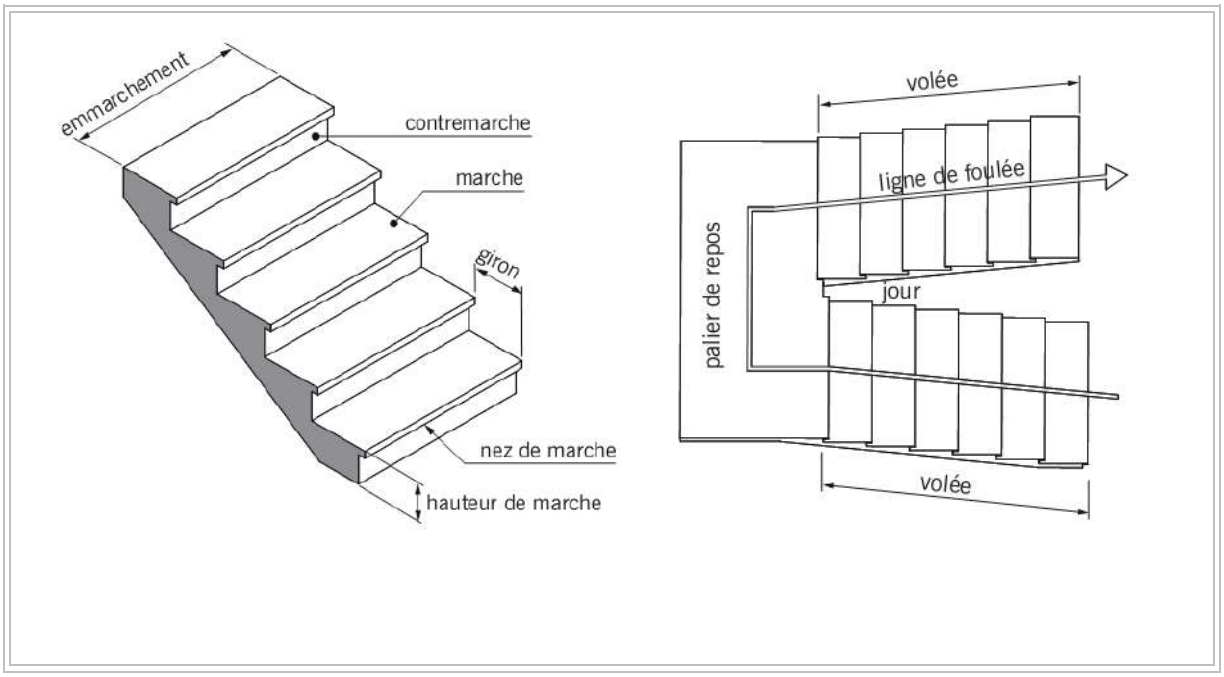


Figure 3-20 : Représentation d'un escalier

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

III.4.3. Escalier à deux volées

III.4.3.1. première volée :

III. 4.3.1.1. Pré dimensionnement :

Les caractéristiques de la première volée d'escalier sont :

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

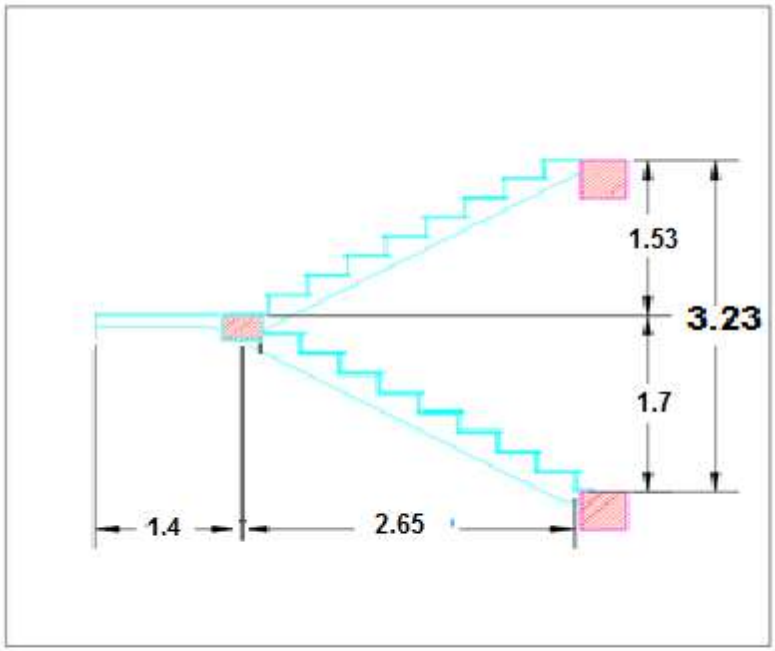
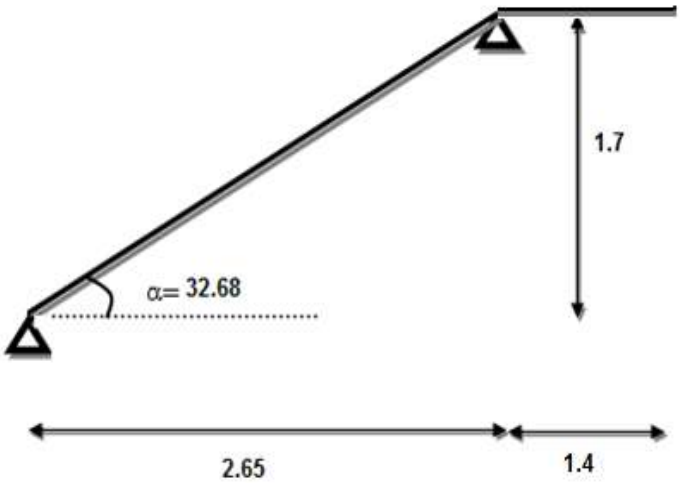


Figure 3-21 : Dimensions de l'escalier



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

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

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

tg α = H / L = 1.7/2.65 = 0.64

Donc : α =32.68°

$L_0 = \sqrt{2.65^2 + 1.7^2} = 3.14m$

l =3.14m

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

$\frac{l}{35} \le e \le \frac{l}{30} \Rightarrow 8.97 \le e \le 10.46$

On adopte : e = 15cm

III. 4.3.1.2. Evaluation des charges et surcharges :

III. 4.3.1.2.a. Charges permanentes :

N°	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m²)	Poids surfacique (KN/m²)
1	Carrelage	0.02	22	0.44
2	Lit de sable	0.03	18	0.54
3	Mortier de pose	0.02	20	0.40
4	Poids propre du palier	0.15	25	3.75
5	Enduit ciment	0.02	18	0.36
			G	**5.49**

Tableau 3-19: Poids propre du palier de repos de l'escalier

N°	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m²)	Poids surfacique (KN/m²)
1	Carrelage	0.02	22	0.44
2	Lit de sable	0.03	18	0.54
3	Mortier de pose	0.02	20	0.40
4	Poids propre de la paillasse	0.17 / cos α	25	4.52
5	Poids des marches	0.17 / 2	25	2.125
6	Enduit ciment	0.02	18	0.36
			G	**8.41**

Tableau 3-20 : Poids propre de la paillasse de l'escalier

III. 4.3.1.2.b. Charge d'exploitation :

Q = 2.5KN/m

III. 4.3.1.3. Détermination des efforts :

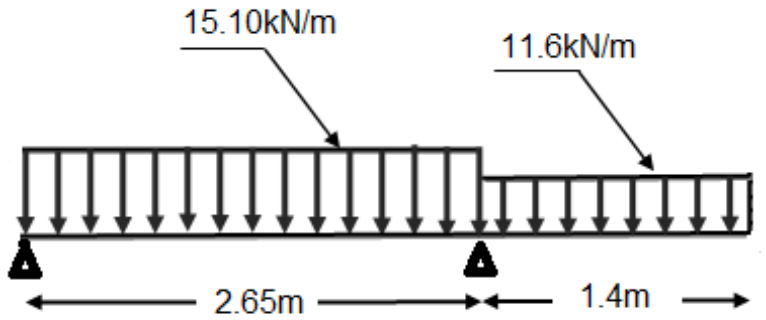
A l'E.L.U: P_u =1.35 G + 1.5 Q

A l'E.L.S : P_{ser} = G + Q

	G (KN/m^2)	Q (KN/m^2)	P_u (KN/m^2)	P_{ser} (KN/m^2)
Palier 1	5.49	2.5	11.16	7.99
Paillasse	8.41	2.5	15.10	10.91

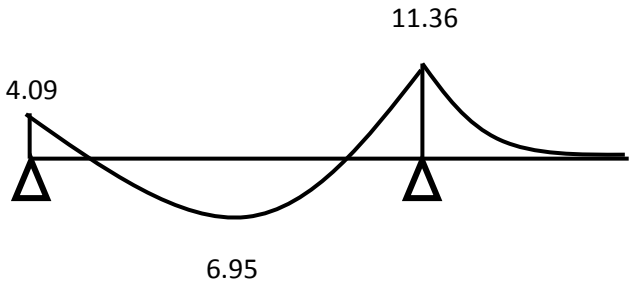
Tableau 3-21 : Combinaison des charges de l'escalier

III. 4.3.1.3.a. L'E.L.U :



M_{umax} (en travée) =6.95KN.m

M_{umax} (en appui) = 11.36KN.m



V_{umax} =24.30KN

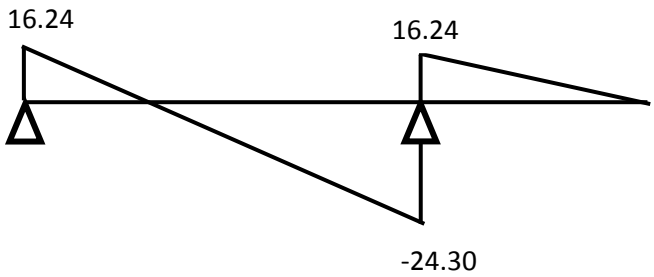


Figure 3-22 : Schéma statique à l'E.L.U

III. 4.3.1.3.b. l'E.L.S :

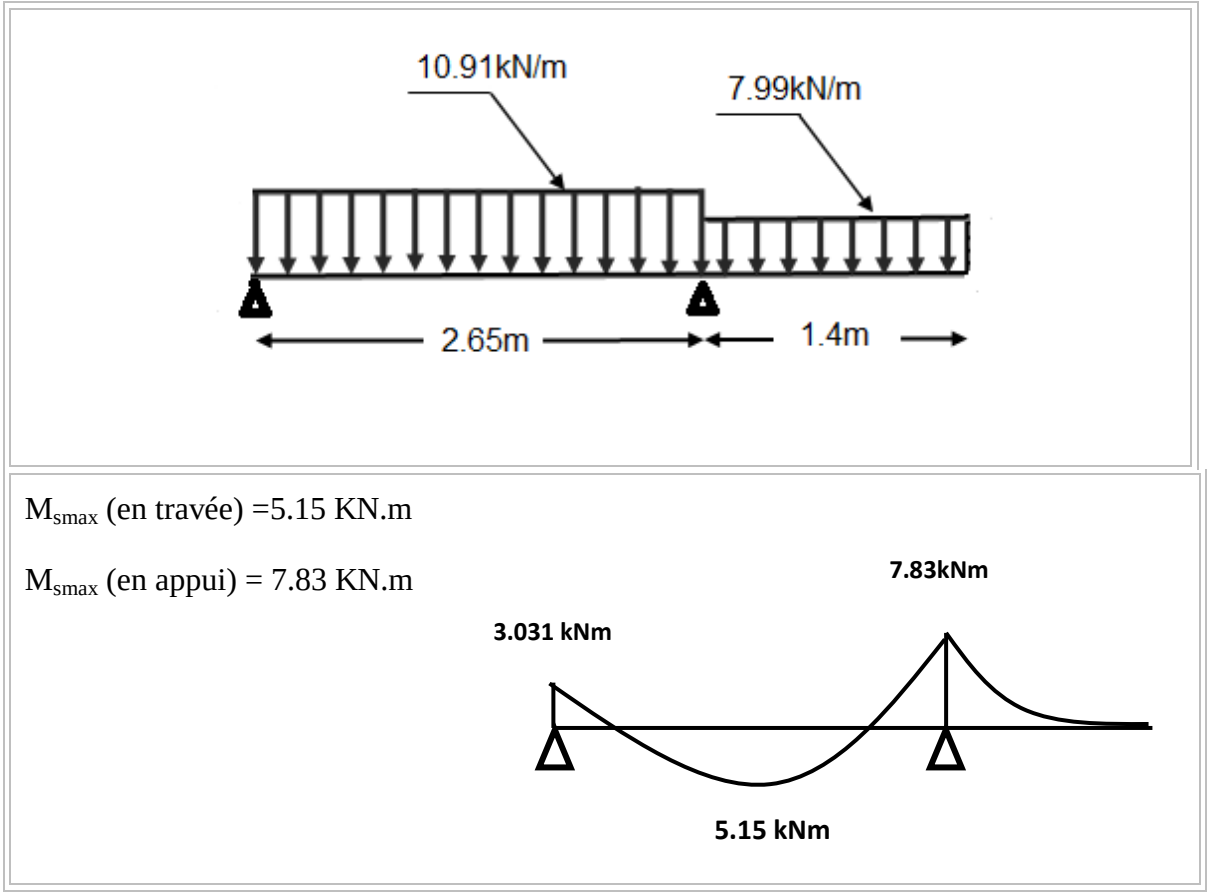


Figure 3-23 : Schéma statique à l'E.L.S

III.4.3.2. Ferraillage des escaliers :

Béton	f_{c28} = 25 MPa	γ_b = 1.5	σ_{bc} = 14.2 MPa	c = 2 cm
	f_{t28} = 2.1 MPa	b = 100 cm	h= 15cm	d=13 cm
Acier	FeE400	f_e=400Mpa	γ_s = 1.15	σ_s = 348 MPa

Tableau 3-22: les données

	M_u (KN.m)	μ	β	A (cm²)	A' (cm²)	A_{adopt} (cm²)
En travée	6.95	0.029	0.9855	1.60	0.00	3HA10=2.36
En appuis	11.36	0.047	0.974	2.57	0.00	4HA10=3.14

Tableau 3-23 : Calcul des sections d'acier de l'escalier

III.4.3.3. Condition de non fragilité : [1]

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

En travées : $A = 2.36\,cm^2 \geq A_{min} = \frac{100 \times 15}{1000} = 1.50\,cm^2$ (c.v)

En appuis : $A = 3.14\,cm^2 \geq A_{min} = \frac{100 \times 15}{1000} = 1.50\,cm^2$ (c.v)

III.4.3.4. Les armatures de répartition : [1]

	A_x (cm²)	on adopte
En travée	$\frac{A}{4} = \frac{2.36}{4} = 0.59$	2 HA 8 = 1.01cm²
En appuis	$\frac{A}{4} = \frac{3.14}{4} = 0.785$	3HA8 = 1.50cm²

Tableau 3-24 : Les armatures de répartition

III.4.3.5. Vérification de l'espacement : [1]

	les armatures longitudinales	les armatures de répartitions
En travée	St=20cm ≤ min[3h=45cm;33cm]=33cm	St=30cm ≤ min[3h=45cm;33cm]=33cm
En appuis	St=30cm ≤ min[4h=60cm;45cm]=33cm	St=30cm ≤ min[4h=60cm;45cm]=33cm

Tableau 3-25 : Vérification de l'espacement

III.4.3.6. Vérification de l'effort tranchant : [1]

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0.d} = \frac{24.30\times10^3}{1000\times130} = 0.187\,MPa$$

On considère la fissuration comme peu nuisible :

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

$$\tau_u = 0..185\,MPa < \overline{\tau}_u = 3.33\,MPa \quad (c.v$$

III.4.3.7. Vérification à l'E.L.S : [1]

La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc on ne doit vérifie que : $\sigma_b \leq \overline{\sigma}_b$

$$\overline{\sigma}_b = 0.6.\ f_{c28} = 0.6\times25 = 15\,MPa$$

	En travées	En appuis
A (cm²)	2.36	3.14
M_{ser} (kN.m)	5.15	7.83
Y (cm)	$50y^2+15A.y-15A.d=0 \Rightarrow y=2.7$	$50y^2+15A.y-15A.d=0 \Rightarrow y=3.05$
I (cm^4)	$I=\frac{b}{3}y^3+15A(d-y)^2 \Rightarrow I=4411.686$	$I=\frac{b}{3}y^3+15A(d-y)^2 \Rightarrow I=5608.77$
$\overline{\sigma}_b$ (mpa)	15	
σ_b (mpa)	$\sigma_b=\frac{M_{ser}}{I}.y=3.15$	$\sigma_b=\frac{M_{ser}}{I}.y=4.257$
$\sigma_b \leq \overline{\sigma}_b$	c.v	c.v

Tableau 3-26 : Vérification à l'E.L.S

III.4.3.8. Vérification de la flèche : [1]

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

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{20} \times \frac{M_t}{M_o} \Rightarrow \frac{15}{314} = 0.047 \geq \frac{7.09}{20 \times 8.35} = 0.042 \qquad (c.v)$$

$$\frac{A}{b_0.d} \leq \frac{2}{f_e} \Rightarrow \frac{2.36}{100 \times 13} = 0.0018 \leq \frac{2}{400} = 0.005 \qquad (c.v)$$

Donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

III.5.Calcul de la poutre palière :

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

III.5.1.Pré dimensionnement :

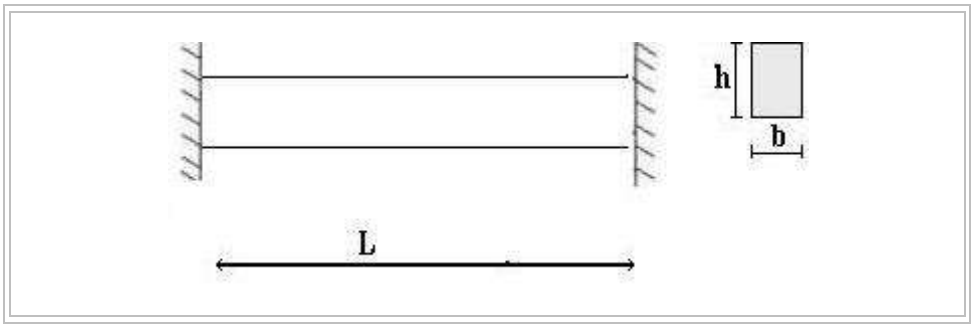


Figure 3-24 : Dimensionnement de la poutre palière

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

Le pré dimensionnement de la poutre palière est donné par les formules empiriques suivantes:

- $(L_{max})/15 \leq h \leq (L_{max})/10$ **[1]**
- $0.3h \leq b \leq 0.7h$

Les dimensions minimales de poutres exigées par le Règlement RPA99 Version 2003 en zone III sont :

- $h \geq 30cm$
- $b \geq 20\ cm$ **[2]**
- $h/b \leq 4$

$b_{max} \leq 1.5+b1$

Poutre palière	
Conditions de résistance	L_{max}= 3.15 m ⇒ 21cm ≤ h ≤31.5cm on adopte h = **30**cm ⇒ 9cm ≤ b ≤21 cm on adopte b = **30** cm
Vérification selon le RPA 99	h=30cm≥30cm ; b=30cm≥20cm h/b=1
Condition de rigidité (h/L ≥ 1/16)	(h/L=0.0952) ≥ (1/16=0.0625) (condition vérifie)
Conclusion	h = **30**cm ; b = **30** cm

Tableau 3-27 : pré dimensionnement de la poutre palière

III.5.2. Evaluation des charges :

✓ Poids propre de la poutre : $p_p = (0.3 \times 0.30) \times 25$ ➔ $p_p = 2.25KN/m$

✓ Réaction d'escalier : ➔ $Ru = 39.76KN$, $Rs = 28.60KN$

P_u=1.35P_p+R_u ➔ **P_u=42.797KN/m**

P_s = P_p+R_s ➔ **P_s = 30.85 KN/m**

III.5.3. Calcul des efforts:

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

- $R_A = R_B = \frac{p.l}{2}$
- $M_{appui}^{max} = M_A = M_B = \frac{pl^2}{12}$
- $M_t^{max} = \frac{pl^2}{24}$

Niveau	Ra(kN)	Ma(kNm)	Mt(kNm)
ELU	67.40	35.38	17.69
ELS	48.58	25.51	12.75

Tableau 3-28 : Les efforts agissants sur une poutre palière

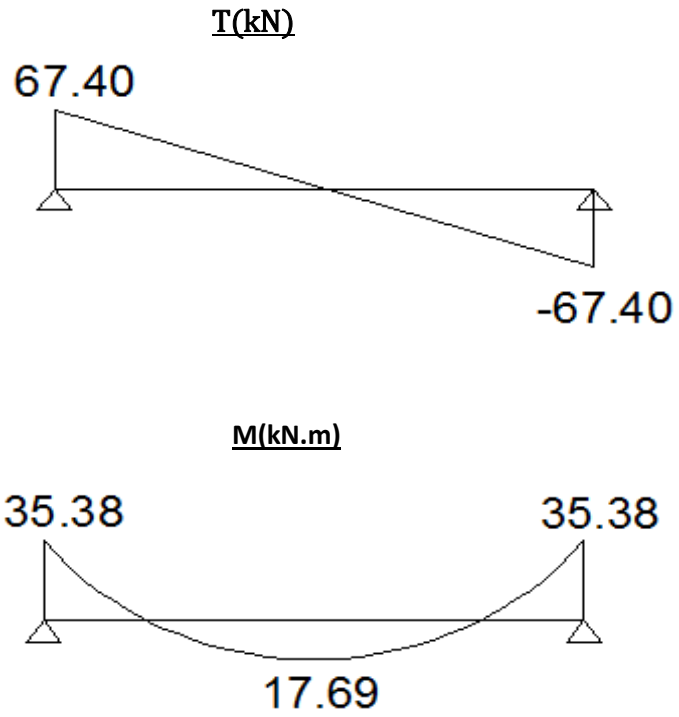


Figure 3-25: Différents efforts dans la poutre palière(ELU)

M(kN.m)

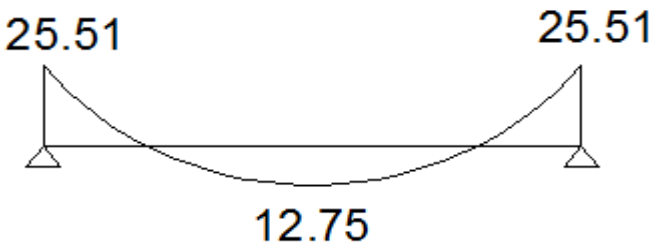


Figure 3-26: Différents efforts dans la poutre palière(ELS)

III.5.4. Ferraillage de la poutre palière

Béton	f_{c28} = 25 MPa	γ_b = 1.5	σ_{bc} = 14.2 MPa	c = 3 cm
	f_{t28} = 2.1 MPa	b =30cm	h= 30cm	d=27 cm
Acier	FeE400	f_e=400Mpa	γ_s = 1.15	σ_s = 348 MPa

Tableau 3-29 : les données

	M_u (KN.m)	μ	β	A (cm²)	A' (cm²)	A_{adopt} (cm²)
En travée	17.69	0.056	0.971	1.93	0.00	3HA12=3.39
En appuis	35.38	0.114	0.939	4.01	0.00	3HA14=4.62

Tableau 3-30 : Calcul des sections d'acier de la poutre palière

III.5.4.A. Condition de non fragilité : [1]

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

En travées : $A = 3.39\,cm^2 \geq A_{min} = \frac{30*30}{1000} = 0.9\,cm^2$ (c.v)

En appuis : $A = 4.62\,cm^2 \geq A_{min} = \frac{30*30}{1000} = 0.9\,cm^2$ (c.v)

III.5.4. B. Vérification de l'effort tranchant : [1]

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0.d} = \frac{67.25\times10^3}{300*270} = 0.83\,MPa$$

On considère la fissuration comme peu nuisible :

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

$$\tau_u = 0.83\,MPa < \overline{\tau}_u = 3.33\,MPa \quad (c.v)$$

III.5.4.C. Vérification de compression dans la bielle de béton : [1]

$$V_u \le 0.4\left(\frac{f_{c28}}{1.5}\right)b_0.a$$

$$a = Min\left[b-c-2; 0.9d\right] = Min\left[25\,cm; 24.3\,cm\right] = 25\,cm$$

$$V_u = 67.25\,KN \le 0.4\left(\frac{25}{1.5}\right)\times300\times250 = 500\,KN \quad \ldots.. (c.v)$$

III.5.4.D. Vérification au voisinage de l'appui : [1]

$$\frac{2V_u}{b_0.a} < 0.8\frac{f_{c28}}{\gamma_s}$$

$$\frac{2\times67.25\times10^3}{300\times250} = 1.8 < 0.8\times\frac{25}{1.15} = 17.39 \ldots\ldots.(c.v)$$

$$A = 4.62\,cm^2 \ge \frac{\gamma_s\cdot V_u}{f_e} = \frac{1.15\times67.25\times10^3}{400} = 1.93\,cm^2 \ldots..(c.v)$$

III.5.4.E. Armatures transversales : [1]

$$\varphi_t = Min\left[\frac{h}{35} = 0.85\,cm;\ \varphi_l = 16\,mm; \frac{b_0}{10} = 3\,cm\right]$$

$$\varphi_t = 8\,mm < 0.85\,cm$$

$$A_t = \frac{\pi.\varphi_t^2}{4} = 0.56\,cm^2$$

Donc on adoptera : At = 2 T 8 = 1.01 cm².

III.5.4.E.1. Vérification du R.P.A 99 : [2]

$$A_{t\,min} = 0.003.S_t.b$$

$$S_t \le \overline{S}_t = Min\left[\frac{h}{4} = 7.5\,cm\,;12\varphi_t = 9.6\,cm\right]$$

$$\begin{cases}\overline{S}_t = 7.5\,cm & (zone\,nodale)\\ \overline{S}_t = 15\,cm & (zone\,courante)\end{cases}$$

On adoptera les valeurs suivantes : $\begin{cases}S_t = 5\,cm & (zone\,nodale)\\ S_t = 15cm & (zone\,courante)\end{cases}$

On a $A_t = 1\,cm^2$.

$$S_t = 5\,cm \Rightarrow A_t = 1\,cm^2 > A_{t\,min} = 0.003.b.S_t = 0.375\,cm^2$$

$$S_t = 15\,cm \Rightarrow A_t = 1\,cm^2 > A_{t\,min} = 0.003.b.S_t = 1.125\,cm^2$$

$$S_t < \overline{S}_t$$

Pour la zone courante $A < A_{min}$, donc on retiendra A_t = 4 T 8 = 2 cm². Et on procédera à la vérification des paramètres suivants :

❖ $$\frac{A_t}{b_0.S_t} \ge \frac{\gamma_s\left(\tau_u - 0.3\,f_{t28}.k\right)}{0.9.\,f_e.(\cos\alpha + \sin\alpha)}$$ **[1]**

Avec k = 1 (flexion simple)

$\alpha = 90°$

Zone nodale: $\frac{2\times10^2}{250\times50}=0.016\geq\frac{1.15(0.83-0.3\times2.1\times1)}{0.9\times400\times(0+1)}=0.0035$ …(c.v)

Zone courante: $\frac{2\times10^2}{250\times150}=0.005\geq\frac{1.15(0.83-0.3\times2.1\times1)}{0.9\times400\times(0+1)}=0.0035$ …(c.v)

❖ $A_t\geq A_{min}=\frac{0.4.b_0.S_t}{f_e}$ **[1]**

Zone nodale: $A_t=2\,cm^2\geq A_{min}=\frac{0.4\times300\times50}{400}=0.15cm^2$ …(c.v)

Zone courante: $A_t=2\,cm^2\geq A_{min}=\frac{0.4\times300\times150}{400}=0.45\,cm^2$ ….(c.v)

III.5.4.F. Vérification à l'E.L.S : [1]

La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc on ne doit vérifier que : $\sigma_b\leq\overline{\sigma}_b$

$\overline{\sigma}_b=0.6.f_{c28}=0.6\times25=15\,MPa$

	En travées	En appuis
A (cm^2)	3.39	4.62
M_{ser} (kN.m)	12.75	25.51
Y (cm)	$15y^2+15A.y-15A.d=0\Rightarrow y=8.02$	$15y^2+15A.y-15A.d=0\Rightarrow y=9.095$
I (cm^4)	$I=\frac{b}{3}y^3+15A(d-y)^2\Rightarrow I=23478.88$	$I=\frac{b}{3}y^3+15A(d-y)^2\Rightarrow I=29740.11$
$\overline{\sigma}_b$ (mpa)	15	
σ_b (mpa)	$\sigma_b=\frac{M_{ser}}{I}.y=4.35$	$\sigma_b=\frac{M_{ser}}{I}.y=7.80$
$\sigma_b\leq\overline{\sigma}_b$	c.v	c.v

Tableau 3-31 : Vérification à l'E.L.S

III.5.4.G. Vérifications préliminaires de la flèche : [1]

On peut admettre qu'il n'est pas nécessaire de procéder au calcul des flèches si toutes les conditions suivantes sont satisfaites :

1ere condition	2eme condition
h/L ≥ Mt/(10 Mo)	$\rho \leq 4.2/fe$
h/ L = 0.3 / 3.15 = 0.095 Mt/(10 Mo)=12.75/(10*38.26)=0.033	ρ=A/(bo*d)=4.62/(30*27)=0.0057 4.2/ fe = 4.2 / 400 = 0.01
c.v	c.v

Tableau 3-32 : vérifications préliminaires de la flèche de la poutre palière

Il n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche

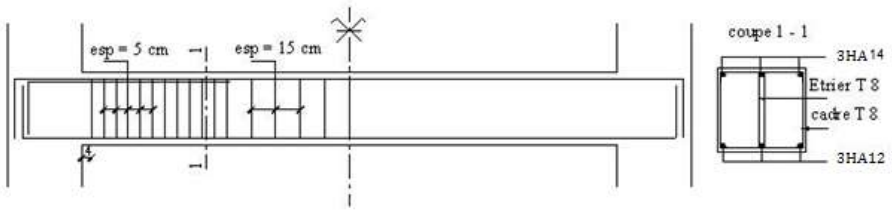


Figure 3-27: ferraillage de la poutre palière

III.6. CALCUL DES DALLES PLEINES :

III.6.1. Définition :

Les dalles pleines sont des éléments minces et planes dont la largeur est supérieure à l'épaisseur, reposant sur 2,3, ou 4 appuis avec ou sans continuité.

On distingue plusieurs types de dalle pleine de formes régulière et irrégulière.

III.6.2. Méthode de calcul :

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

Cette méthode est plus puissante que la méthode forfaitaire et considère les matériaux à leur état limite élastoplastique.

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

- Les lignes de rupture divisent la dalle en plusieurs régions rigides.
- Les lignes de rupture sont des lignes droites qui terminent toujours sur le poteau de la dalle.
- Ces lignes sont entre deux régions rigides et doivent passer par l'intersection des axes de rotation de ces régions.
- L'axe de rotation se trouve toujours le long du support.

III.6.3. Principe de calcul :

Le calcul se base sur le principe du travail virtuel qui égalise le travail externe au travail interne.

a) travail externe :

Il est fonction de la charge, les dimensions du panneau de la dalle, te de la flèche maximale.

P : Charge totale $T_{ext} = P.\ f$ (cas d'une charge concentrée).

$T_{ext} = \iint q \cdot y \cdot ds = q \cdot S \cdot f$ (cas d'une charge répartie).

Avec :

S : Surface de répartition de la charge f : flèche du centre de gravité de S.

b) Travail interne :

Il est fonction du moment interne, de la largeur de la ligne de rupture et de l'angle de rotation de la région rigide de rupture.

T_{int}= M. L .θ.

Avec :

M : Moment de flexion.

L : Projection de la ligne de rupture sur l'axe de rotation

θ : Angle de rotation.

III.6.4. Position des lignes de rupture :

III.6.4.1. Cas d'une dalle reposant sur 2 appuis :

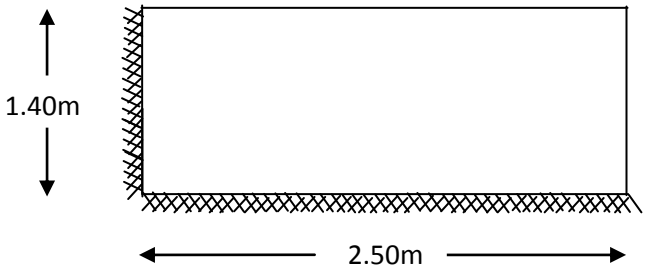


Figure 3-28 : dalle reposant sur deux appuis

a)Travail externe Text =q.s.f

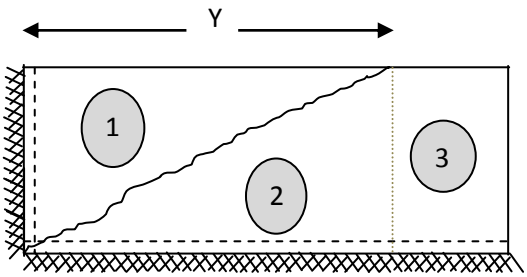


Figure 3-29 : Représentation de lignes de rupture

éléments	Aire de chargement	Déplacement de CG	travail externe pour une charge qu
1	1.40* y/2	f/3	**0.23.y.f.qu**
2	1.40* y/2	f/3	**0.23.y.f.q_u**
3	1.40 (2.50- y)	f/2	**(1.75-0.7y).f.qu**
		Σ	**f.qu. (1.75-0.24y)**

Tableau 3-33 : Travail externe

b) Travail interne : Tint= M.l.θ ;

Avec M : le moment de flexion (par 1 ml de largeur) et l.θ c'est la projection de la ligne de rupture sur l'axe de rotation

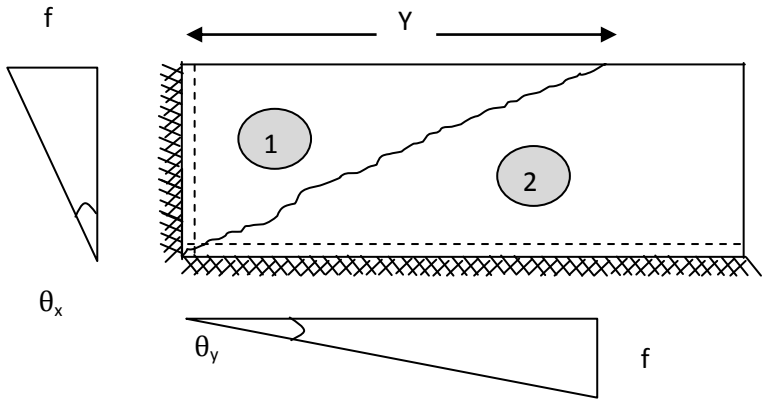


Figure 3-30 : Représentation de la flèche

Eléments		moment de rupture (M)	longueur de ligne de rupture (L)	Rotation (θ)	travail interne = M.L.θ
1	+	0.5M	1.40	f/y	**0.7.M.f/y**
	-	M	1.40	f/y	**1,40.M.f/y**
2	+	0.5M	2.5	f/1.40	**0.9.M.f**
	-	M	y	f/1.40	**f.M.y/1.40**
				Σ	**M.f.(2.1/y+y/1.40+0.9)**

Tableau 3-34 : Travail interne

Principe du travail virtuel :

Travail externe = Travail interne **: (Σ Text= Σ Tint)**

f.qu. (1.75-0,24y) = M.f.(2.1/y +y/1.4+0.9)

$M = qu \frac{(1.75-0.24y)}{(\frac{2.1}{y}+\frac{y}{1.4}+0.9)}$

$\frac{dM}{dy} = 0 \Longrightarrow$ y =1.59 m

Donc :

$M_u = 0.41\ q_u$

qu = 1,35.(5.61)+1,5.(3.5) = 12.82 KN $\Longrightarrow$ M_u= 5.26 KN.m

qs=5.61+3.5=9.11KN $\Longrightarrow$ M_s=3.74 KN.m

Moment en travée suivant les deux axes:

M_{tx}=M= 5.26kN.m

M_{ty}=M= 5.26kN.m

Moment aux appuis :

$M_{ax} = M_{ay} = 0.5M$ = 2.63 kN.m .

III.6.4.1.1. Calcul du ferraillage :

-Le ferraillage se fait en flexion simple pour une bande de 1 m. la fissuration est préjudiciable

$\boldsymbol{\rho} = \frac{lx}{ly} = \frac{1.40}{2.5}$=0.56>0.4 donc la dalle travaille suivant les deux directions

Øp ≤ h/10 =15/10 =1.5 cm

On adopte alors Øx= Øy=10 mm, e =2cm

dx=h-e-Ø/2

dy=dx-((Øx+ Øy)/2)

Hauteurs utiles : $\begin{cases} d_x = 15 - 2 - \frac{1}{2} = 12.5\,cm \\ d_y = 12.5 - \frac{1+1}{2}. = 11.5\,cm \end{cases}$

Béton	fc28 = 25 MPa	γb = 1.5	σbc = 14.2 MPa	$d_{x=}$ 12.5cm
	ft28 = 2.1 MPa	b = 100 cm	h= 15 cm	$d_{y=}$ 11.5cm
Acier	FeE400	fe=400Mpa	γs = 1.15	σs = 348 MPa

Tel que : $\mu = \frac{M_u}{\sigma_b.b.d^2}$ et $A = \frac{M_u}{\sigma_s.d.\beta.}$

Les résultats sont ordonnés dans le tableau suivant :

		M_u (kN.m)	μ	β	A (cm²)	A_{min} (cm²)	Achoisi	Afinal (cm²)
Sens x	En travée	5.26	0.024	0.988	1.22	1.5	4HA10	3.14
	En appuis	2.63	0.012	0.994	0.65	1.5	4HA10	3.14
Sens y	En travée	5.26	0.028	0.986	1.33	1.5	4HA10	3.14
	En appuis	2.63	0.014	0.993	0.66	1.5	4HA10	3.14

Tableau 3-35 : Calcul des sections d'acier de la dalle

d) les vérifications nécessaires

- **Vérification de l'espacement**

$S_{T1} \leq Min \begin{cases} 3h = 45\ cm \\ 33cm \end{cases}$ soit $\begin{cases} S_{T1} = 25\ cm \\ S_{T2} = 30\ cm \end{cases}$

- **Vérification de l'ELS :**

	Suivant X		Suivant Y	
	Mt	Ma	Mt	Ma
M_{ser} (kN.m)	3.74	1.87	3.74	1.87
σb_{adm}(Mpa)	15			
y_1 (cm)	2.90	2.90	2.85	2.85
I_G (cm^4)	5148.75	5148.75	4294.23	4294.23
K (N/cm^3)	76.85	37.92	92.31	45.65
σb (Mpa)	2.30	1.14	2.70	1.34
$\sigma b \leq \sigma b_{adm}$	c.v		c.v	
σs (Mpa)	115.6	57.79	128.7	64.37
σs_{adm}(Mpa)	202			
$\sigma s \leq \sigma s_{adm}$	c.v		c.v	

Tableau 3-36 : vérification a ELS

Donc on adopte la section calculée à l'ELU.

- **Vérification de l'effort tranchant**

	Suivant X	Suivant Y
V(KN)	$\frac{p*l_x*l_y}{2*l_y+l_x}=\frac{12.82*1.4*2.5}{2*2.5+1.4}=7.01$	$\frac{p*l_x*l_y}{3*l_y}=\frac{12.82*1.4*2.5}{3*2.5}=5.98$
$\tau_{u(MPa)}$	$\frac{7.01*1000}{1000*125}=0.056$	$\frac{5.98*1000}{1000*115}=0.052$
$\bar{\tau}_u$	$\frac{0.07*f_{cj}}{\gamma_b}=\frac{0.07*25}{1.5}=1.16MPa$	
$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$	oui	Oui

Tableau 3-37 : vérification de l'effort tranchant

Alors, les armatures de cisaillement ne sont pas nécessaires.

- **Vérification de la flèche préliminaire**

  On peut admettre qu'il n'est pas nécessaire de procéder au calcul des flèches si toutes les conditions suivantes sont satisfaites :

$M_0=Pu*Lx^2/8=3.14$ (KN.m)

1ere condition	2eme condition
h/L ≥ Mt/(20 Mo)	$\rho \leq 2/fe$
h/ L = 0.15 / 1.4 = 0.107 Mt/(20 Mo)=3.74/(20*3.14)=0.06	ρ=A/(bo*d)=3.14/(100*12.5)=0.0025 2/ fe = 2 / 400 = 0.005
c.v	c.v

Tableau 3.38. Vérification de flèche de la dalle pleine

Il n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche.

III.6.4.2. Cas d'une dalle reposant sur 4 appuis :

L'épaisseur sera :L/35 ≤ e ≤L /30 ⇒ 140/35≤ e ≤ 140/30 ⇒ 4 ≤ e ≤ 4.66

Sécurité contre l'incendie :

ep = 7cm : pour assurer un coupe-feu d'une heure.

ep = 11cm : pour assurer un coupe-feu de deux heures.

Critère d'isolation acoustique *:*

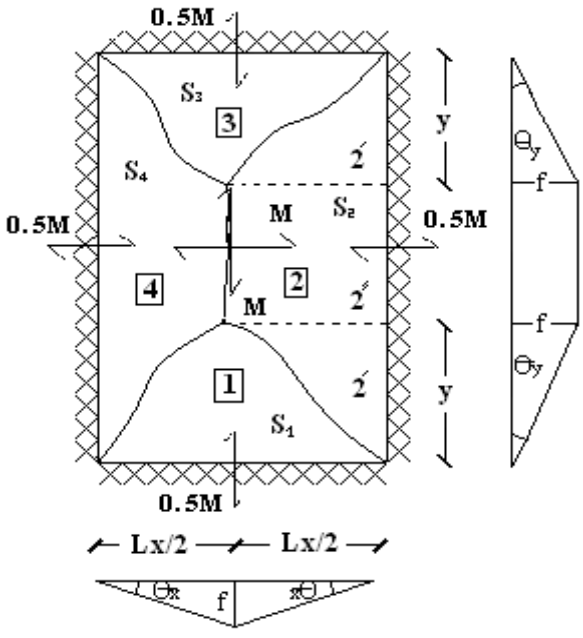
ep = 15cm

Pour la dalle pleine, on adopte e=15 cm

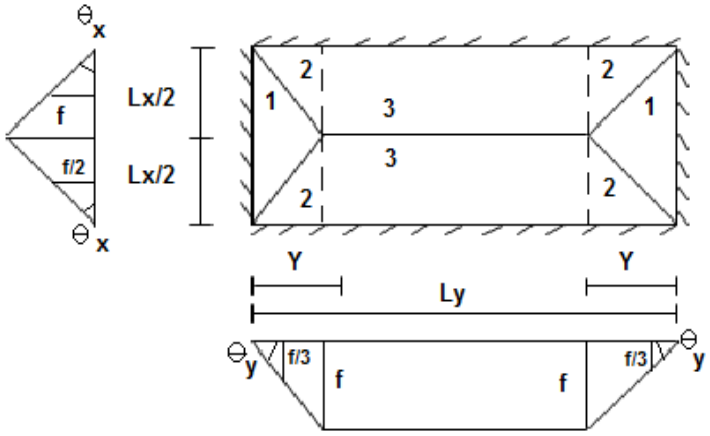
III.6.4.2.1. Calcul des actions :

Les résultats de calcul sont :

	G	Q	P
ELU	5.61	3.5	12.82
ELS			9.11



a) Evaluation du travail externe



Le travail externe total sera égale a :

$$T_{ext} = 2T^{1}_{ext} + 4T^{2}_{ext} + 2T^{3}_{ext}$$

Avec :

$$T^{1}_{ext} = q.S_1.f^{1}_{cdg} = q.f\left(\frac{1}{6}L_x.y\right)$$

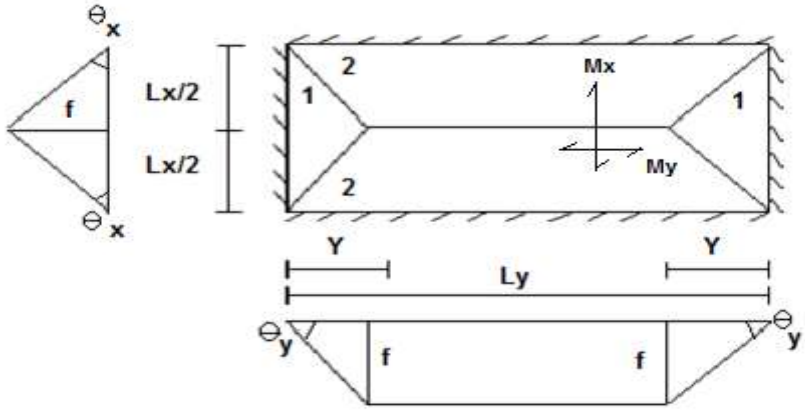
$$T^{2}_{ext} = q.S_2.f^{2}_{cdg} = q.f\left(\frac{1}{12}L_x.y\right)$$

$$T^{3}_{ext} = q.S_3.f^{3}_{cdg} = q.f\left(\frac{1}{4}L_x.L_y - \frac{1}{2}L_x.y\right)$$

D'où :

$$T_{ext} = q.f.\left(-\frac{1}{3}L_x.y + \frac{1}{2}L_x.L_y\right)$$

b) Evaluation du travail interne



:

Le travail interne total sera égale a :

$$T_{int} = 2T^{1}_{int} + 2T^{2}_{int}$$

Avec :

$$T^{1}_{int} = M_Y.L_x.\theta_y \qquad \theta_y = \frac{f}{y} \qquad T^{1}_{int} = M_Y.f.(\frac{L_x}{y})$$

$$T^{2}_{int} = M_x.L_y.\theta_x \qquad \theta_x = \frac{2f}{L_x} \qquad T^{2}_{int} = M_x.f.(2\frac{L_y}{L_x})$$

$$T_{int} = f.\left(M_y(2.\frac{L_x}{y}) + M_x(4.\frac{L_y}{L_x})\right)$$

En appliquant le principe du travail virtuel $T_{ext} = T_{int}$ on aura :

$$q.f\left(-\frac{1}{3}L_x.y - \frac{1}{2}L_x.L_y\right) = f.\left(M_y(2.\frac{L_x}{y}) + M_x(4.\frac{L_y}{L_x})\right)$$

$$M = qu\frac{(-\frac{1.4}{3}y+3.01)}{(\frac{2.8}{y}+12.29)}$$

$$\frac{dM}{dy} = 0 \Longrightarrow \quad y = 0.63 \text{ m}$$

Donc :

$M_u = 0.162\ q_u$

qu = 1,35.(5.61)+1,5.(3.5) = 12.82 KN $\Longrightarrow$ M_u= 2.08 KN.m

qs=5.61+3.5=9.11KN ⟹ M_s=1.47KN.m

Moment en travée suivant les deux axes :

M_t=M= 2.08kN.m

Moment aux appuis :

M_a= 0.5M = 1.04 kN.m

III.6.4.2.2. Calcul du ferraillage :

$\rho = \frac{lx}{ly} = \frac{1.40}{4.3}$=0.32<0.4 donc la dalle travaille suivant 1 directions.

Tel que : $\mu = \frac{M_u}{\sigma_b.b.d^2}$ et $A = \frac{M_u}{\sigma_s.d.\beta.}$

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

Øp ≤ h/10 =15/10 =1.5 cm

On adopte alors Øx= Øy=10 mm, e =2cm

Hauteurs utiles :

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

Tableau 3.39. Les données nécessaires

	Mu(kN.m)	μ	β	A(cm²)	Amin(cm²)	Achoisi	Afinal(cm²)
travée	2.08	0.0086	0.996	0.46	1.5	4HA10	3.14
appuis	1.04	0.0043	0.998	0.23	1.5	4HA10	3.14

Tableau 3.40. Calcul des sections de la dalle

III.6.4.2.3. Vérification à l'état limite de service :

Béton : $\overline{\sigma}_b = 0.6.\ f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15\,MPa$ □

Acier : La fissuration est considérée comme peu nuisible

	Mt	Ma
M_{ser} (kN.m)	1.47	0.74
σb_{adm}(Mpa)	15	
y_1 (cm)	3.05	3.05
I_G (cm^4)	5618.08	5618.08
K (N/cm^3)	26.16	13.17
σb (Mpa)	0.79	0.40
$\sigma b \leq \sigma b_{adm}$	c.v	

Tableau 3.41. Vérification des contraintes de la dalle pleine

III.6.4.2.4. Condition d'espacement :

St = 100/4=25 cm ≤ St adm=min (3h=45cm; 33cm) =33cm

III.6.4.2.5. Vérification au cisaillement :

	Suivant X	Suivant Y
V(KN)	$\frac{p * l_x * l_y}{2 * l_y + l_x} = \frac{12.82 * 1.4 * 4.3}{2 * 4.3 + 1.4} = 7.71$	$\frac{p * l_x * l_y}{3 * l_y} = \frac{12.82 * 1.4 * 4.3}{3 * 4.3} = 5.98$
$\tau_{u(MPa)}$	$\frac{7.71 * 1000}{1000 * 130} = 0.059$	$\frac{5.98 * 1000}{1000 * 115} = 0.052$
$\overline{\tau}_u$	$\frac{0.07 * f_{cj}}{\gamma_b} = \frac{0.07 * 25}{1.5} = 1.16MPa$	
$\tau_u \leq \overline{\tau}_u$	oui	oui

Tableau 3.42. Vérification au cisaillement

Alors, les armatures de cisaillement ne sont pas nécessaires.

III.6.4.2.6. Vérifications préliminaires de la flèche :

On peut admettre qu'il n'est pas nécessaire de procéder au calcul des flèches si toutes les conditions suivantes sont satisfaites :

$M_0=Pu*Lx^2/8=3.14$ (KN.m)

1ere condition	2eme condition
h/L ≥ Mt/(20 Mo)	$\rho \leq 2/fe$
h/ L = 0.15 / 1.4 = 0.107 Mt/(20 Mo)=1.47/(20*3.14)=0.023	ρ=A/(bo*d)=3.14/(100*13)=0.0024 2/ fe = 2 / 400 = 0.005
c.v	c.v

Tableau 3.43. Vérification de flèche de la dalle pleine

Il n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche.

IV.1. Introduction :

Pour notre structure le système de contreventement est assuré conjointement par des voiles et des portiques dans les deux directions en plan. Pour assurer une meilleure résistance au séisme, nous devons de préférence avoir une distribution aussi régulière que possible des masses et des rigidités tant en plan qu'en élévation.
Donc le système de contreventement doit être disposé de façon à :

- Reprendre une charge verticale suffisante pour assurer sa stabilité.
- Assurer une transmission directe des charges aux fondations.
- Minimiser les effets de torsion.

Vue de la Structure en 3D :

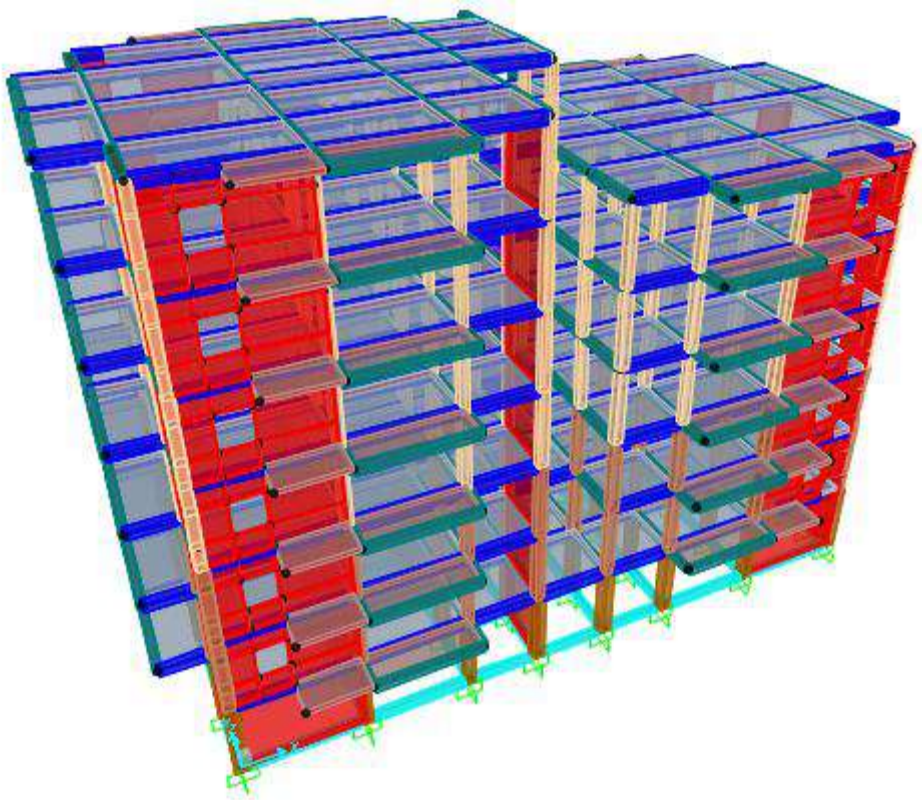


Figure4-1 : Vue de la structure en3D

IV.2. Caractéristiques géométriques de la structure :

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

- Le centre de Masse
- Le centre de Torsion

IV.2.1. Centre de masse :

Le principe de calcul est de déterminer le centre de masse de chaque niveau des éléments constructifs qui ont une influence sur la stabilité du bâtiment (planchers, maçonnerie, escaliers, voiles, poutres, poteaux).
Le centre de masse est repéré dans un système d'axes choisi, il est défini par la formule suivante :

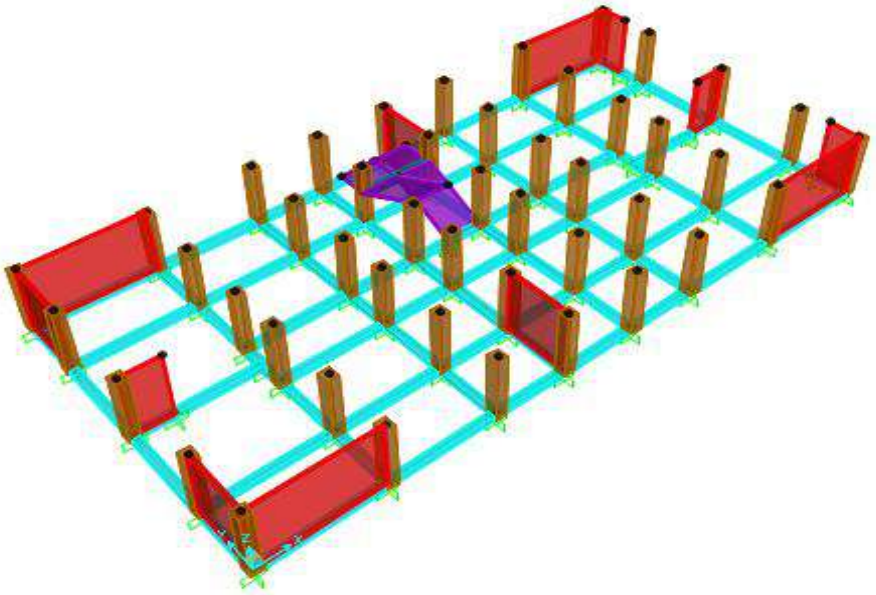
$$X_G = \frac{\sum Wi * Xi}{\sum Wi} \quad YG = \frac{\sum Wi * Yi}{\sum Wi}$$

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.

Disposition des voiles :

Sous-sol :



étage courant :

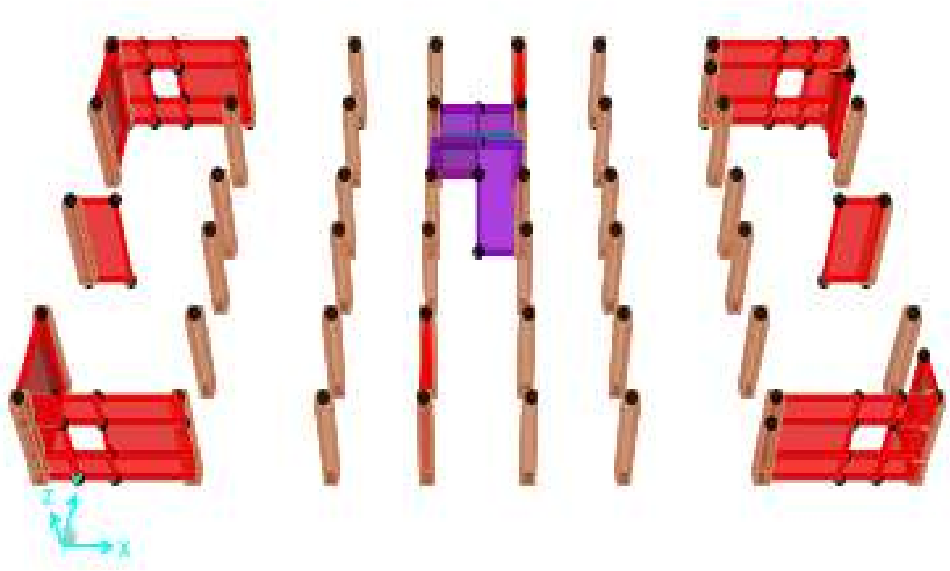


Figure4-2 : Disposition des voiles

Diaphragme N°	Niveau (m)	∑Wi (kN)	∑Wi*Xi	∑Wi*Yi	XG (m)	YG (m)
DIAPH 1	19.38	2303.45	14926.36	15916.84	6.48	6.91
DIAPH 2	16.15	4843.12	61991.94	32352.04	12.8	6.68
DIAPH 3	12.92	5346.58	72660.02	35661.69	13.59	6.67
DIAPH 4	9.69	5397.14	73347.13	35998.92	13.59	6.67
DIAPH 5	6.46	5455.44	74139.43	36387.78	13.59	6.67
DIAPH 6	3.23	5581.62	75910.03	37061.96	13.6	6.64
DIAPH 7	0	5719.83	77789.69	37693.68	13.6	6.59

Tableau4-1 : Calcul du centre de Masse

IV.2.2. Centre de torsion :

Le centre de torsion T est un point caractérisé par :

- Une force passant par ce point provoque une translation du plancher et donc de l'ensemble des éléments de contreventement parallèlement à cette force et sans rotation.
- Un moment autour de ce point provoque une rotation du plancher dans le même sens que le moment et sans translation.

Le centre de torsion est repéré dans le même système d'axe choisi, il est défini par les formules suivantes :

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

Avec :

- I_x et I_y : Les inerties suivant les axes x et y respectivement de chaque élément de Contreventement (poteau, voile).
- X_i, Y_i : coordonnées du centre de torsion des éléments de contreventement par rapport au repère global choisi.
- X_T, Y_T : coordonnées du centre de torsion du niveau par rapport au repère global choisi.

  Il est rappelé que :
  - Le centre de torsion d'un voile plein ou d'un poteau simple (rectangulaire) est confondu avec son centre de gravité ;
  - Pour un voile plein composé possédant un centre de symétrie, le centre de torsion est confondu avec ce centre de symétrie.
  - Les inerties sont calculées par les formules suivantes :
    - Pour les poteaux : $I_X = \frac{bh^3}{12}$; $I_Y = \frac{hb^3}{12}$
    - pour les voiles pleins : $I_X = \frac{L.e^3}{12}$; $I_Y = \frac{e.L^3}{12}$
    - pour les voiles avec ouvertures : $I_e = \frac{a_n I}{\frac{60}{11}.\frac{2mc}{(I_1+I_2)}.\frac{A_0.(\alpha.\xi)}{\alpha^2}+1}$ **[4]**

Avec :

a_n: coefficient qui dépend du nombre de niveaux.

$$\begin{cases} a_n = \left(\frac{11}{20} + \frac{8}{20n} - \frac{1}{30n^2} - \frac{1}{30n^3}\right)\frac{20}{11}... & si\ n \le 11 \\ a_n = 1 & si\ n > 11 \end{cases}$$

I : inertie totale du refend.

E: module d'élasticité du matériau constituant le refend.

m: moment statique de chacun des trumeaux par rapport au centre de gravité à l'ensemble.

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

I_i : moment d'inertie des trumeaux.

A_i : aire des éléments du refend.

2c : distance entre les deux centres de gravité des trumeaux.

a : demi portée de l'ouverture.

$\alpha = w.H_0$ (Coefficient du monolithisme des voiles).

H_0: hauteur totale du refend.

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

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

H: hauteur d'étage.

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

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

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

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

Remarque :si α > 10, on peut dire que le linteau est très rigide, l'ouverture est très petite, le voile est considéré comme étant plein.

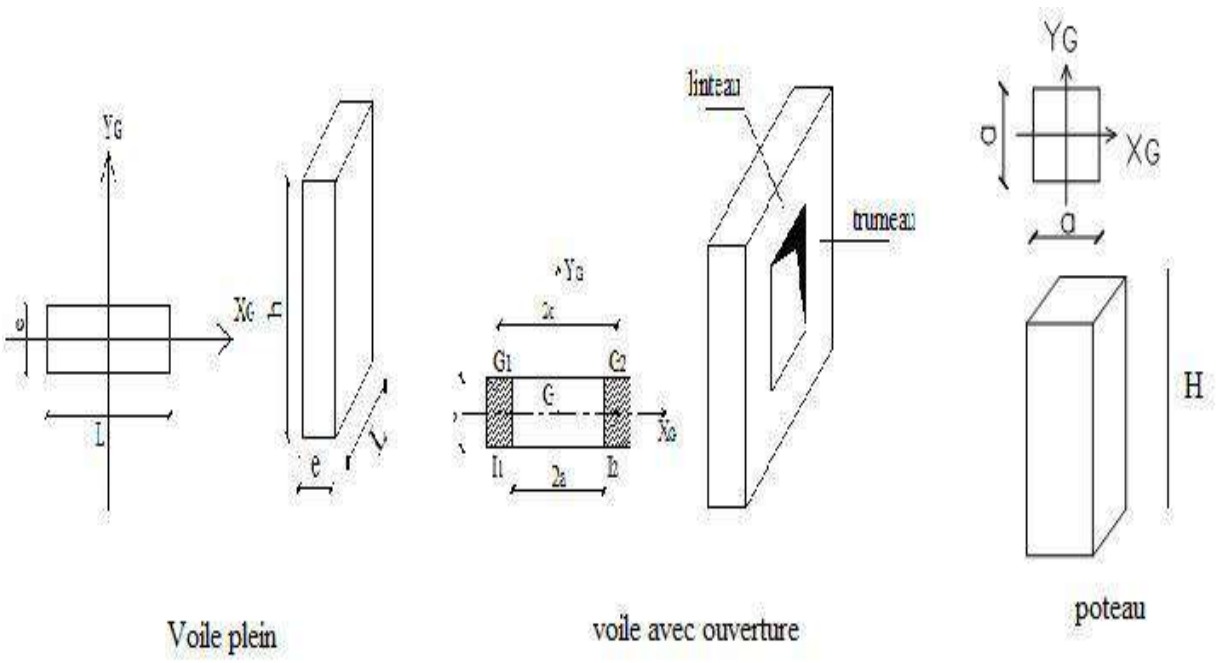


Figure4-3 : Inerties des voiles et des poteaux

		Inertie et centre d'inertie					
Diaphragme N°	Niveau (m)	∑ Ixi (m4)	∑ Iyi (m4)	∑ Ix*Yi	∑ Iy*Xi	XR (m)	YR (m)
DIAPH 1	19.38	0.5306	1.0055	4.1068	6.2442	6.21	7.74
DIAPH 2	16.15	1.0534	1.083	7.0999	14.3822	13.28	6.74
DIAPH 3	12.92	1.0799	1.1094	7.2785	14.7883	13.33	6.74
DIAPH 4	9.69	1.0799	1.1094	7.2785	14.7883	13.33	6.74
DIAPH 5	6.46	1.1205	1.15	7.5410	15.3755	13.37	6.73
DIAPH 6	3.23	1.1205	1.15	7.5410	15.3755	13.37	6.73
DIAPH 7	0	1.1796	1.2091	7.9269	16.2140	13.41	6.72

Tableau4-2 : Calcul du centre de torsion

IV.2.3. Excentricité :

IV.2.3.1. Excentricité théorique (statique) :

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

$$E_x = |X_T - X_G| \qquad E_Y = |Y_T - Y_G|$$

Niveau (m)	Direction X			Direction Y		
	XG (m)	XR (m)	Ex théo(m)	YG (m)	YR (m)	Ey théo(m)
19.38	6.48	6.21	0.27	6.91	7.74	0.83
16.15	12.8	13.28	0.48	6.68	6.74	0.06
12.92	13.59	13.33	0.26	6.67	6.74	0.07
9.69	13.59	13.33	0.26	6.67	6.74	0.07
6.46	13.59	13.37	0.22	6.67	6.73	0.06
3.23	13.6	13.37	0.23	6.64	6.73	0.09
0	13.6	13.41	0.19	6.59	6.72	0.13

Tableau4-3 : Calcul de l'excentricité théorique

IV.2.3.2. 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'a chaque niveau et dans chaque direction, la résultante des forces horizontales a une excentricité par rapport au centre de torsion égale à la plus grande des deux valeurs :

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

$$\begin{cases} E_x = 0{,}05.\ L_x \\ E_y = 0{,}05.\ L_y \end{cases}$$

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

Niveau (m)	Lx (m)	Ly (m)	Ex (m)	Ey (m)
19.38	31.25	16.15	1.56	0.81
16.15	31.25	16.15	1.56	0.81
12.92	31.25	16.15	1.56	0.81
9.69	31.25	16.15	1.56	0.81
6.46	31.25	16.15	1.56	0.81
3.23	31.25	16.15	1.56	0.81
0	31.25	16.15	1.56	0.81

Tableau4-4 : Calcul de l'excentricité accidentelle

Niveau (m)	Direction X			Direction Y		
	Ex théo	Ex acc	Ex théo±Ex acc	Ey théo	Ey acc	Ey théo±Ey acc
19.38	0.27	1.56	1.83	0.83	0.81	1.64
16.15	0.48	1.56	2.04	0.06	0.81	0.87
12.92	0.26	1.56	1.82	0.07	0.81	0.88
9.69	0.26	1.56	1.82	0.07	0.81	0.88
6.46	0.22	1.56	1.78	0.06	0.81	0.87
3.23	0.23	1.56	1.79	0.09	0.81	0.90
0	0.19	1.56	1.75	0.13	0.81	0.94

Tableau4-5 : Calcul de l'excentricité totale

IV.2.3.3. Effets de la torsion accidentelle : [RPA 99 version 2003 Art 4.3.7]

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

IV. 3. Choix de la méthode de calcul

IV. 3 .1. Introduction :

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

- Méthode statique équivalente
- Méthode dynamique modale spectrale

Pour notre bloc la régularité en élévation n'est pas vérifiée ainsi que la hauteur de ce dernier dépasse les 17 m, donc selon le RPA Art 4.1.2, la Méthode statique équivalente n'est pas applicable, on utilise donc la méthode modale spectrale d'une manière automatique moyennant le logiciel d'analyse '**SAP 2000v16'**

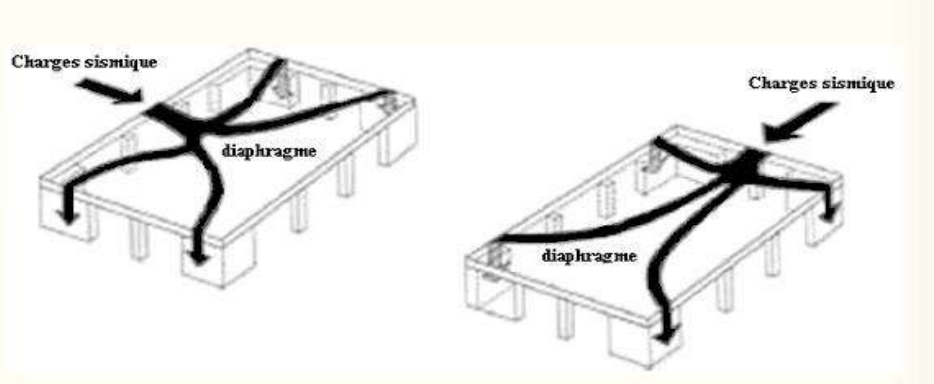
IV.3.2. Méthode dynamique modale spectrale :

IV.3.2.1. Principe :

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

IV.3.2.2. Modélisation : ►► [Art 4.3.2] ◄◄ RPA2003

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



IV.3.2.3. Le spectre de réponse de calcul :

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

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

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

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

b. facteur de correction d'amortissement η :

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

ξ = 7 % [RPA : Tab.4.2].
Avec remplissage dense → η = 0,882

c. coefficient de comportement R : [RPA : Tab.4.3]

Conformément à l'article 3.4.A.2 du RPA 99v2003, ce type de contreventement doit vérifier les conditions suivantes :

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

Donc : R = 3.5.

Étage	Sollicitations dues aux charges verticales			Sollicitations dues aux charges horizontales		
Diaphragme N°	Poids Nz (%)	Nz /Poteaux (%)	Nz /Voiles (%)	Effort tranchant Tx (%)	Tx /Poteaux (%)	Tx /Voiles (%)
A_ DIAPH_ 22.61	100 %	78.360 %	21.640 %	100 %	46.478 %	53.522 %
B_ DIAPH_ 19.38	100 %	73.831 %	26.169 %	100 %	44.277 %	55.723 %
C_ DIAPH_ 16.15	100 %	74.745 %	25.255 %	100 %	47.474 %	52.526 %
D_ DIAPH_ 12.92	100 %	76.907 %	23.093 %	100 %	35.737 %	64.263 %
E_ DIAPH_ 9.69	100 %	78.034 %	21.966 %	100 %	43.371 %	56.629 %
F_ DIAPH_ 6.46	100 %	79.373 %	20.627 %	100 %	31.829 %	68.171 %
G_ DIAPH_ 3.23	100 %	80.543 %	19.457 %	100 %	30.418 %	69.582 %

Tableau4-6 : Justification du coefficient de comportement R

d. facteur de qualité Q : [RPA : Tab.4.4.]

Le facteur de qualité est égal à 1 additionné à la somme de 6 pénalités selon que les critères de qualité sont satisfaits ou non :

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

Ces pénalités sont rappelées dans le tableau suivant :

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

Tableau4-7 : détermination du facteur de qualité Q

En récapitulant les résultats on trouve :

$$Q_X = 1 + 0.05 = 1{,}05$$

$$Q_Y = 1$$

e. périodes caractéristiques :[RPA : Tab.4.7.]

$$\left.\begin{array}{l} T_1 = 0{,}15\,\text{s} \\ T_2 = 0{,}4\text{s} \end{array}\right\} \text{site S2.}$$

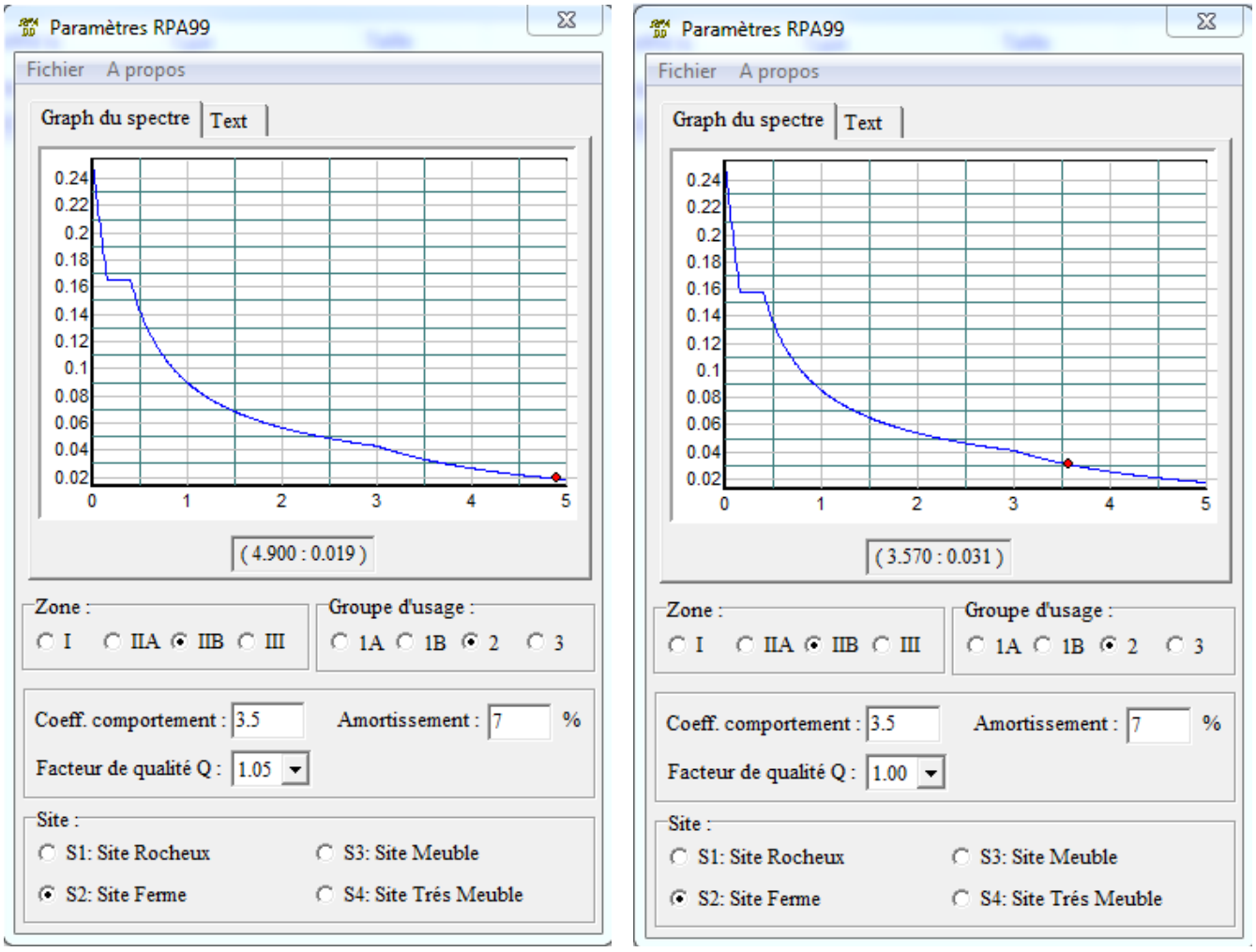


Figure4-4 : Spectre de réponse

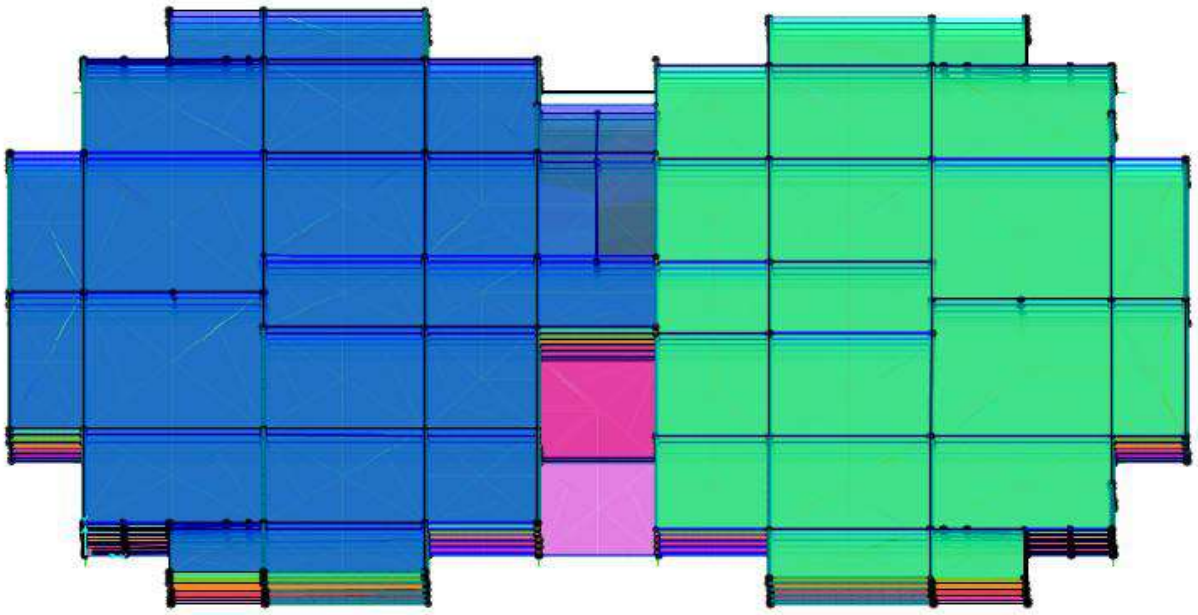
IV.4. Résultats de l'analyse dynamique :

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

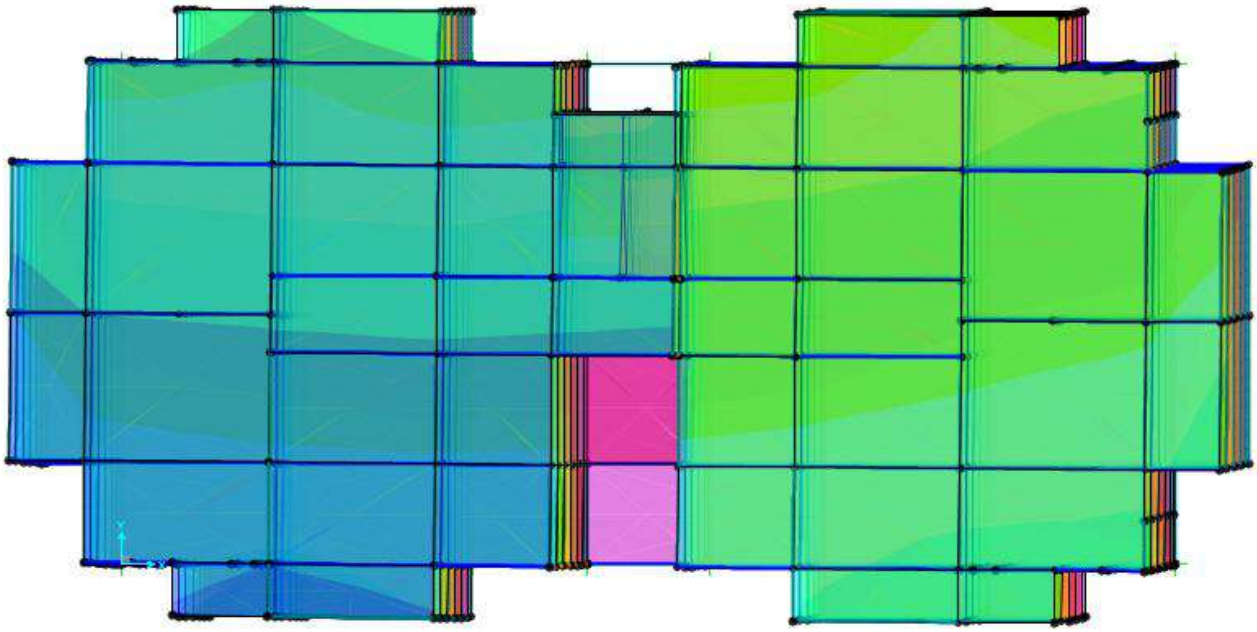
- Vérification de comportement pour les trois premiers modes
- Vérification de participation massique
- Vérification des périodes
- Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul
- Vérification de la stabilité au renversement
- Vérification de déplacement (Inter étage, En tête)
- vérification de cisaillement des éléments
- Vérification vis à vis de l'effet P-Δ

IV.4.1. Vérification de comportement :

mode1 translation Y



mode2 translationX



mode3 Rotation autour de l'axe Z

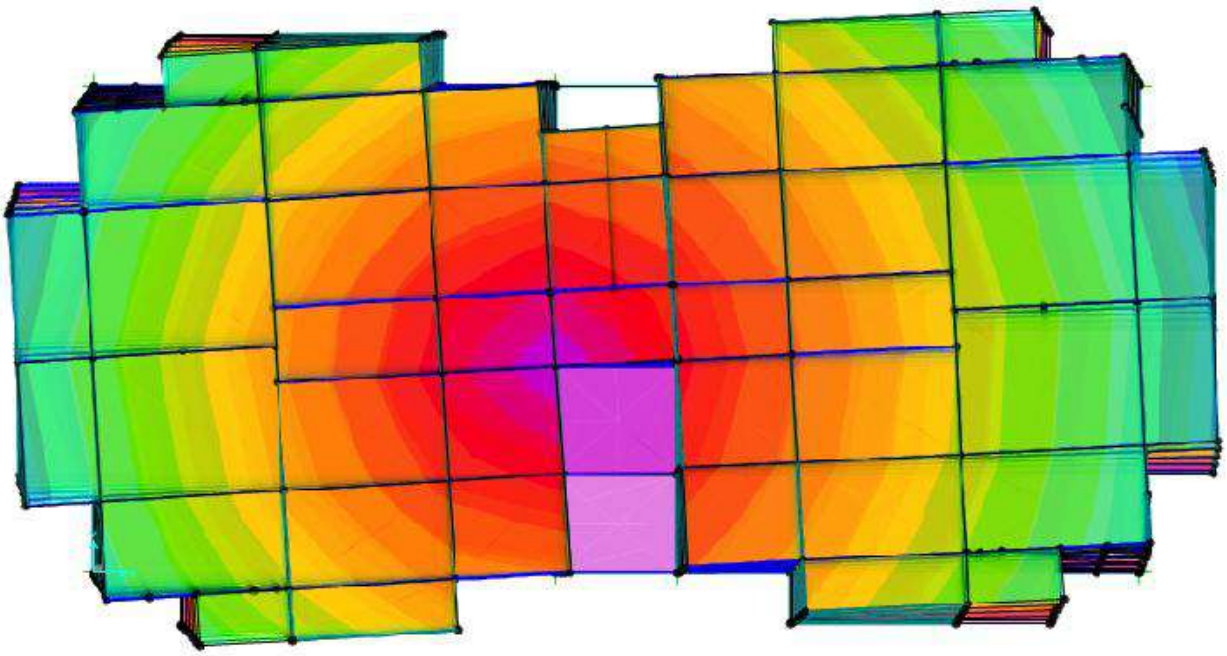


Figure4-5 : Le comportement des trois premiers modes

Mode 1	Mode 2	Mode 3
translation suivant l'axe Y	translation suivant l'axe X	rotation autour de l'axe z

Tableau 4-8 : Le comportement des trois premiers modes

IV. 4.2. Vérification de participation massique :

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

La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure d'après RPA99 version 2003, Art 4.3.

Mode	Période (s)	Cumul des masses modales effectives (%)	
		Sens X	SensY
1	0.502	0%	69%
2	0.390	69%	69%
3	0.381	69%	69%
4	0.147	69%	87%
5	0.116	88%	87%
6	0.108	88%	87%
7	0.093	88%	87%
8	0.093	88%	87%
9	0.091	88%	87%
10	0.090	89%	87%
11	0.089	89%	87%
12	0.089	89%	87%
13	0.087	89%	87%
14	0.087	89%	87%
15	0.087	89%	87%
16	0.086	89%	87%
17	0.086	89%	87%
18	0.086	89%	87%
19	0.085	89%	87%
20	0.085	89%	87%
21	0.084	89%	87%

22	0.083	89%	87%
23	0.083	89%	87%
24	0.082	89%	87%
25	0.082	90%	87%
26	0.081	90%	87%
27	0.081	90%	87%
28	0.080	90%	87%
29	0.080	90%	87%
30	0.079	90%	87%
31	0.078	90%	87%
32	0.077	90%	87%
33	0.077	90%	87%
34	0.074	90%	87%
35	0.073	90%	93%

Tableau4-9 : Coefficient de participation massique

D'après le tableau précédent on remarque qu'on a une structure rigide ; ou le coefficient de participation massique n'atteigne pas qu'après le 35ème mode.

IV. 4.3. Vérification des périodes :

Les valeurs de T, calculées à partir de SAP2000 ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques appropriées de 30%. [RPA 99 version 2003Art 4.2.4.4]

- T : période fondamentale suivant les deux directions on utilise la formule :

$T=0.09*h_N/\sqrt{D}$

- D : la dimension du bâtiment mesuré à sa base dans la direction de calcul considéré.
- h_N : hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N)

Tx= 0.31 s

Ty=0.43 s

	$T_{empirique}(s)$	$T_{numérique}(s)$	$1.3*T_{emp}$	$T_{num} \leq 1.3*T_{emp}$
X	0.31	0.50	0.40	C.N.V
Y	0.43	0.50	0.56	OUI

Tableau 4-10 : vérification des périodes

IV.4.4. Force horizontale Fp agissant sur les éléments non structuraux

Les forces horizontales de calcul Fp agissant sur les éléments non structuraux et les équipements ancrés à la structure sont calculées suivant la formule :

Fp = 4 A Cp Wp

A : Coefficient d'accélération de zone obtenu dans le tableau (4.1) pour la zone et le groupe d'usages appropriés

Cp : Facteur de force horizontale variant entre 0.3 et 0.8 (voir tableau 6.1)

Wp Poids de l'élément considéré

La distribution de ces forces doit être faite comme pour les forces de gravité se rapportant à ces éléments. Pour les forces applicables sur le diaphragme et dans les attaches des panneaux, se référer au paragraphe 6.2.4.

A=0.2

Cp=0.3

Wpp=0.3*0.4*25*1.8=5.4kN

Wps=0.3*0.3*25*(4-0.3)=8.32kN

Wplan=3.7*1.5*6=33.3kN

Wp=33.3+8.32+5.4=47.02kN

Fp=4*0.2*0.3*47.02=11.28kN

IV. 4.5. Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul :

La résultante des forces sismique à la base Vt 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 [RPA99version2003Art4. 3.6]

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

a. Calcul de la force sismique totale [RPA99 version 2003 Art 4.2.3] :

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

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

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

Tel que :

- **A : coefficient d'accélération de zone**

A = 0,2

- **D : facteur d'amplification dynamique moyen**

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

T2 = 0,4 s, tableau 4.7 (avec site S2)

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

ξ = 7 % tableau 4.2 (avec remplissage dense) → η = 0,882

T : période fondamentale suivant les deux directions on utilise la formule :

$T=0{,}09h_n/\sqrt{D}$ [RPA99 version 2003 Art 4.2.4]

Dx= 2.205

Dy= 2.101

- **R : coefficient de comportement global de la structure**

R = 3.5

- **Q : facteur de qualité**

Q_x=1.05 ; Q_y=1

- **W : poids total de la structure**

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

β = 0.2 tableau 4.5

Poids de la structure W= 37539.085kN

A	Dx	Dy	R	Qx	Qy	∑Wi (kN)	Vx (kN)	Vy (kN)
0.2	2.205	2.101	3.5	1.05	1	37539.085	4966.42	4506.84

Tableau4-11: calcule de la force sismique (M.S.E)

	V (kN)	Vt (kN)	0.8*V	Vt ≥ 0.8*V
X	4966.42	4021.85	3973.14	oui
Y	4506.84	3299.45	3605.47	non

Tableau 4-12 : Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul

La direction y n'est pas vérifiée, donc il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse dans le rapport (0.8V/Vt).

- Pour la direction de y on a :

$$\frac{0.8V}{Vt} = 1.10$$

C'est-à-dire on remplace le coefficient « 1 » de la force sismique suivant la direction y (Ey) dans les combinaisons, par le coefficient « 1.10».

	V (kN)	Vt (kN)	0.8*V	Vt ≥ 0.8*V
X	4966.42	4021.85	3973.14	oui
Y	4506.84	3629.40	3605.47	oui

IV. 4.6. Vérification de la stabilité au renversement :

Le moment de renversement est égal à : $M_{0x} = \sum_{i=1}^{n} h_i.F_{ix}$ $M_{0y} = \sum_{i=1}^{n} h_i.F_{iy}$

Avec :

- F_{ix}, F_{iy}: la force distribuée en hauteur suivant X et Y
- h_i : la hauteur de l'étage par rapport à la base 0

Le moment de stabilité qui est égal à : $Mtx = X_G.Wi$, $MtY = Y_G.Wi$

Avec :

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

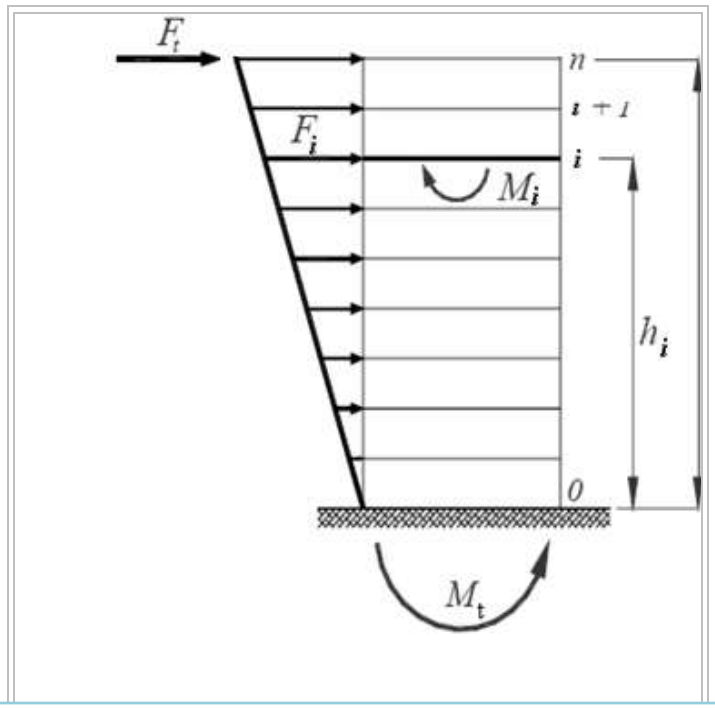


Figure4-6 : Les forces agissent sur la stabilité au renversement

IV. 4.6.1. Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur :[Art 4.2.5]

$$F_i = \left(\frac{W_i h_i}{\sum_{j=1}^{n} W_J h_j} \right) \times V$$

$$F_t = \begin{cases} 0{,}07TV \le 0{,}25V & \text{si } T \ge 0{,}7\,s \\ 0 & \text{si } T < 0{,}7\,s \end{cases}$$

On a :

- TX = 0,31 s → Ft = 0
- TY = 0,43 s → Ft = 0

Donc :

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

$$F_{iY} = \left(\frac{W_i h_i}{\sum_{j=1}^{n} W_J h_j} \right) . V_Y = \alpha_Y . V_Y$$

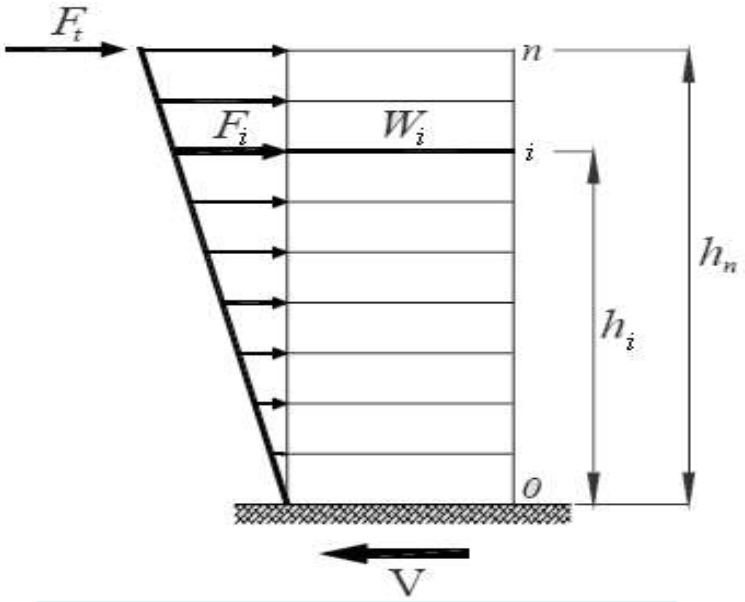


Figure4-7 : Distribution des forces sismiques

V_X =4021.85kN

hi (m)	Wi (kN)	Wi*hi	αx	Fix (kN)
19.38	2303.45	44640.86	0.15	603.48
16.15	4843.12	78216.39	0.26	1057.38
12.92	5346.58	69077.81	0.23	933.84
9.69	5397.14	52298.29	0.18	707.00
6.46	5455.44	35242.14	0.12	476.43
3.23	5581.62	18028.63	0.06	243.72
0	5719.83	0.00	0.00	0.00
SOMME		297504.12	1.00	4021.85

Tableau4-13 : Forces sismiques selon la hauteur suivant X

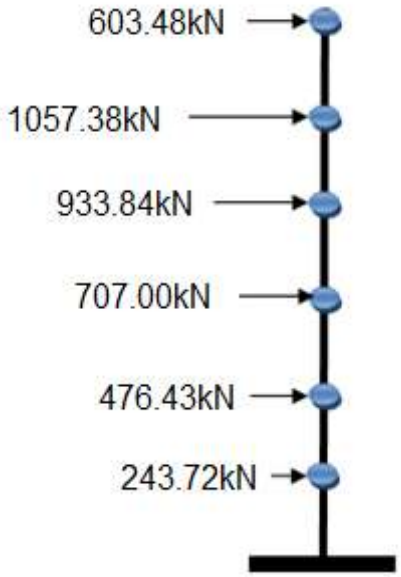


Figure4-8 : Concentration des forces sismiques aux étages suivant X

V_Y = 3629.40kN

hi (m)	Wi (kN)	Wi*hi	αy	Fiy (kN)
19.38	2303.45	44640.86	0.15	544.60
16.15	4843.12	78216.39	0.26	954.20
12.92	5346.58	69077.81	0.23	842.71
9.69	5397.14	52298.29	0.18	638.01
6.46	5455.44	35242.14	0.12	429.94
3.23	5581.62	18028.63	0.06	219.94
0	5719.83	0.00	0.00	0.00
SOMME		297504.12	1.00	3629.40

Tableau4-14 : Forces sismiques selon la hauteur suivant Y

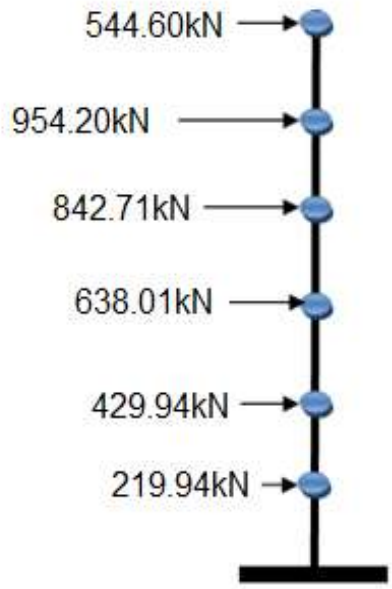


Figure4-9 : Concentration des forcessismiques aux étages suivant Y

IV. 4.6.2. Moment de renversement :

hi (m)	Fix (kN)	Fiy (kN)	Moxi (KN.m)	Moyi (KN.m)
19.38	603.48	544.6	11695.50	10554.25
16.15	1057.38	954.2	17076.65	15410.32
12.92	933.84	842.71	12065.17	10887.86
9.69	707.00	638.01	6850.84	6182.33
6.46	476.43	429.94	3077.71	2777.38
3.23	243.72	219.94	787.22	710.41
0	0.00	0	0.00	0.00
∑Mo			51553.09	46522.55

Tableau4-15 : calcul du moment de renversement

IV. 4.6. 3. Moment stabilisant :

Niveau (m)	Wi (kN)	XG (m)	YG (m)	Mtxi (KN.m)	Mtyi (KN.m)
19.38	2303.45	6.48	6.91	14926.36	15916.84
16.15	4843.12	12.8	6.68	61991.94	32352.04
12.92	5346.58	13.59	6.67	72660.02	35661.69
9.69	5397.14	13.59	6.67	73347.13	35998.92
6.46	5455.44	13.59	6.67	74139.43	36387.78
3.23	5581.62	13.6	6.64	75910.03	37061.96
0	5719.83	13.6	6.59	77789.69	37693.68
∑Mt				450764.60	231072.91

Tableau4-16 : calcul du moment stabilisant

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

Mtxi (KN.m)	Mtyi (KN.m)	Moxi (KN.m)	Moyi (KN.m)	Mtxi/Moxi	Mtyi/Moyi	Mt/M0≥1.5	Mt/M0≥1.5
450765	231073	51553.09217	46522.55083	8.74369659	4.9669012	oui	oui

Tableau4-17 : Vérification de stabilisation

La condition est vérifiée ce qui implique la stabilité de l'ouvrage vis-à-vis du renversement suivant les deux directions.

IV. 4.7. Vérification des déplacements :

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

$\delta_K = R\delta_{ek}$ [RPA: Art 4.4.3]

- δ_{ek} : Déplacement dù aux forces séismiques F_i.
- R : coefficient de comportement.

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

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

Selon [RPA: Art 5.10] le déplacement horizontal relatif d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser:

Δ k limite = 0.01 he

Avec :

- he : la hauteur de l'étage k.

Niveau (m)	δ_e (cm)	$\delta_k = R.\ \delta_e$ (cm)	$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$ (cm)	$0{,}01.h_e$ (cm)	$\Delta_k \leq 0{,}01.h_e$
+19.38	0.87	3.05	0.49	3.23	OUI
+16.15	0.73	2.56	0.53	3.23	OUI
+12.92	0.58	2.03	0.52	3.23	OUI
+9.69	0.43	1.51	0.53	3.23	OUI
+6.46	0.28	0.98	0.42	3.23	OUI
+3.23	0.16	0.56	0.39	3.23	OUI
+0.00	0.05	0.18			

Tableau4-18 : Vérification des déplacements inter-étages sens x

Niveau(m)	δ_e(cm)	$\delta_k = R.\ \delta_e$(cm)	$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$ (cm)	$0{,}01.h_e$ (cm)	$\Delta_k \leq 0{,}01.h_e$
+19.38	1.32	4.62	0.77	3.23	OUI
+16.15	1.1	3.85	1.05	3.23	OUI
+12.92	0.8	2.80	0.53	3.23	OUI
+9.69	0.65	2.28	0.77	3.23	OUI
+6.46	0.43	1.51	0.70	3.23	OUI
+3.23	0.23	0.81	0.56	3.23	OUI
+0.00	0.07	0.25			

Tableau4-19 : Vérification des déplacements inter-étages sens Y

-Vérification du déplacement en tête :

Les déplacements théoriques

X=0.87 cm Y= 1.32 cm

Les déplacements réels :

X=0.87*3.5=3.045 cm Y= 1.32*3.5 =4.62 cm

Le déplacement admissible :

$X=\frac{H}{250}=\frac{1938}{250}=7.752\ cm$

Donc les déplacements en tête sont vérifiés

IV. 4.7. Vérification vis à vis de l'effet P-Δ :

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

$\theta = P_k\Delta_k / Vk * h_k \leq 0.10$

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

Si $0.10<\theta\leq0.20$, Les effets P-Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1° ordre par le facteur :

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

Si $\theta>0.20$, la structure est partiellement instable et doit être redimensionnée.

hk (m)	Pk (KN)	Fix (kN)	Δkx (cm)	Θx	Θ<0.10
19.38	2303.45	603.5	0.49	0.0010	oui
16.15	4843.12	1057.4	0.53	0.0015	oui
12.92	5346.58	933.8	0.53	0.0023	oui
9.69	5397.14	707.0	0.53	0.0041	oui
6.46	5455.44	476.4	0.42	0.0074	oui
3.23	5581.62	243.7	0.39	0.0273	oui
0.00	5719.83	0.0	0.18	/	/

Tableau4-20 : Vérification l'effet P-Δ sens X

hk (m)	Pk (KN)	Vky (KN)	Δky (cm)	Θy	Θ<0.10
19.38	2303.45	544.60	0.77	0.0017	oui
16.15	4843.12	954.20	1.05	0.0033	oui
12.92	5346.58	842.71	0.53	0.0026	oui
9.69	5397.14	638.01	0.77	0.0067	oui
6.46	5455.44	429.94	0.70	0.0137	oui
3.23	5581.62	219.94	0.56	0.0440	oui
0.00	5719.83	0.00	0.25	/	/

Tableau4-21 : Vérification l'effet P-Δ sens Y

IV. 4.8. *Vérification de cisaillement des éléments :* $\tau \leq \overline{\tau}$

Avec$\boldsymbol{\tau} = \frac{T}{S}$

On a une fissuration peu nuisible $\overline{\tau} = \boldsymbol{min}(\mathbf{0.2} * \frac{fc_{28}}{\gamma_b}; \mathbf{5\ Mpa})$

8-a poutre principal : sous combinaison 1.35G+1.5Q

Section des poutres b*h=30*40 cm x cm

L'effort tranchant max = 99.70kN

$$\boldsymbol{\tau} = \frac{99.70 * \mathbf{10\hat{}3}}{\mathbf{300x375}} = 0.88 < 3.33\ \ CV$$

8-b poutre secondaire : sous combinaison G+Q+EDY

Section des poutres b*h=30*30 cm x cm

L'effort tranchant max = 47.21kN

$$\boldsymbol{\tau} = \frac{47.21 * \mathbf{10\hat{}3}}{\mathbf{300x275}} = 0.57 < 4.34\ \ CV$$

8-c poutre palière : sous combinaison 0.8G+EDY

Section des poutres b*h=30*30 cm x cm

L'effort tranchant max = 45.02kN

$$\boldsymbol{\tau} = \frac{45.02 * \mathbf{10\hat{}3}}{\mathbf{300 * 275}} = \mathbf{0.54} < 4.34CV$$

***8-c longrine : sous combinaison* 1.35G+1.5Q**

Section des poutres b*h=30*30 cm x cm

L'effort tranchant max = **7.15**kN

$$\tau = \frac{7.15 * 10\text{^}3}{300 * 275} = 0.09 < 2.5CV$$

Eléments	section	V_u (kN)	combinaison	τ (Mpa)	$\bar{\tau}$ (Mpa)	Vérification
Poutres principales	30*40	99.70	**1.35G+1.5Q**	0.88	3.33	$C.V$
Poutres secondaires	30*30	47.21	$G+Q+EDY$	0.57	4.34	$C.V$
Poutres palières	30*30	45.02	**0.8G+EDY**	**0.54**	4.34	$C.V$
Longrine	30*30	7.15	**1.35G+1.5Q**	0.09	2.5	$C.V$

Tableau 4-22 : Vérification de cisaillement des poutres

Dans le cas de R=3.5 les voiles prennent100% de charges horizontale (t) ; danc les poteaux sont bloqués (prennent 0%) ; pas besoin de vérifier le cisaillement

IV. 4.8. *Vérification de l'effort normal réduit :*

Section des poteaux a la base 45x45

L'effort normal max a la base = 1470.34 kN

$$\tau = \frac{1537.92 * 10\text{^}3}{430^2 * 25} = 0.33 < 0.3 \quad CV$$

$Bc > \frac{1537.92*10\text{^}3}{0.3*25} = 205056$ Bc>205056mm^2 donc Bc= (480*480) mm^2

La section des poteaux a la base 50*50

Remarque :

Les dimensions définitives sont :
-Poutre principale : 30x40cm^2
-Poutre secondaire : 30x30 cm^2
-Epaisseur voile : a=15 cm
-poteaux : s-sol 50*50 cm^2
RDCet1^{er} étage 45*45cm^2
2eme et 3eme étage 40*40cm^2
4eme et 5eme étage 35*35cm^2

V.1. Introduction :

Le ferraillage des éléments résistants devra être conforme aux règlements en vigueur en L'occurrence le C.B.A93 et R.P.A.99 version 2003.
Les combinaisons sont en fonction du type de sollicitation, nous distinguons les différentes combinaisons suivantes :

- les combinaisons données par les règles du C.B.A 93 :
  - ✓ E.L.U :1,35G +1,5Q et G +Q ± E
  - ✓ E.L.S G + Q

- les combinaisons données par les règles du R.P.A99 version 2003 :
  - ✓ G +Q ± E
  - ✓ 0,8 G ± E

Avec :

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

V.2. Ferraillage des poutres :

V.2.1. Introduction :

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

situation durable		situation accidentelle	
Béton	Acier	Béton	Acier
γ_b =1,5	γ_s =1,15	γ_b = 1, 15	γ_s=1,00
σ_b = 25 Mpa	FeE 400	σ_b =25 Mpa	FeE 400
$\overline{\sigma_b}$ =14,2Mpa	$\overline{\sigma_s} = 348Mpa$	$\overline{\sigma_b}$ =18,48 Mpa	$\overline{\sigma_s} = 400Mpa$

Tableau 5-1 : Les données de calcul

V.2.2. Recommandations du R.P.A99 :

V.2.2.a. Armatures longitudinales :

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux pour toute la poutre est de 0,5% en toute section.
- Le pourcentage maximum des aciers longitudinaux est de :
  - 4% en Zone courante.
  - 6% en Zone nodale.
- Les poutres supportant de faibles charges verticales sont sollicitées principalement par les forces latérales sismiques qui doivent avoir des armatures symétriques. Avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appui.
- La longueur minimale de recouvrement est de 50ϕ en Zone IIb

V.2.2.b. Armatures transversales :

- La quantité d'armatures transversales est donnée par : At =0 ,003. St .b.

b : largeur de la poutre.

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

- St ≤ h/2 en Zone courante.
- St ≤min (h/4 ; 12ϕ) en zone nodale.

Les moments fléchissant ainsi que les sections d'aciers adoptées sont résumés dans les tableaux suivants :

➢ Ferraillage longitudinal des poutres principales et secondaires :

	Niveau	Section	Position	Mu (KN.m)	N° élément	Combinaison	A' (cm^2)	A calcule (cm^2)	A_{min} CBA (cm^2)	A choisies (cm^2)	
Intermédiaire	**Terrasse**	30x40	**Travée**	**36.47**	**1091**	1.35G+1.5Q	**0.00**	**2.89**	**1.2**	**4HA14**	**6.16**
			Appui	-76.30	**1096**	1.35G+1.5Q	0.00	6.29	**1.2**	5HA14	7.7
	Etages	30x40	**Travée**	**36.08**	**603**	**1,35.G+1,5.Q**	**0.00**	**2.86**	**1.2**	**4HA14**	**6.16**
			Appui	-100.49	**969**	**1,35.G+1,5.Q**	0.00	8.49	**1.2**	6HA14	9.24
Rive	**Terrasse**	30x40	**Travée**	**19.06**	**1132**	**G+Q+EDX**	**0.00**	**1.29**	**1.2**	4HA14	**6.16**
			Appui	-58.40	**1132**	**G+Q+EDX**	0.00	4.05	**1.2**	5HA14	7.7
	Etages	30x40	**Travée**	**35.81**	**708**	1.35G+1.5Q	**0.00**	**2.83**	**1.2**	4HA14	**6.16**
			Appui	-99.35	**870**	1.35G+1.5Q	0.00	8.38	**1.2**	6HA14	9.24

Tableau 5-2 : Ferraillage longitudinal des poutres principales

	Niveau	position	Mu (KN.m)	N° élément	combinaison	A' (cm)	A_{calcul} (cm^2)	$A_{choisie}$ (cm^2)	$A_{adoptée}$ (cm^2)
INTERMEDIAIRE	Terrasse	Appui	-32.87	1119	G+Q+EDY	0.00	3.12	3HA14	4.62
	Etages	Appui	-38.53	642	G+Q+EDY	0.00	3.68	3HA14	4.62
RIVE	Terrasse	Appui	-40.37	1100	G+Q+EDY	0.00	3.87	3HA14	4.62
	Etages	Appui	-51.29	1038	G+Q+EDY	0.00	4.99	4HA14	6.16

Tableau 5-3 : Ferraillage longitudinal des poutres secondaires

V.2.3. Vérification des contraintes à l'état limite de service :

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

Les contraintes sont calculées à L'E.L.S sous M_{ser} :

- Béton : La contrainte admissible du béton est donnée par la formule :

  $\overline{\sigma_b}$ = 0,6 fc_{28}=15 MPa . et on doit vérifier que $\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$.

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

  $\overline{\sigma_s}$ =min ((2/3)*fe ; 110 $\sqrt{\eta \times f_{tj}}$)=202 Mpa et on doit vérifier que $\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$.

	Niveau	position	M_{ser} (KN.m)	N° élément	combinaison	$A_{doptée}$ (cm^2)	σ_b (MPa)	σ_s (MPa)	obs
Intermédiaire	Terrasse	Travée	26.46	1091	G+Q	**6.16**	4.7	/	c.v
		Appui	-55.75	1096	G+Q	7.7	8.3	/	
	Etages	Travée	27.18	603	G+Q	**6.16**	4.8	/	c.v
		Appui	-73.72	969	G+Q	9.24	10.3	/	
Rive	Terrasse	Travée	13.51	1132	G+Q	**6.16**	1.6	18.5	c.v
		Appui	-39.21	1068	G+Q	7.7	7	251.0	
	Etages	Travée	13.22	1078	G+Q	**6.16**	1.5	18.1	c.v
		Appui	-51.94	900	G+Q	9.24	7.3	172.2	

Tableau 5-4 : Vérification des contraintes à l'ELS des poutres principales

	Niveau	position	M_{ser} (KN.m)	N° élément	combinaison	$A_{adoptée}$ (cm^2)	σ_b (MPa)	σ_s (MPa)	obs
INTERME DIAIRE	Terrasse	Appui	-15.67	1081	G+Q	4.62	4.6	/	cv
	Etages	Appui	-16.86	1053	G+Q	6.16	5	/	cv
RIVE	Terrasse	Appui	-18.12	1116	G+Q	4.62	5.4	160.5	cv
	Etages	Appui	-32.00	532	G+Q	4.62	9.2	263.5	cv

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

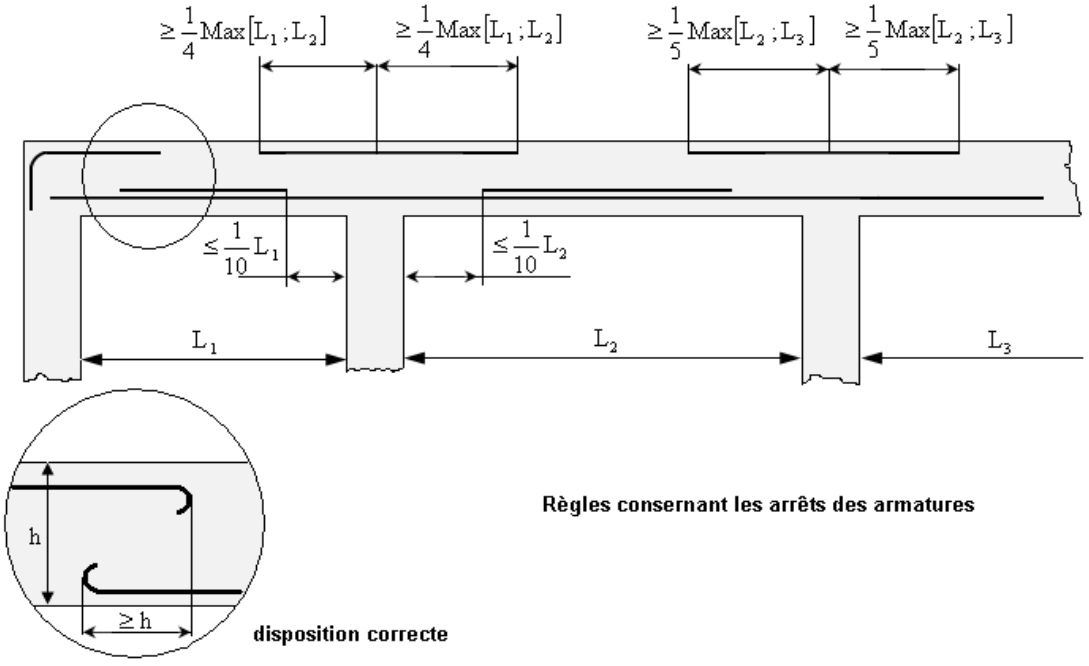


Figure 5-1 : Disposition des armatures pour les poutres

V.2.4. Vérification des poutres selon les conditions RPA et CBA :

Il faut vérifier que :

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

	Niveau	Position	$A_{adoptée}$ (cm^2)	A_{min} (CBA93) =1.20 (cm^2)	A_{min} (RPA99) =6.00 (cm^2)
Poutre intermédiaire	Terrasse	Travée	**6.16**	C.V	C.V
		appui	7.7	C.V	C.V
	Etages	Travée	**6.16**	C.V	C.V
		appui	9.24	C.V	C.V
Poutre de rive	Terrasse	Travée	**6.16**	C.V	C.V
		appui	7.7	C.V	C.V
	Etages	Travée	**6.16**	C.V	C.V
		appui	9.24	C.V	C.V

Tableau 5-6 : vérification de ferraillage des poutres principales avec les règlements

	Niveau	Position	$A_{adoptée}$ (cm^2)	A_{min} (CBA93) =0.9 (cm^2)	A_{min} (RPA99) =4.5 (cm^2)	correction
Poutre intermédiaire	Terrasse	appui	4.62	C.V	C.V	3HA14
	Etages	appui	4.62	C.V	C.V	3HA14
Poutre de rive	Terrasse	appui	4.62	C.V	C.V	3HA14
	Etages	appui	6.16	C.V	C.V	4HA14

Tableau 5-7 : vérification de ferraillage des poutres secondaires avec les règlements

V.2.4. Justification des poutres sous sollicitations des efforts tranchants :

La contrainte de cisaillement du béton est donnée par :

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

- T_u: effort tranchant

Fissuration	la fissuration est préjudiciable	la fissuration est peu nuisible
$\overline{\tau}_u$	$\min\left[0.15\frac{f_{ci}}{\gamma_b};4MPa\right]$	$\min\left[0.2\frac{f_{ci}}{\gamma_b};5MPa\right]$
situation durable	$\overline{\tau}_u = 2.5\,MPa$	$\overline{\tau}_u = 3.3\,MPa$
Situation accidentelle	$\overline{\tau}_u = 3.26\,MPa$	$\overline{\tau}_u = 4.34\,MPa$

Tableau 5-8 : Calcul de $\overline{\tau}_u$

	Niveau	Vu (KN)	N° élément	Combinaison	τu (Mpa)	$\overline{\tau_u}$ (Mpa)	$\tau u \leq \overline{\tau_u}$
intermédiaire	Terrasse	91.31	1091	1.35G+1.5Q	0.81	3.33	cv
	Etage	98.86	1000	1.35G+1.5Q	0.87	3.33	cv
Rive	Terrasse	45.90	1132	1.35G+1.5Q	0.4	2.5	cv
	Etage	65.30	900	1.35G+1.5Q	0.58	2.5	cv

Tableau 5-9 : Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres principales

	Niveau	Vu (KN)	N° élément	Combinaison	τu (Mpa)	$\overline{\tau_u}$ (Mpa)	$\tau u \leq \overline{\tau_u}$
intermédiaire	Terrasse	33.62	1081	1.35G+1.5Q	0.4	3.33	cv
	Etage	38.64	642	G+Q+EdY	0.46	4.34	cv
Rive	Terrasse	30.13	1100	G+Q+EdY	0.36	3.26	cv
	Etage	45.518	840	G+Q+EDY	0.55	3.26	cv

Tableau 5-10 : Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres secondaires

L'espacement entre les armatures d'âme successives doit être le plus faible des valeurs suivantes :

D'après RPA 99 version 2003 Art 7.5.2.2 :

$$\begin{cases} \dfrac{A_t}{S_t} \geq 0.003 \times b \\ S \leq Min(\dfrac{h}{4} et 12\varphi) & \text{Zone nodale} \\ S' \leq \dfrac{h}{2} & \text{Zone courante} \end{cases}$$

D'après CBA 93 :

$$\begin{cases} \dfrac{A_t}{b_0.S_t} \geq \dfrac{\gamma.(\tau_u - 0.3.f_{tj}.K)}{0.9.f_e(\cos\alpha + \sin\alpha)} \\ S_t \leq Min(0.9d\,;\quad 40cm) \\ \dfrac{A_t.f_e}{b.S_t} \geq 0.4MPa \end{cases}$$

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

		CBA 93		RPA 99			St adopte (cm)			
Section	τ_u (Mpa)	St (cm)	At (cm²)	S (ZN) (cm)	S'(ZC) (cm)	At (cm²)	S (ZN) (cm)	S'(ZC) (cm)	A_t choisie (cm²)	Nombre des barres
30*40	0.87	33.75	1.72	10	20	0.9	10	20	1.72	**4Φ8**
30*30	0.55	24.75	1.26	7.5	17.5	0.68	10	15	1.26	**4Φ8**

Tableau 5-11 : Section d'armatures transversales des poutres principales et secondaires

V.2.5. Vérification de la flèche des poutres :

Il n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche si les poutres considérées répondent aux conditions suivantes :

1. $\dfrac{h}{L} \geq \dfrac{1}{16}$
2. $\dfrac{h}{L} \geq \dfrac{1}{10}\dfrac{M_t}{M_0}$
3. $\dfrac{A}{b_0 d} \leq \dfrac{4.2}{f_e}$

	1ere condition			2eme condition			3eme condition		
	$\frac{h}{L}$	$\frac{1}{16}$	$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$	$\frac{h}{L}$	$\frac{Mt}{10Mo}$	$\frac{h}{L} \geq \frac{Mt}{10Mo}$	$\rho = \frac{A}{bd}$	$\frac{4.2}{fe}$	$\rho \leq \frac{4.2}{fe}$
PP	0.08	0.0625	**C.V**	0.088	0.08	**C.V**	0.0082	0.0105	**C.V**
PS	0.075	0.0625	**C.V**	0.08	0.08	**C.V**	0.0074	0.0105	**C.V**

Tableau 5-12: Vérification de la flèche des poutres

Toutes les conditions sont vérifiées donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

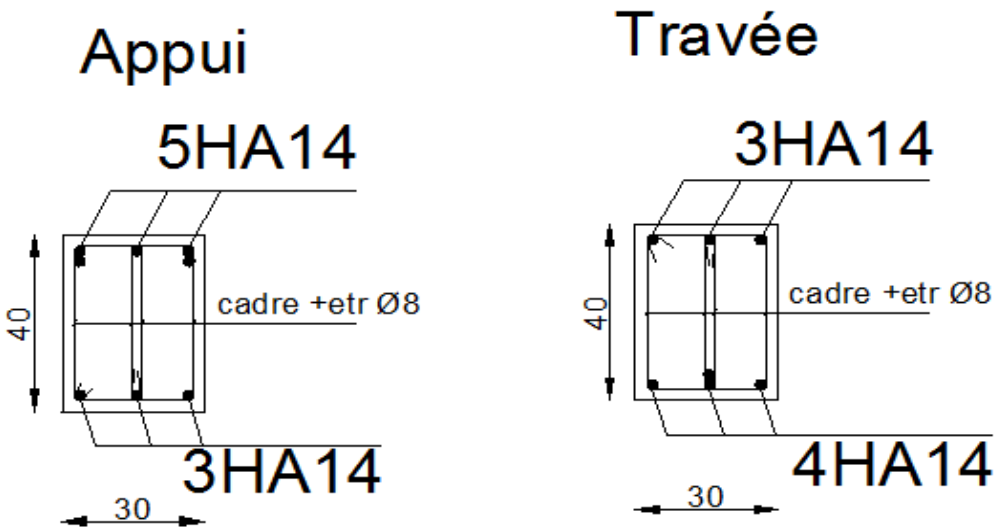


Figure 5-2 : Ferraillages des poutres principales intermédiaires et rives du niveau terrasse

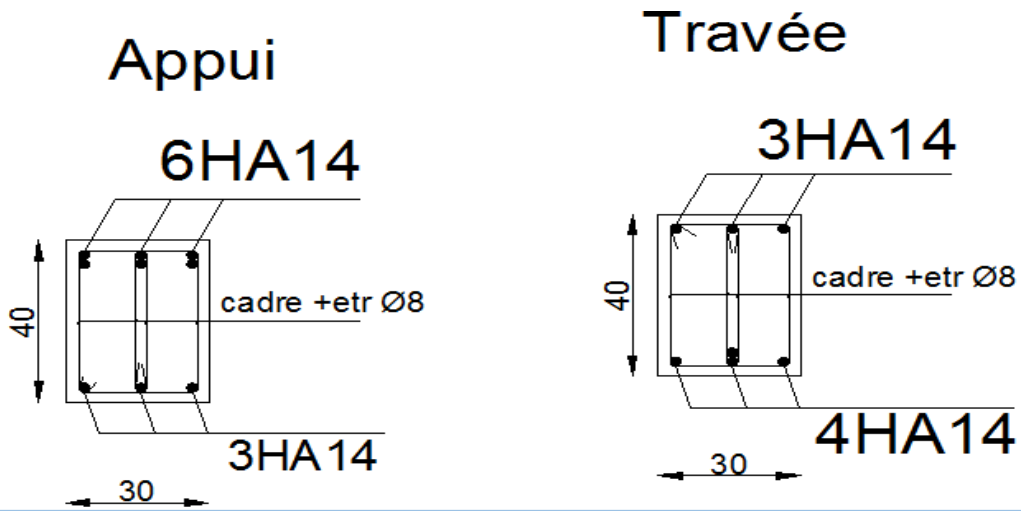


Figure 5-3 : Ferraillage des poutres principales intermédiaire et rive des étages

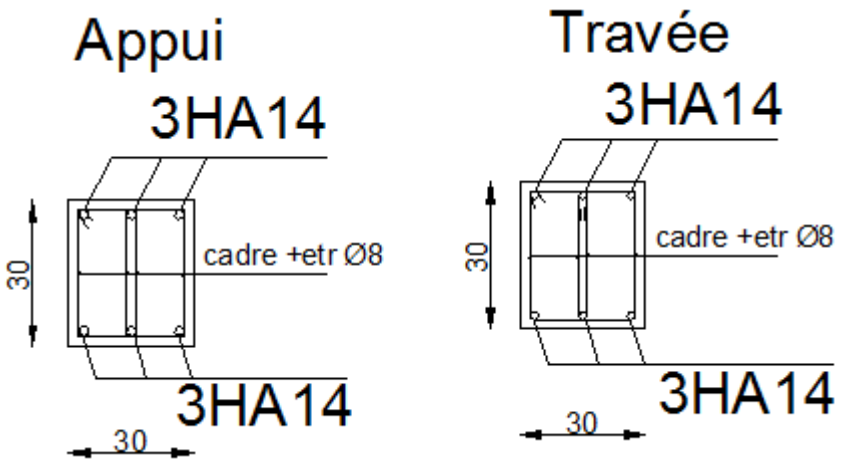


Figure 5-4 : Ferraillages des poutres secondaire intermédiaires du niveau terrasse et des étages

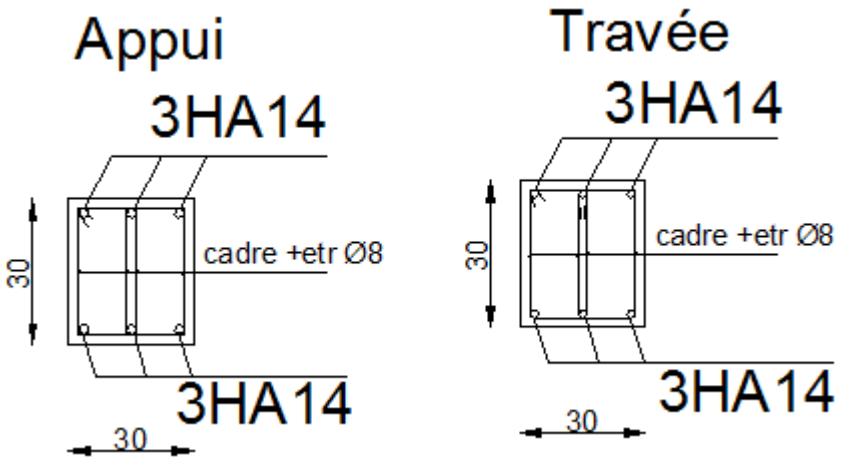


Figure 5-5 : Ferraillages des poutres secondaires de rive du niveau terrasse

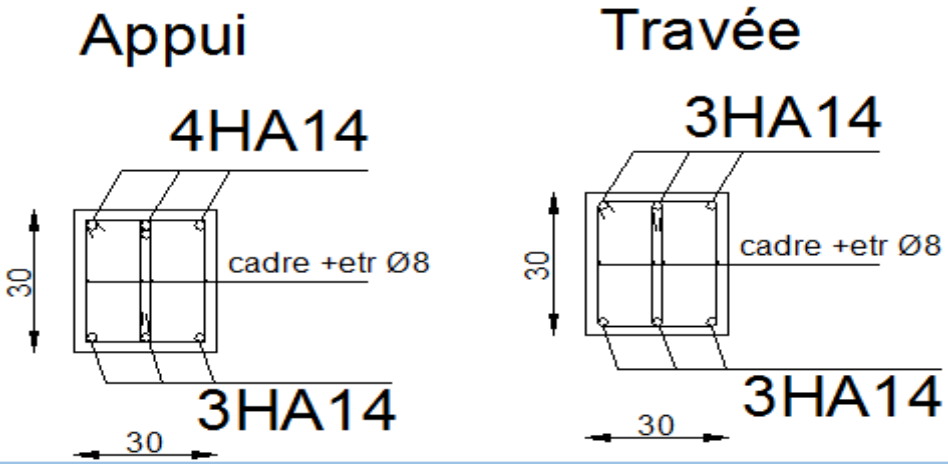


Figure 5-6 : Ferraillages des poutres secondaires de rive des étages

V.3. Ferraillage des poteaux :

V.3.1. Introduction :

On a choisi un coefficient de comportement R=3.5, le système de contreventement est constitué de voiles reprennent plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales. On considère que la sollicitation horizontale est reprise uniquement par des voiles, alors les poteaux sont ferraillés en compression simple sous l'effet de l'effort normal maximal « N_{max} ».

Niveaux	Cas	N° élément	N	M_x	M_y	situation	A	A_{min} (RPA)	A_{chiosi} (cm^2)	A_{final} (cm^2)
s.sol (50x50)	$N_{max}\rightarrow M_{corr}$	221	2385.84	0.00	0.00	G+Q+EDY	8.00	22.5	22.5	12HA16= 24.13
RDC (45*45)	$N_{max}\rightarrow M_{corr}$	435	1658.96	0.00	0.00	G+Q+EDY	7.2	18.22	18.22	12HA14= 18.47
1 (45x45)	$N_{max}\rightarrow M_{corr}$	436	1186.25	0.00	0.00	G+Q+EDY	7.2			
2 (40x40)	$N_{max}\rightarrow M_{corr}$	437	751.47	0.00	0.00	G+Q+EDY	6.4	14.4	14.4	8HA14+ 4HA12 =16.83
3 (40x40)	$N_{max}\rightarrow M_{corr}$	451	544.03	0.00	0.00	1.35G+1.5Q	6.4			
4 (35x35)	$N_{max}\rightarrow M_{corr}$	452	344.10	0.00	0.00	1.35G+1.5Q	5.6	11.02	11.02	4HA14+ 8HA12 =15.21
5 (35x35)	$N_{max}\rightarrow M_{corr}$	433	177.30	0.00	0.00	G+Q+EDY	5.6			

Tableau 5-13 : Ferraillage des poteaux

	$A_{choisis}$ (cm^2)	A_{min} (CBA93) (cm^2)	A_{min} (RPA99) (cm^2)	Vérification
Poteaux 50x50	**24.13**	2.5	22.5	C.V
Poteaux 45x45	**18.47**	2.025	18.22	C.V
Poteaux 40x40	**16.83**	1.6	14.4	C.V
Poteaux 35x35	**15.21**	1.225	11.02	C.V

Tableau 5-14 : vérification de ferraillage longitudinal des poteaux avec les règlements

V.3.2. Vérification des contraintes à l'E.L.S :

Après avoir fait le choix des armatures longitudinales, on passe à la vérification des contraintes à l'E.L.S, sous les sollicitations les plus défavorables (N_{ser}) selon les règles B.A.E.L.

La contrainte de béton est limitée par : $\overline{\sigma}_b = 15\,MPa$

La fissuration est considérée :

- ✓ Peu nuisible (poteaux intermédiaires) → pas de vérification de contraintes d'acier.

Pas de vérification à faire.

- ✓ Préjudiciables (poteaux de rive).

$$\overline{\sigma}_s = \min\left[\frac{2}{3} f_e ; 110\sqrt{\eta . f_{tj}}\right] = \min\left[333.33\,MPa; 201.63\,MPa\right] = 201,63\,MPa$$

Niveaux	Cas	N° élément	N	M_x	My	situation	A	$б_b$	$б_s$	véri
s.sol (50x50)	$N_{max} \rightarrow M_{corr}$	406	981.07	0.00	0.00	G+Q	8.00	3.74	56.17	cv
RDC (50x50)	$N_{max} \rightarrow M_{corr}$	448	807.26	0.00	0.00	G+Q	8.00	3.78	56.77	cv
1 (45x45)	$N_{max} \rightarrow M_{corr}$	449	661.8	0.00	0.00	G+Q	7.20	3.10	46.54	cv
2 (45x45)	$N_{max} \rightarrow M_{corr}$	450	517.54	0.00	0.00	G+Q	7.20	3.05	45.77	cv
3 (40x40)	$N_{max} \rightarrow M_{corr}$	451	379.94	0.00	0.00	G+Q	6.40	2.24	33.6	cv
4 (40x40)	$N_{max} \rightarrow M_{corr}$	418	243	0.00	0.00	G+Q	6.40	1.86	27.85	cv
5 (35x35)	$N_{max} \rightarrow M_{corr}$	301	111.36	0.00	0.00	G+Q	5.60	0.85	12.76	cv

Tableau 5-15 : vérification des poteaux à l'ELS

V.3.3. Détermination des armatures transversales :

section	Zone	St_{cal}(cm)	St_{finale} (cm)	$A_{t\,min}$ (mm^2)	choisi
(50x50)	zc	20	15	3.14	4Ø10
	zn	10	10	3.14	
(45x45)	zc	20	15	3.14	4Ø10
	zn	10	10	3.14	
(40x40)	zc	16	15	3.14	4Ø10
	zn	10	10	3.14	
(35x35)	zc	14	15	3.14	4Ø10
	zn	10	10	3.14	

Tableau 5-16 : les armatures transversales et leurs espacements

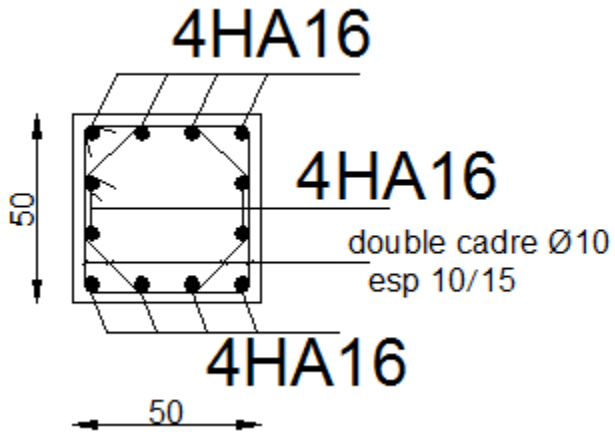


Figure 5-7 : Ferraillage des poteaux (50×50)

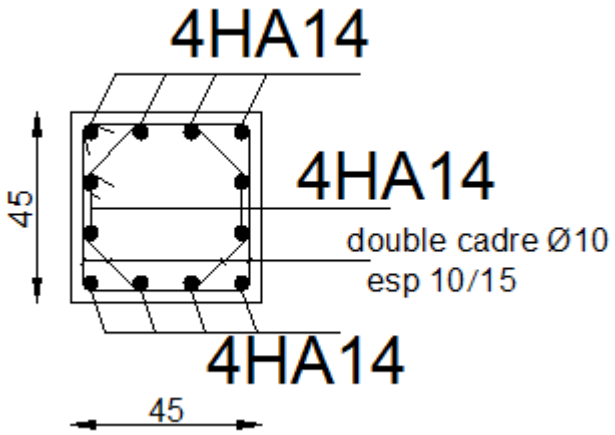


Figure 5-8 : Ferraillage des poteaux (45×45)

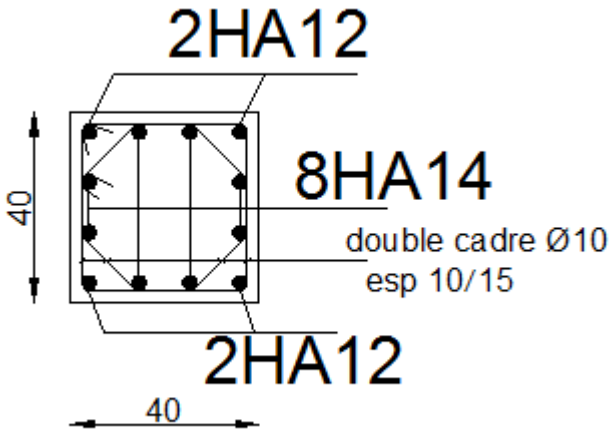


Figure 5-9 : Ferraillage des poteaux (40×40)

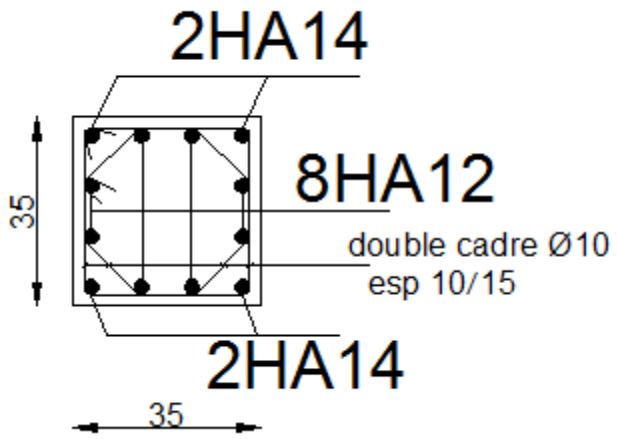


Figure 5-10 : Ferraillage des poteaux (35×35)

V.4. Ferraillage des voiles :

V.4.1. Les voiles pleins :

Le ferraillage des voiles sera calculé à partir des combinaisons des sollicitations dues aux charges verticales " G " et " Q " et horizontales " E ", les forces verticales provoquent les efforts normaux, tandis que les forces horizontales provoquent des efforts normaux, des efforts tranchants ainsi que des moments fléchissant.

V.4.2.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. 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).

V.4.3. Méthode de calcul :

On définit un voile par sa section " S ", son moment d'inertie " I " par rapport à son centre de gravité " G ", il est soumis à un effort normal ultime " N " et un moment " M ".

Pour le calcul, on utilise la méthode des contraintes données par " THONIER ", ces contraintes sont " σ_1 " et " σ_2 " calculées à partir des sollicitations (M, N).

$$\sigma_1 = \frac{N}{S} - \frac{M}{I}v \qquad \sigma_2 = \frac{N}{S} + \frac{M}{I}v$$

S : section transversale du voile : S = a .L

I : moment d'inertie : $I = \frac{a.h^3}{12}$

L : la largeur du voile.

a : épaisseur du voile.

v : distance entre le centre de gravité et la fibre la plus éloignée.

Sous l'action des efforts sollicitant le voile résultant trois cas de contraintes possibles :

a. Si σ_1 et σ_2 sont de signes contraires alors la section est partiellement comprimée (Fig. a).

$$A_v = \frac{F_t}{\sigma_s}$$

$F_t = \frac{\sigma_2 . L_t . a}{2}$ (Force de traction)

$L_t = \frac{\sigma_2}{\sigma_1 + \sigma_2}.L$ (La longueur tendue)

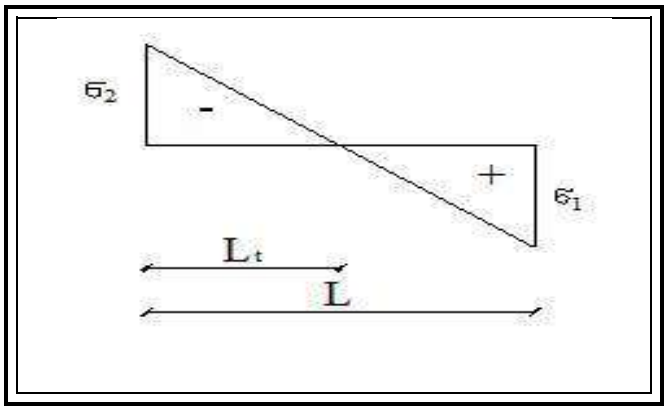


Figure 5-11 : Diagramme des contraintes (SPC)

b. Si σ_1 et σ_2 sont négatives, alors la section est entièrement tendue (Fig. b), la zone courante n'existe pas, on déterminera les armatures verticales par la formule :

$$A_v = \frac{\sigma.a.\gamma_s}{f_e} = \frac{F_t 11500}{f_e}$$

$$F_t = \left[\frac{(\sigma_1 + \sigma_2)}{2}\right].L.a$$

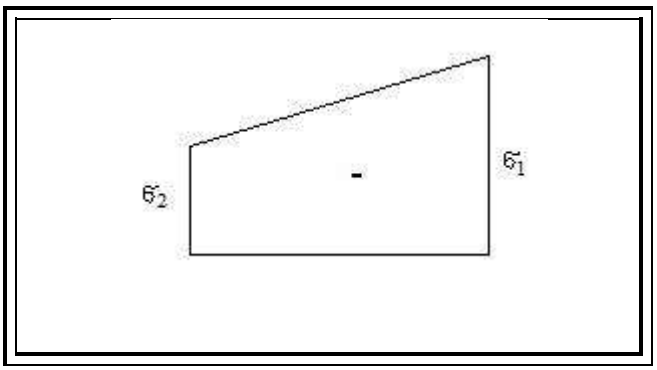


Figure 5-12 : Diagramme des contraintes (SET)

c. Si σ_1 et σ_2 sont positives, alors la section est entièrement comprimée (Fig. c), la zone courante pour le pourcentage minimum donné par le règlement : [3]

$$A_{min} = 0.15\%.a.L$$

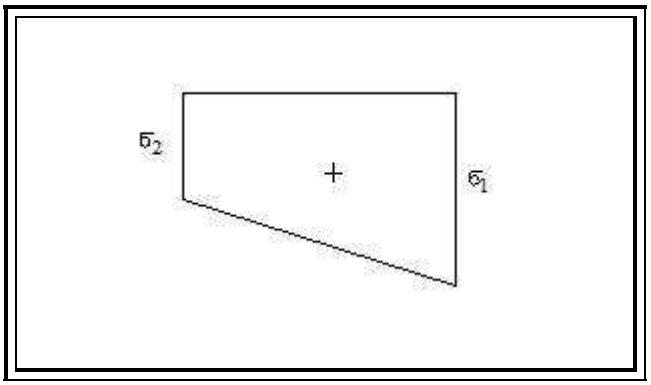


Figure 5-13 : Diagramme des contraintes (SEC)

V.4.4. Recommandations réglementaires :

V.4.4.a. Armatures verticales :

L'acier choisi est de type haut adhérence Fe 400.

❖ **Selon le CBA 93 :**

- $0{,}1\% \leq \frac{2xA_v}{a.b} \leq 5\%$

Avec :

- a = l'épaisseur du voile
- b = la largeur de la zone tendue

- Condition de non fragilité

❖ **Selon le RPA 99(V2003)**

$A_{ver} = 0.2\% B_t$ Dans la section tendue du voile.

$A_{ver} = 0.15\% B$ Dans la section globale du voile.

$A_{ver} = 0.1\% B$ Dans la section courante.

Avec :

- ✓ B : section du voile.
- ✓ a : épaisseur du voile.
- ✓ φ_{ver} : diamètre vertical.

V.4.4.b. Armatures horizontales :

Le voile doit avoir des armatures horizontales (A_h) disposées perpendiculairement aux armatures verticales, leur rôle est de supporter l'effort tranchant " V ".

❖ **Selon le CBA 93**

Diamètre minimal : $\varphi_h \leq \min\left[\frac{h}{35}; \frac{a}{10}; \varphi_v\right]$

Espacement des armatures horizontales :

$S_h \leq \min[0.9d ; 40cm]$

$S_h \leq \frac{A_h f_{eh}}{0.4\, a}$

$S_t \leq \frac{A_h 0.9 f_{eh}}{\gamma_s a \tau_b}$

$$\overline{\tau}_b = \min\left[0.2\frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5Mpa\right] \quad : \quad \text{Fissuration peu nuisible.}$$

$$\overline{\tau}_b = \min\left[0.15\frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4Mpa\right] \quad : \quad \text{Fissuration Préjudiciable.}$$

- ✓ τ_b : contrainte de cisaillement.
- ✓ $\overline{\tau}_b$: contrainte de cisaillement admissible.
- ✓ A_h : section d'armatures horizontales.
- ✓ $d = 0.9\ h$: hauteur utile.

❖ **Selon le RPA 99 V(2003)**

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

$$S_h \leq \frac{A.h}{0.0030}$$

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

V.4.4.c. Armatures transversales :

Ce sont des armatures ronds lisses de nuance F_eE 235, elles sont perpendiculaires aux faces du refend, elles relient les deux nappes d'armatures (verticales et horizontales, il faut disposer au moins quatre épingles par mètre carré du voile.

V.4.5. Recommandations pour les voiles et les trumeaux :

(RPA 99 et CBA 93)

La longueur de recouvrement doit être égale :

- ✓ 40 Φ : pour les barres situées dans les zones où le renversement de signes des efforts est possible.
- ✓ 20 Φ : pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charge.

Il est possible de concentrer des armatures de traction à l'extrémité du voile ou du trumeau.

Espacement des armatures verticales.

$$S_v \leq Min\left[1.5a\ ; 30cm\right]$$

$$S_v = \begin{cases} S_v & \text{(zone courante)} \\ \dfrac{S_v}{2} & \text{(zone d'extrémité)} \quad \dfrac{L}{10} \end{cases}$$

Les barres horizontales doivent être munies de crochets de 135°, ayant une longueur de 10 Φ, pour les trumeaux dans l'extrémité de l'armature.

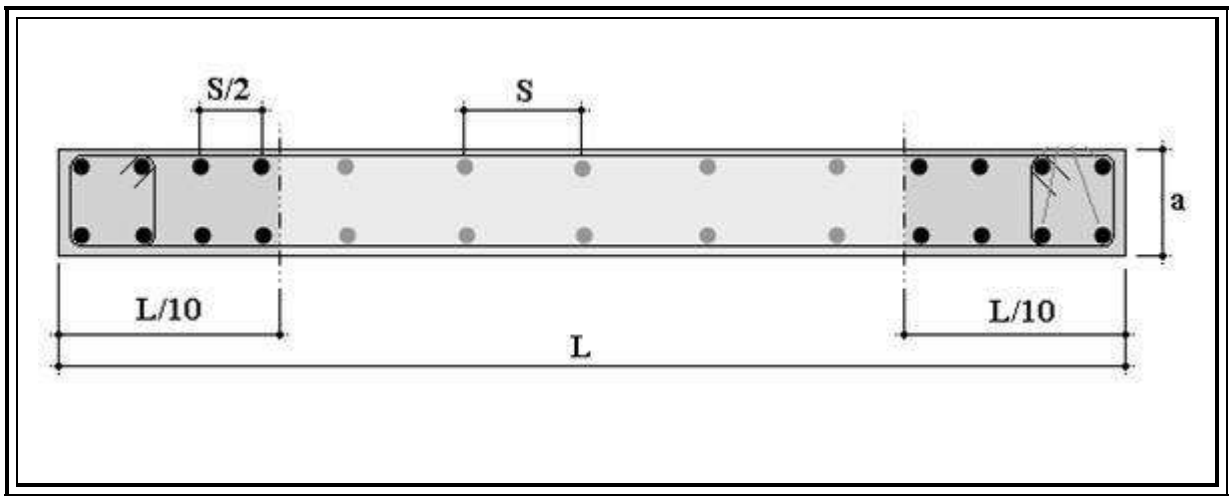


Figure 5-14 : disposition des armatures verticales dans les voiles

V.5. les voiles pleins :

V.5.1.les armatures verticale :

- **Détermination des armatures de résistance :**

Les résultats du calcul des armatures de résistance sont résumés dans le tableau suivant :

	niveau	voile	S	N	M	sit	A_{cal}	A_{min}^{RPA}	A_{min}^{CBA}	S_v	choix
(x)	s.sol	$V_{1,2}$	15*125	988.24	457.19	ACC	9.38	2.81	1.875	15	2*(9HA12=10.18)
	RDC	$V_{1,2}$	15*130	829.01	247.32	ACC	9.75	2.92	1.95	15	2*(9HA12=10.18)
	1ere	$V_{1,2}$	15*130	674.43	283.51	ACC	9.75	2.92	1.95	15	2*(9HA12=10.18)
	2eme	$V_{1,2}$	15*130	563.64	259.49	ACC	9.75	2.92	1.95	15	2*(9HA12=10.18)
	3eme	$V_{1,2}$	15*130	380.02	250.54	ACC	9.75	2.92	1.95	15	2*(9HA12=10.18)
	4eme	$V_{1,2}$	15*135	198.72	227.29	ACC	10.13	3.03	2.025	15	2*(9HA12=10.18)

	5eme	V_1	15*135	192.78	-0.44	ACC	10.13	3.03	2.025	15	**2*(9HA12=10.18)**
(Y)	s.sol	$V_{3,4}$	15*220	709.37	1953.11	ACC	16.50	4.95	3.3	15	2*(15HA12=16.96)
	RDC	$V_{1,2,3,4}$	15*225	653.96	1507.91	ACC	16.87	5.06	3.375	15	2*(15HA12=16.96)
		$V_{5,6}$	15*115	901.80	357.94	ACC	8.63	2.58	1.725	15	**2*(9HA12=10.18)**
	1ere	$V_{1,2,3,4}$	15*225	518.73	948.25	ACC	16.87	5.06	3.375	15	2*(15HA12=16.96)
		$V_{5,6}$	15*115	691.20	375.99	ACC	8.63	2.58	1.725	15	**2*(9HA12=10.18)**
	2eme	$V_{1,2,3,4}$	15*230	462.36	626.79	ACC	17.25	5.17	3.45	15	2*(16HA12=18.10)
		$V_{5,6}$	15*115	513.19	336.09	ACC	8.63	2.58	1.725	15	**2*(9HA12=10.18)**
	3eme	$V_{1,2,3,4}$	15*230	344.65	340.14	ACC	17.25	5.17	3.45	15	2*(16HA12=18.10)
		$V_{5,6}$	15*115	340.49	274.00	ACC	8.63	2.58	1.725	15	**2*(9HA12=10.18)**
	4eme	$V_{1,2,3,4}$	15*235	249.78	142.05	ACC	17.63	5.17	3.525	15	2*(16HA12=18.10)
		$V_{5,6}$	15*120	191.99	264.20	ACC	9.00	2.7	1.8	15	**2*(9HA12=10.18)**
	5eme	$V_{1,2,3,4}$	15*235	115.04	173.60	ACC	17.63	5.28	3.525	15	2*(16HA12=18.10)

Tableau 5-17 : calcul des armatures verticales

	$A_{choisis}$ (cm^2)	A_{min} (CBA93) (cm^2)	A_{min} (RPA99) (cm^2)	vérification
Voiles 1	18.10	3.52	5.28	C.V
Voile 2	18.10	3.78	5.28	C.V

Tableau 5-18 : vérification selon les règlements

➢ **Vérification à E.L.S :**

Il faut vérifier :

- Pour la fissuration peu nuisible : $\sigma_b \leq [\sigma_b]=0.6.f_{c28}=15MPa$
- Pour la fissuration préjudiciable : $\sigma_b \leq [\sigma_b]=0.6.f_{c28}=15MPa$

et $\sigma_s \leq [\sigma_s]=202MPa$

Les résultats de vérification seront représentés dans le tableau suivant :

	niveau	voile	S	N	M	sit	A_{cal}	σ_b	σ_s	verification
(x)	s.sol	$V_{1,2}$	15*125	843.72	42.84	G+Q	**10.18**	4.63	68.93	c.v
	RDC	$V_{1,2}$	15*130	787.23	113.21	G+Q	**10.18**	5.36	79.30	c.v
	1ere	$V_{1,2}$	15*130	633.97	110.10	G+Q	**10.18**	4.63	68.37	c.v
	2eme	$V_{1,2}$	15*130	506.22	103.48	G+Q	**10.18**	3.95	58.29	c.v
	3eme	$V_{1,2}$	15*130	239.31	120.69	G+Q	**10.18**	3.05	44.64	c.v
	4eme	$V_{1,2}$	15*135	155.83	106.01	G+Q	**10.18**	2.31	33.71	c.v
	5eme	$V_{1,2}$	15*135	152.37	-105.57	G+Q	**10.18**	2.29	33.38	c.v
(Y)	s.sol	$V_{3,4}$	15*220	606.79	8.96	G+Q	18.10	1.63	24.42	c.v
	RDC	$V_{1,2,3,4}$	15*225	552.44	-44.18	G+Q	18.10	1.65	24.65	c.v
		$V_{5,6}$	15*115	361.56	-15.94	G+Q	**10.18**	2.11	31.37	c.v
	1ere	$V_{1,2,3,4}$	15*225	447.80	-67.02	G+Q	18.10	1.51	22.46	c.v
		$V_{5,6}$	15*115	313.55	64.27	G+Q	**10.18**	2.86	42.08	c.v
	2eme	$V_{1,2,3,4}$	15*230	398	-65.87	G+Q	18.10	1.34	20	c.v
		$V_{5,6}$	15*115	264.24	76.28	G+Q	**10.18**	2.85	41.8	c.v
	3eme	$V_{1,2,3,4}$	15*230	296.32	-66.34	G+Q	18.10	1.09	16.2	c.v
		$V_{5,6}$	15*115	186.49	72.43	G+Q	**10.18**	2.39	34.93	c.v
	4eme	$V_{1,2,3,4}$	15*235	213.35	-58.03	G+Q	18.10	0.82	12.14	c.v
		$V_{5,6}$	15*120	119.26	99.68	G+Q	**10.18**	2.84	44.11	c.v
	5eme	$V_{1,2,3,4}$	15*235	97.55	-60.95	G+Q	18.10	0.55	8.09	c.v

Tableau 5-19 : vérification des armatures a ELS des voiles

V.5.2. Calcul des armatures horizontales :

	niveau	voile	e	H	Vu	τ_u	$\bar{\tau}_u$	vér	⌀	S_h	A_{min}^{RPA}	choix	A final
(x)	s.sol	$V_{1,2}$	15	293	211.39	0.26	5	C.V	10	15	8.79	2*(12HA10)	9.42
	RDC	$V_{1,2}$	15	293	126.35	0.45	5	C.V	10	15	8.79	2*(12HA10)	9.42
	1ere	$V_{1,2}$	15	293	152.35	0.54	5	C.V	10	15	8.79	2*(12HA10)	9.42
	2eme	$V_{1,2}$	15	293	151.13	0.53	5	C.V	10	15	8.79	2*(12HA10)	9.42
	3eme	$V_{1,2}$	15	293	152.23	0.54	5	C.V	10	15	8.79	2*(12HA10)	9.42
	4eme	$V_{1,2}$	15	293	147.75	0.52	5	C.V	10	15	8.79	2*(12HA10)	9.42
	5eme	$V_{1,2}$	15	293	11.74	0.04	5	C.V	10	15	8.79	2*(12HA10)	9.42
(Y)	s.sol	$V_{3,4}$	15	293	618.40	2.19	5	C.V	10	15	8.79	2*(12HA10)	9.42
	RDC	$V_{1,2,3,4}$	15	293	558.4	1.98	5	C.V	10	15	8.79	2*(12HA10)	9.42
		$V_{5,6}$	15	293	187.50	0.66	5	C.V	10	15	8.79	2*(12HA10)	9.42
	1ere	$V_{1,2,3,4}$	15	293	411.57	1.46	5	C.V	10	15	8.79	2*(12HA10)	9.42
		$V_{5,6}$	15	293	197.15	0.70	5	C.V	10	15	8.79	2*(12HA10)	9.42
	2eme	$V_{1,2,3,4}$	15	293	311.72	1.10	5	C.V	10	15	8.79	2*(12HA10)	9.42
		$V_{5,6}$	15	293	170.28	0.60	5	C.V	10	15	8.79	2*(12HA10)	9.42
	3eme	$V_{1,2,3,4}$	15	293	217.97	0.77	5	C.V	10	15	8.79	2*(12HA10)	9.42
		$V_{5,6}$	15	293	137.22	0.49	5	C.V	10	15	8.79	2*(12HA10)	9.42
	4eme	$V_{1,2,3,4}$	15	293	86.48	0.31	5	C.V	10	15	8.79	2*(12HA10)	9.42
		$V_{5,6}$	15	293	90.09	0.32	5	C.V	10	15	8.79	2*(12HA10)	9.42
	5eme	$V_{1,2,3,4}$	15	293	167.24	0.59	5	C.V	10	15	8.79	2*(12HA10)	9.42

Tableau 5-20 : calcul des armatures horizontales

V.5.3. Armatures transversales :

Les deux nappes d'armatures des voiles seront reliées par des aciers de coutures (épingles) dont le diamètre des armatures Øt est tel que $\varnothing_t \geq \frac{\varnothing_v}{3}$, $\varnothing_v$ étant le diamètre des armatures verticales maintenues par les épingles (tableau) :

Tableau 5-21 : diamètre des armatures transversales

armatures longitudinales $\varnothing_v$	épingles $\varnothing_t$
HA 8 à HA 16	HA 6
HA 20	HA 8
HA 25	HA 10
HA 32	HA 12
HA 40	HA 14

Les épingles sont destinées à empêcher le flambement des armatures verticales ou encore à assurer la transmission des efforts au droit des recouvrements, leur disposition est représentée dans la figure suivante :

En zone courante, les quadrillages d'armatures disposés sur chaque face doivent être maintenus par des armatures transversales, disposées en quinconce, composées d'épingles au nombre 4 par m^2 au moins.

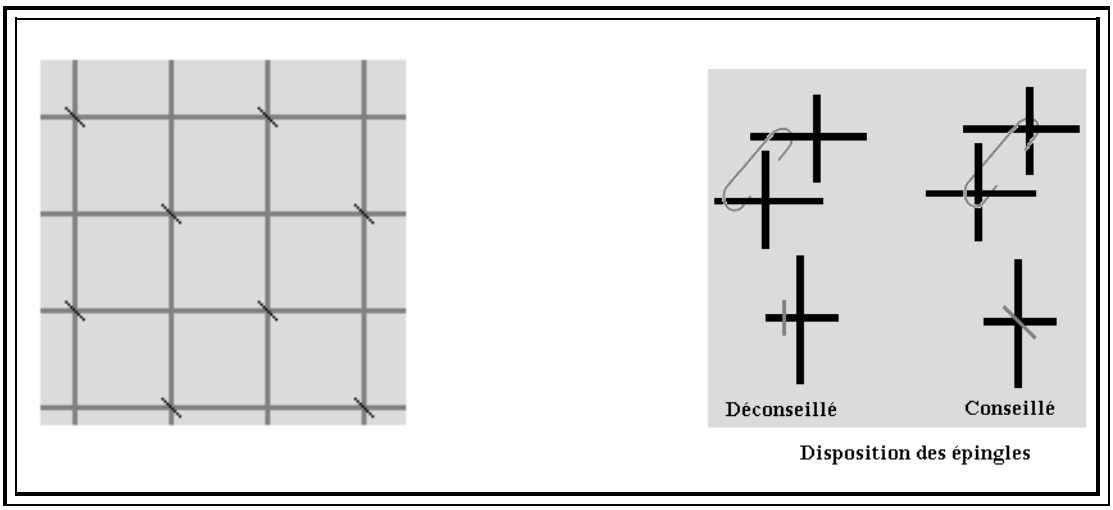


Figure 5-15 : disposition des armatures transversales (épingles)

V.6. les voile avec ouverture :

V.6.1.les trumeaux :

- **Las armateurs verticaux :**

Tableau 5-22 : calcul des armatures verticales

	niveau	voile	S	N	M	sit	A_{cal}	A_{min}^{RPA}	A_{min}^{CBA}	S_v	choix
	RDC	$V_{1,2,3,4}$	15*230	1407.05	639.42	ACC	17.25	5.17	3.45	10	2*(16HA12=18.10)
	1ere	$V_{1,2,3,4}$	15*230	1043.32	447.35	ACC	17.25	5.17	3.45	10	2*(16HA12=18.10)
	2eme	$V_{1,2,3,4}$	15*230	775.84	357.67	ACC	17.25	5.17	3.45	10	2*(16HA12=18.10)
	3eme	$V_{1,2,3,4}$	15*230	453.49	209.20	ACC	17.25	5.17	3.45	10	2*(16HA12=18.10)
	4eme	$V_{1,2,3,4}$	15*235	202.91	97.26	ACC	17.63	5.29	3.53	10	2*(16HA12=18.10)
	5eme	$V_{1,2,3,4}$	15*235	208.13	147.52	ACC	17.63	5.29	3.53	10	2*(16HA12=18.10)

- **Vérification à E.L.S :**

	niveau	voile	S	N	M	sit	A_{cal}	σ_b	σ_s	$verification$
	RDC	$V_{1,2,3,4}$	15*230	569.46	37.65	G+Q	18.10	1.6	24.3	c.v
	1ere	$V_{1,2,3,4}$	15*230	460.94	4.01	G+Q	18.10	1.2	17.6	c.v
	2eme	$V_{1,2,3,4}$	15*230	368.22	-3.23	G+Q	18.10	1.1	16.2	c.v
	3eme	$V_{1,2,3,4}$	15*230	246.43	-31.49	G+Q	18.10	0.8	11.7	c.v
	4eme	$V_{1,2,3,4}$	15*235	127.83	-51.31	G+Q	18.10	0.6	8.5	c.v
	5eme	$V_{1,2,3,4}$	15*235	149.22	22.36	G+Q	18.10	0.5	7.2	c.v

Tableau 5-23 : vérification des armatures a ELS des voiles

➢ Las armateurs horizontaux :

	niveau	voile	e	H	Vu	τ_u	$\overline{\tau_u}$	vér	$\varnothing_h$	S_h	A_{min}^{RPA}	choix	A final
	RDC	$V_{1,2,3,4}$	15	293	391.54	1.39	5	C.V	10	10	8.79	2*(12HA10)	9.42
	1ere	$V_{1,2,3,4}$	15	293	307.25	1.09	5	C.V	10	10	8.79	2*(12HA10)	9.42
	2eme	$V_{1,2,3,4}$	15	293	250.70	0.89	5	C.V	10	10	8.79	2*(12HA10)	9.42
	3eme	$V_{1,2,3,4}$	15	293	171.74	0.61	5	C.V	10	10	8.79	2*(12HA10)	9.42
	4eme	$V_{1,2,3,4}$	15	293	87.36	0.31	5	C.V	10	10	8.79	2*(12HA10)	9.42
	5eme	$V_{1,2,3,4}$	15	293	178.30	0.63	5	C.V	10	10	8.79	2*(12HA10)	9.42

Tableau 5-24 : calcul des armatures horizontales

V.6.2.les linteaux :

Les voiles avec files d'ouvertures sont constitués par des trumeaux reliés entre eux par des poutres de couplages "linteaux".

Ces éléments seront étudiés comme des poutres bi encastrées dans les trumeaux.

➢ **Recommandations réglementaires**

❖ **Selon le CBA 93**

Même conditions que pour les poutres.

❖ **Selon le RPA 99**

✓ Contrainte limite de cisaillement : $\tau_b \leq \overline{\tau}_b = 0.2\, f_{c28}$ [3]

Ou: $\tau_b = \frac{\overline{V_u}}{b_0 * d}$ avec $\overline{V_u} = 1.4 V_u$

b_0: épaisseur du linteau.

d: hauteur utile.

V_u: 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

1. Premiers cas ($\tau_b \leq 0.06 f_{28}$)

- **Aciers longitudinaux**

Les aciers longitudinaux inférieurs et supérieurs sont calculés par la formule:

$$A_l \geq \frac{M}{f_e.Z} \quad \text{Avec} \quad Z = h - 2d' \quad [3]$$

M: moment du à l'effort tranchant.

h: hauteur totale du linteau.

d: distance d'enrobage.

- **Aciers transversaux:**

On distingue deux cas:

$$\lambda = \frac{L}{H} \begin{cases} \lambda > 1 \text{ (linteau longe)} \\ \lambda < 1 \text{ (linteau court)} \end{cases}$$

a. linteau long ($\lambda > 1$)

On à: $S_t \leq A_t f_e \frac{Z}{T}$ [3]

S_t: espacement entre les armatures transversales.

A_t: section d'armatures transversales.

L: portée du linteau.

$Z = h - 2\,d'$

b. linteau court ($\lambda < 1$)

On doit avoir: $S_t \leq \frac{A_t f_e L}{T + A_t f_e}$ [3]

$$T = \min\left(V_1, V_2\right) ; \; V_1 = \frac{M_{ci} + M_{cj}}{L_{ij}} \; ; \; V_2 = 2Vu$$

M_{ci} , M_{cj}: moments résistants ultimes des sections d'about à gauche et à droite du linteau de portée " L_{ij} ", On les calcul comme suit:

$$M_c = A_l \cdot f_e .Z \quad \text{avec} \quad Z = h - 2d'$$

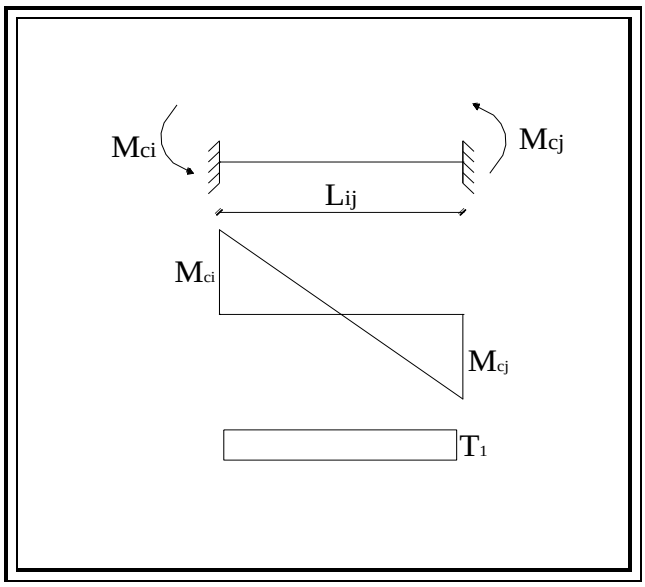


Figure 5-16 : Moments et efforts tranchants dans les linteaux

2. Deuxième cas ($\tau_b > 0.06 f_{28}$)

Dans ce cas, il y à lieu de disposer le ferraillage longitudinal, transversal, et en zone courante suivant les minimums réglementaires, les efforts (M et T) sont repris suivant des bielles diagonales " A_D " à disposer obligatoirement.

Le calcul de ces armatures se fait suivant la formule:

$$A_D = \frac{V}{2 \sin \alpha . f_e} \quad \text{avec:} \quad \operatorname{tg} \alpha = \frac{(h - 2d)}{L} \quad \textbf{[3]}$$

$V = V_u$ (sans majoration)

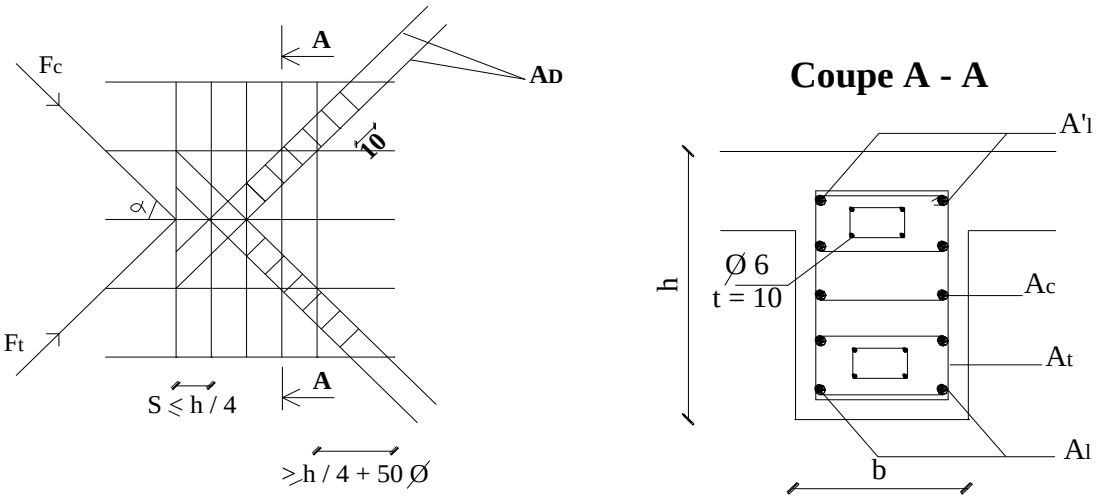


Figure 5-17 : Armatures du linteau selon le RPA 99

- **Ferraillage minimal :**

❖ **Selon le RPA 9**

on a:

- $A_l \geq 0.15\% b.h$
- $A_c \geq 0.2\% b.h$
- $\begin{cases} A_D = 0 & \text{si } \tau_b \leq 0.06 f_{c28} \\ A_D = 0.15\% b.h & \text{si } \tau_b > 0.06 f_{c28} \end{cases}$
- $\begin{cases} A_t \geq 0.15\% b.s & \text{si } \tau_b \leq 0.025 f_{c28} \\ A_t \geq 0.25\% b.s & \text{si } \tau_b > 0.025 f_{c28} \end{cases}$

V.6.3.Calcule de ferraillage suivant l'axe X :

Les résulta obtenus serrent présenter au tableau suivant :

V.6.3.1.Les armatures longitudinales et transversales :

	h (cm)	e (cm)	L (cm)	T kN	τ Mpa	τ≤0.06xfc28	M	A cal				Amin	Sa	A_{adopt}			
								AD	Al (cm²)	At min	Ac			AD	Al (cm²)	At min	Ac
RDC	90	15	120	325.58	3.75	Traction compression	215.10	6.78	2.03	0.56	2.70	2.7	15	4HA16	4HA12	4Ø10	4HA12
RDC / 1ere	183	15	120	623.98	3.54	Traction compression	244	9.33	4.12	0.56	5.49	2.7	15	4HA14+ 4HA12	4HA12	4Ø10	5HA12
1 ere / 2eme	183	15	120	511.71	2.9	Traction compression	258.76	7.65	4.12	0.56	5.49	2.7	15	4HA16	4HA12	4Ø10	5HA12
2eme / 3eme	183	15	120	399.48	2.26	Traction compression	265.02	5.97	4.12	0.56	5.49	2.7	15	4HA14	4HA12	4Ø10	5HA12
3eme / 4eme	183	15	120	233.52	1.32	Flexion simple	252.02	/	4.96	1.58	/	2.7	15	/	5HA12	4Ø10	/
4eme / 5eme	183	15	120	174.22	0.99	Flexion simple	260.32	/	5.12	1.58	/	2.7	15	/	5HA12	4Ø10	/
5eme	93	15	120	119.76	1.34	Flexion simple	207.03	/	8.23	1.58	/	2.7	15	/	8HA12	4Ø10	/

Tableau 5-25 : Calcul de l'armature longitudinal

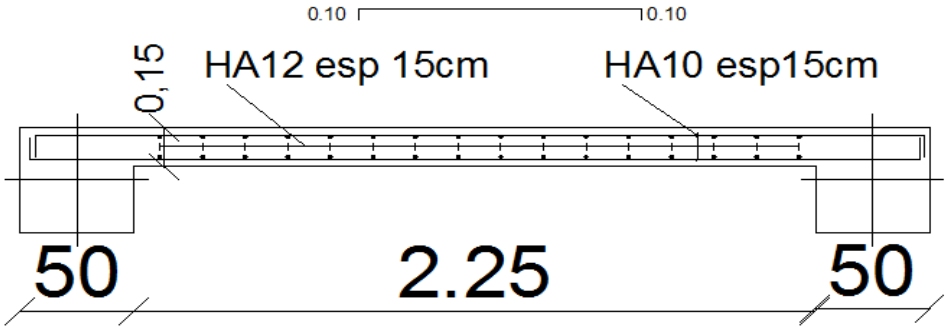


Figure V.18. Disposition des armatures dans les voiles V_1;V_2;V_3;V_4; de sens Y

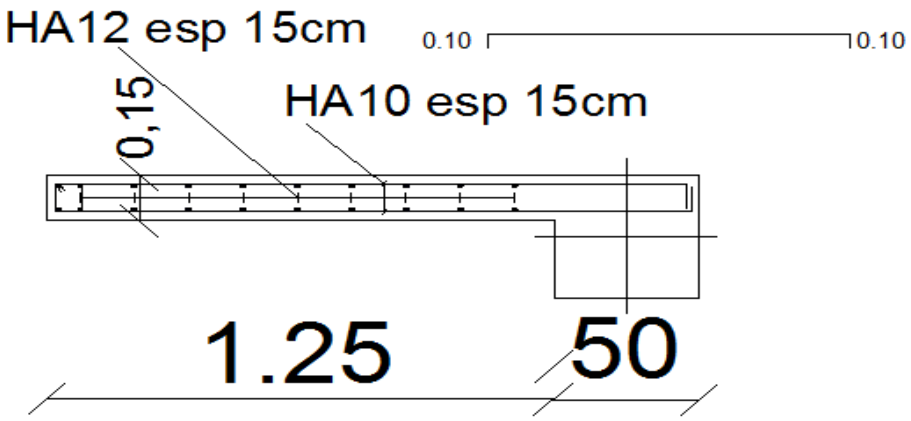


Figure V.19. Disposition des armatures dans les voiles V_1;V_2 de sens X

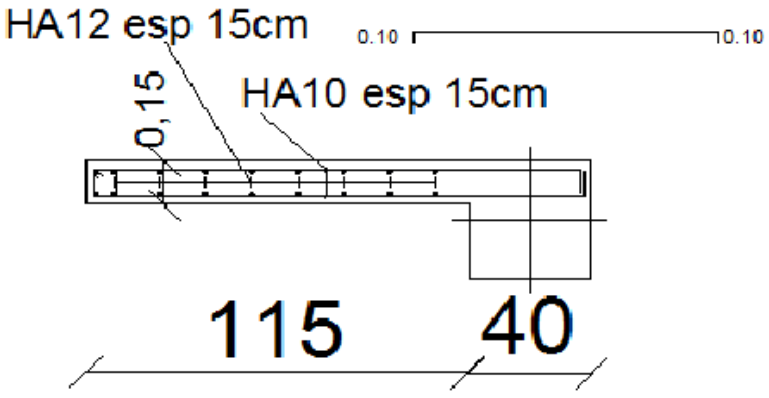


Figure V.20. Disposition des armatures dans les voiles V_5;V_6 de sens Y

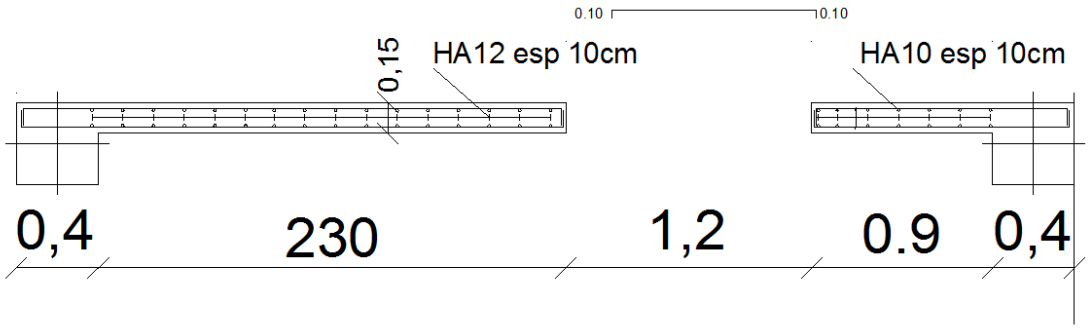


Figure V.21. Disposition des armatures dans les voiles avec ouverture de sens X

VI. Introduction :

Les fondations d'une structure sont les éléments de l'infrastructure situés au dessous du niveau de base en contact direct avec le sol d'assise, auquel elles transmettent les charges et surcharges de la structure au sol, donc elles constituent la partie essentielle de l'ouvrage.

- **Classification des fondations**

Fondé un ouvrage consiste essentiellement à répartir les charges qu'ils supportent sur le sol ou dans le sol suivant l'importance des charges et la résistance du terrain.

a. Lorsque les couches de terrain capables de supporter l'ouvrage sont à une faible profondeur on réalise les fondations superficielles (semelles isolées, filantes et radier général).

b. Lorsque les couches de terrain capable de supportée l'ouvrage sont à une grande profondeur on réalise les fondations profondes et semi profondes (puits et pieux).

c. 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 ;
- Les charges amenées par la construction.
- La capacité portante du terrain de fondation ;
- La raison économique ;
- La facilité de réalisation ;
- La distance entre axes des poteaux ;

- **Etude préliminaire du choix de type de semelle**

La structure en question sera fondée sur un sol dont la contrainte admissible est de **2.0 bar** pour une profondeur d'ancrage de **2.0m** par rapport au niveau fini du terrain d'assise après les travaux de terrassement effectués, selon le rapport de sol.

Pour des raisons économiques on vérifie dans l'ordre suivant :

Les semelles isolées, les semelles filantes et le radier général et on opte pour le choix qui assure la stabilité de la structure.

VI. 1. Calcul des semelles isolées :

Pour le pré dimensionnement, il faut considérer uniquement l'effort normal Ns_{max} qui est obtenu à la base de tous les poteaux du sous-sol.

$$A \times B \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}} \quad \Rightarrow B \geq \sqrt{\frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}}$$

Avec :

σ_{sol} : Contrainte du sol.

S : Surface de la fondation ($A \times B$).

N : Effort normal appliqué sur la fondation (ELS).

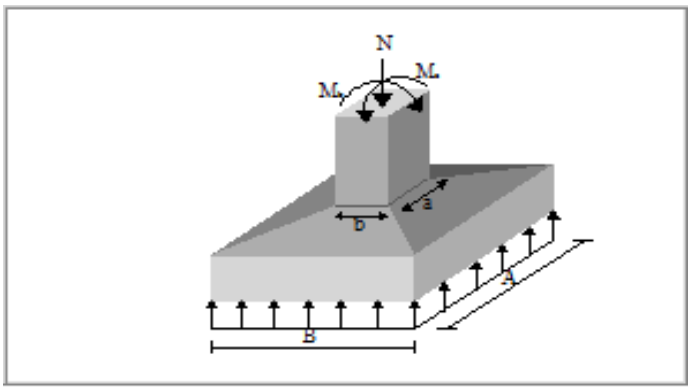


Figure 6.1 : Représentation des semelles isolées sous poteaux carrés

Si M=0

$$A \geq \sqrt{\frac{N}{\sigma_s}}$$

$$da \geq \frac{A-a}{4} \Rightarrow h \geq d+e+\frac{\phi}{2} \Rightarrow h\ adp \Rightarrow \begin{cases} da_{adp} = h_{adp} - e - \frac{\phi}{2} \\ d_b = d_{a\ adp} \frac{\phi a + \phi B}{2} \end{cases}$$

Par la méthode des bielles on détermine le ferraillage comme suit :

$$\begin{cases} A = \frac{N\,(A-a)}{8\,.\,da\,.\,\sigma s} \\ A = \frac{N\,(B-b)}{8\,.\,db\,.\,\sigma s} \end{cases}$$

Si M≠ 0 :
On procède comme suite :

<table>
<tr><th colspan="2">Repartition trapézoïdale</th><th colspan="2">Repartition triangulaire</th></tr>
<tr><th colspan="4">Dimensionnement des semelles</th></tr>
<tr><td colspan="2">$e_{0b}=\frac{Mb}{N}\leq B/6$</td><td colspan="2">$e_{0b}=\frac{Mb}{N}\geq B/6$</td></tr>
<tr><td colspan="2">$\frac{a}{b}\sigma s\,.\,B^3$ - N.B - 3. e_{0b}.N ≥ 0</td><td colspan="2">$\frac{1.995a}{b}\sigma s\,.\,B^2-(3.99.\frac{a}{b}e_{0b}.\sigma s)\,B-2.N\geq 0$ 0</td></tr>
<tr><td>Ma=0</td><td>$\Rightarrow$ B $\Rightarrow$A</td><td colspan="2" rowspan="2">A=$\frac{a}{b}$. B</td></tr>
<tr><td>Ma$\neq$ 0</td><td>$\frac{b}{a}\sigma s\,.\,A^3$ - N.A - 3. e_{0a}.N ≥ 0</td></tr>
<tr><th colspan="4">Ferraillage des semelles</th></tr>
<tr><td>$e_{0b}\leq B/18$</td><td>Ab=N(1+(3 e_{0b} /B))$\left(\frac{B-b}{8.db.\sigma s}\right)$</td><td colspan="2">$M_{1b}$=A(B/2-0.35b)2.((σ 3b + 2. σ 2b /6)
Ab= M1b/ β. db. σs</td></tr>
<tr><td>Ma=0</td><td>Aa=N(1+(3 e_{0b}/B))$\left(\frac{A-a}{8.da.\sigma s}\right)$</td><td>Ma=0</td><td>Aa=N(1+(3 e0b/B))$\left(\frac{A-a}{8.da.\sigma s}\right)$</td></tr>
<tr><td>Ma ≠0 et $e_{0a}\leq A/18$</td><td>Aa=N(1+(3 e_{0b}/A))$\left(\frac{A-a}{8.da.\sigma s}\right)$</td><td>Ma≠ 0</td><td>$M_{1b}$ =B$(A/2-0.35a)^2$.((σ 3b + 2. σ 2b)/6
Aa= M_{1a}/ β. da. σs</td></tr>
</table>

Tableau 6.1.récapitulation de la méthode de calcul des semelles isolées

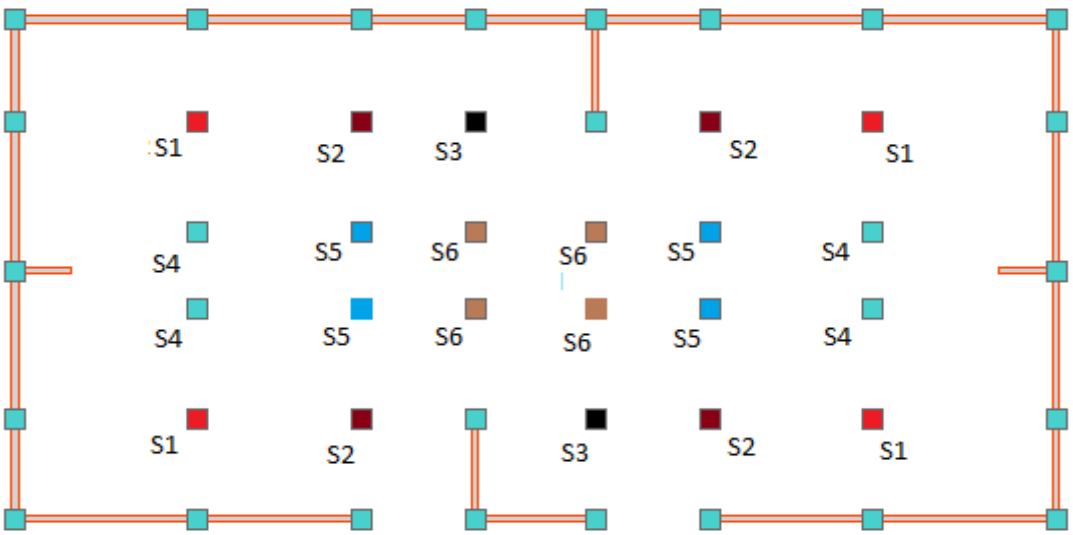


Figure 6-2 dispositions des semelles

L'espacement est le suivant : $Sa=\frac{b-2(e+\phi b+\frac{\phi}{2}a)}{(na-1)}$; $Sb=\frac{A-2(e+\frac{\phi}{2}b)}{(nb-1)}$

Tel qu'on adopte le ferraillage maximal entre l'ELU et l'ELS.

VI.1.1. Dimensionnement des semelles isolées :

semelle	Combinaison	N (kn)	σ_{sol} (bar)	A(m)	B(m)	A_{adop} (m)	B_{adop} (m)	d(m)	h(m)	h_{adop} (m)
S1	G+Q	759.75	2	1.95	1.95	2.2	2.2	0.4125	0.4485	0.6
S2	G+Q	791.79		1.9	1.9	2.3	2.3	0.4375	0.4735	0.6
S3	G+Q	685.56		1.85	1.85	2.1	2.1	0.3875	0.4235	0.6
S4	G+Q	1003.65		2.25	2.25	2.6	2.6	0.5125	0.5485	0.6
S5	G+Q	965.65		2.2	2.2	2.5	2.5	0.4875	0.5235	0.6
S6	G+Q	750.62		1.95	1.95	2.2	2.2	0.4125	0.4485	0.6

Tableau 6-2 : dimensionnement de la section des semelles isolées

VI.1.2. Vérification des contraintes à l'ELS :

$$\sigma = \frac{N_{ser} + P_{semelle} + P_{amorce\,poteau} + P_{remblais}}{S_{choisi}} \leq \sigma_s$$

N (KN)	$P_{semelle}$ (KN)	$P_{amorce\ p}$ (KN)	$P_{remblé}$	σ_{cal} (bar)	$\sigma_{cal} <= \sigma_{Sol}$
759.75	72.6	8.31875	114.345	1.973	oui
791.79	79.35	8.31875	125.685	1.900	oui
685.56	66.15	8.31875	103.509	1.958	oui
1003.65	101.4	8.31875	162.729	1.888	oui
965.65	93.75	8.31875	149.877	1.948	oui
750.62	72.6	8.31875	114.345	1.954	oui

Tableau 6-3 : Vérification des contraintes à l'ELS des semelles isolées

VI .1.3.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.

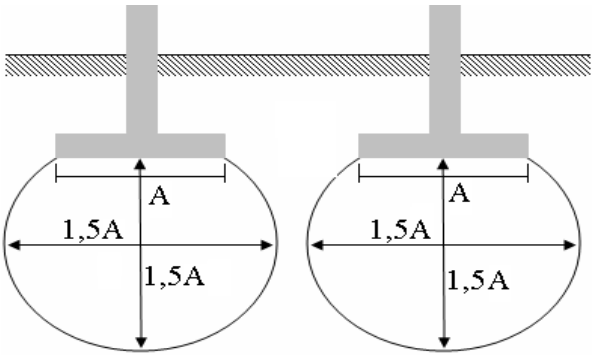


Figure 6-3 : Les bulles de pression

	semelle	A	A'	1.5x (A+A')/2	L	L≥1.5x (A+A')/2
suivant x	S1-S2	2.9	2.3	3.9	4.3	non
	S2-S3	2.3	2.1	3.3	3	**chevaucher**
	S4-S5	2.6	2.5	3.825	4.3	non
	S5-S6	2.5	2.2	3.525	3	**chevaucher**
	S6-S6	2.2	2.2	3.3	3.15	**chevaucher**

Tableau 6-4 : vérification de chevauchement des semelles suivant l'axe-X

	semelle	A	A'	1.5x(A+A')/2	L	L ≥1.5x (A+A')/2
suivant y	S1-S4	2.9	2.6	4.125	2.7	**chevaucher**
	S4-S4	2.6	2.6	3.9	2.05	**chevaucher**
	S2-S5	2.3	2.5	3.6	2.7	**chevaucher**
	S5-S5	2.5	2.5	3.75	2.05	**chevaucher**
	S3-S6	2.1	2.2	3.225	2.7	**chevaucher**
	S6-S6	2.2	2.2	3.3	2.05	**chevaucher**

Tableau 6-5 : vérification de chevauchement des semelles suivant l'axe-Y

Conclusion :

D'après ces résultats, on remarque qu'il y a chevauchement des semelles, on passe alors à l'étude des semelles filantes.

VI.2. Calcul des semelles filantes :

Les dimensions des semelles sont déterminées en fonction des conditions ci-dessous :

- Limitation des contraintes du sol et des tassements différentiels sous semelles ;
- Transmission correcte des efforts par bielles obliques de compression du béton ;
- Bon enrobage des armatures ;
- Non poinçonnement.

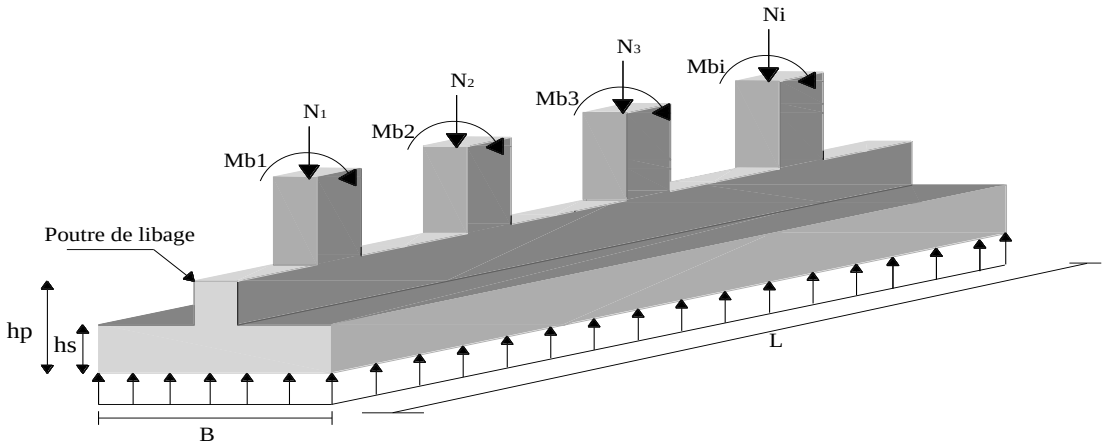


Figure 6-4 : Semelle filante sous poteaux

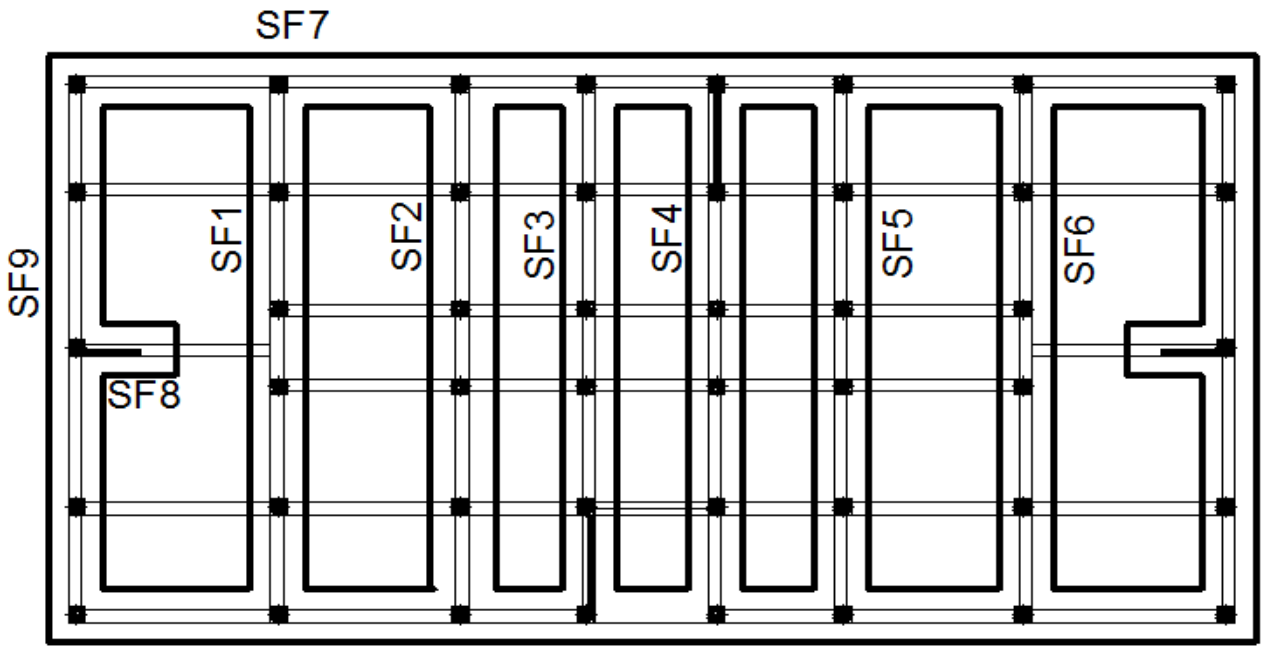


Figure 6-5 : Choix des semelles filantes

VI.2.1. semelles filantes sous poteaux :

a. Dimensionnement :

On doit vérifier l'inégalité suivante :

$$S=B*L \geq \frac{\sum N_{ser}}{\sigma_{sol}}$$

$L= \sum Li + d_1 + d_2$

$$d = \frac{\pi}{4} * l_e$$

$$l_e = \sqrt[4]{\frac{4 * E * I}{K * b}}$$

I : moment d'inertie poutre de libage
K : coefficient de raideur ; K = 4 Kg/cm ^{3} sol moyen
b : la largeur de poteau
E ; module d'élasticité ; $E= 3700\sqrt[3]{f_{c28}} = 10818.86$ MPa

$$I = \frac{b*h^3}{12}$$; h : hauteur de poutre de libage

Hauteur de semelle :

$h= d+c+\phi/2$

1. $d \geq \frac{B-b}{4}$
2. $C = 3\ cm$
3. $\phi/2= 12/2= 6$ mm $= 0.6$cm

Pré dimensionnement de poutre de libage

$$h_p \geq \sqrt[3]{\frac{0.5*K*l^4_{max}}{E}}$$ tel que :

L_{max} : la plus grande distance entre 2 poteaux

Les résultats son résumé dons le tableau suivant :

semelle	Combinaison	N (kN)	Ϭsol	Hp (cm)	Hp (cm) adop	L (m)	B (m)	B(m) adop	h (cm)	h (cm) adop
SF1	G+Q	3519.11	2	77.8	80	9.8	1.79	2	41.1	50
SF2	G+Q	3417.49		77.8	80	9.8	1.74	2	41.1	50
SF3	G+Q	2452.6		77.8	80	9.8	1.25	1.5	28.6	50
SF4	G+Q	2431.5		77.8	80	9.8	1.24	1.5	28.6	50
SF5	G+Q	2400.64		77.8	80	9.8	1.22	1.5	28.6	50
SF6	G+Q	3091.02		77.8	80	9.8	1.57	1.6	36.1	50

Tableau 6-6 : dimensionnement de la section des semelles filantes suivant y

b.Vérification de contrainte a L'ELS

$$\sigma = \frac{N_{ser} + P_{semelle} + P_{amorce\,poteau} + P_{remblais}}{S_{choisi}} \leq \sigma_s$$

P semelle	P p pal	P amorces p	P remblai	∑ N	Ϭcal	Ϭcal ≤ Ϭsol
245	36.75	30	481.14	3519.11	2.20	CNV
245	36.75	30	481.14	3417.49	2.15	CNV
183.75	36.75	30	348.84	2452.6	2.08	CNV
183.75	36.75	30	348.84	2431.5	2.06	CNV
183.75	36.75	30	348.84	2400.64	2.04	CNV
196	36.75	30	375.3	3091.02	2.38	CNV

Tableau 6-7 : Vérification de contrainte à L'ELS

Les conditions ne sont pas vérifiés alors on augmente les sections des semelles :

semelle	B finale (m)	σ_{cal} (bar)	σ_{Sol}	$\sigma_{cal} \leq \sigma_{Sol}$
SF 1	2.3	1.96	2	CV
SF 2	2.3	1.92		CV
SF 3	1.6	1.97		CV
SF 4	1.6	1.96		CV
SF 5	1.6	1.94		CV
SF 6	2	1.98		CV

Tableau 6-8 : Vérification final de contrainte à L'ELS

c.Vérification de chevauchement entre les semelles filantes :

semelle	C1(m)	C2(m)	L1(m)	L-[(C1+C2)/2] (cm)	L-[(C1+C2)/2]>50(cm)
SF 1- SF 2	2.3	2.3	4.3	200	CV
SF 2- SF 3	2.3	1.6	3	105	CV
SF 3- SF 4	1.6	1.6	3.15	155	CV
SF 4- SF 5	1.6	1.6	3.15	155	CV
SF 5- SF 6	1.6	2	3	120	CV

Tableau 6-9 : vérification de chevauchement des semelles filantes

VI-2.2.Pré dimensionnement de semelle sous voile :

a. Dimensionnement :

On a des semelles filantes sous voiles et sous poteaux, les efforts normaux répartis sont calculés comme suit :

$$N = \frac{\sum N}{L}$$

Avec :

- $\sum N$: est la somme des efforts normaux.
- L : la longueur totale de la semelle filante.

La largeur et la hauteur de la semelle filante se déterminent respectivement comme suit :

$$B \geq \frac{N}{1000 \cdot \sigma_{sol}} \quad ; \quad d \geq \frac{B-b}{4} \quad ; \quad h = d + c + \frac{\Phi}{2}$$

Après les calculs et les vérifications des dimensions en tenant comptent le poids du remblai, les résultats de dimensionnement sont représentés dans les tableaux suivants :

semelle	sens	N (kn)	бsol	d(m) choi	L (m)	B (m)	B(m) adop	d (m)	h (cm)
SF7	X	6381.075	2	0.5	28.35	1.12	1.3	0.5	50
SF8		650.379		0.5	2.05	1.58	1.6	0.5	50
SF9	Y	4331.466		0.5	14.35	1.5	1.6	0.5	50

Tableau 6-10 : dimensionnement de la section des semelles filantes sous

b.Vérification de contrainte a L'ELS :

$$\sigma = \frac{N_{ser} + P_{semelle} + P_{amorce\,poteau} + P_{remblais}}{S_{choisi}} \leq \sigma_s$$

P semelle	P p pal	P amorces p	P remblai	∑ N	бcal	бcal ≤ бSol
425.25	159.75	41.5	773.64	6381.075	2.29	CNV
41	27.25	10.4	61.452	650.379	2.41	CNV
287	78	20.75	548.82	4331.466	2.29	CNV
60.75	15.75	10.4	177.192	1149.43	2.12	CNV

Tableau 6-11 : Vérification de contrainte à L'ELS

Les conditions ne sont pas vérifiés alors on augmente les sections des semelles :

semelle	B finale (m)	бcal	бSol	бcal ≤ бSol
SF 7	1.5	1.91	2	CV
SF 8	2	1.98		CV
SF9	2	1.91		CV

Tableau 6-12 : Vérification final de contrainte à L'ELS

VI.3.Ferraillage des semelles filantes :

Le calcul de ferraillage est fait pour 1m de longueur par la méthode des bielles à l'ELU et à l'ELS et on adopte par la suit le maximum des deux résultats.

Les armatures principales, transversales, et les armatures de répartitions avec ses espacements sont déterminées respectivement par les formules suivantes :

Armatures principales :

$$A = \frac{N\,(B-b)}{8\,.\,d\,.\,\sigma s} \quad \& \quad Esp = \frac{100}{n}$$

Avec :

n: étant le nombre de barres

Armatures de répartition :

$$Arép = \frac{A(cm^2)\,.\,B(m)}{4} \quad ; \quad Esp = \frac{B-2e-\phi}{(n-1)}$$

Avec :

[σs]= 348MPa à l'ELU : en situation durable.

[σs] = 202MPa à l'ELS.

VI.3.1Semelles filantes sous poteaux :

semelle	Nu	Nser	L max	B (m)	Au (cm^2)	Aser (cm^2)	A_{finale} (cm^2)	Esp (cm)
SF1	4820.86	3519.11	9.8	2.3	6.76	8.51	8HA12=9.05	15
SF2	4676.62	3417.49	9.8	2.3	6.56	8.26	8HA12=9.05	15
SF3	3352.42	2452.6	9.8	1.6	2.87	3.62	4HA12=4.52	25
SF4	3322.35	2431.5	9.8	1.6	2.85	3.59	4HA12=4.52	25
SF5	4106.83	2400.64	9.8	1.6	3.52	3.54	4HA12=4.52	25
SF6	4233.81	3091.02	9.8	2	4.95	6.22	7HA12=7.92	15

Tableau 6-13 : ferraillage des semelles filantes sous poteaux

récapitulation :

Semelle	A répartition (cm²)	A répartition (cm²)	Esp (cm)
SF1	5.20	7T10=5.50	20
SF2	5.20	7T10=5.50	20
SF3	1.8	3T10=2.36	15
SF4	1.8	3T10=2.36	15
SF5	1.8	3T10=2.36	15
SF6	3.96	6T10=4.71	20

Tableau 6-14 : Armature de répartition

VI.3.1.1. Vérification des longueurs de scellement

La contrainte admissible d'adhérence τs = 2.8 MPa.

La longueur de scellement égale à : $l_s = \frac{\emptyset * f_e}{4 * \tau_s}$

$l_s \geq \frac{B}{4}$ Ancrage courbe.

$\frac{B}{8} \leq l_s \leq \frac{B}{4}$ Ancrage courbe ou rectiligne.

$l_s \leq \frac{B}{8}$ On n'utilise pas de crochets et on peut arrêter une barre sur deux a la longueur de 0.71B.

semelle	B(m)	B/4(cm)	Ls(cm)	Ls≥ B/4	A/8(cm)	A/8≤ Ls ≤ A/4
SF1	2	50	42.85	C. N.V	25	C.V
SF2	2	50	42.85	C.N. V	25	C.V
SF3	1.5	37.5	42.85	C. V	/	/
SF4	1.5	37.5	42.85	C. V	/	/
SF5	1.5	37.5	42.85	C. V	/	/
SF6	1.6	40	42.85	C. V	/	/

Tableau 6.15. Longueur de scellement

Conclusion :

Donc toutes les barres doivent être prolongées jusqu'aux extrémités de la semelle mais peuvent ne pas comporter des crochets.

VI.3.2.Semelles filantes sous voile :

semelle		Nu	Nser	L max	B (m)	Au (cm^2)	A ser (cm^2)	A_{finale} (cm^2)	Esp (cm)
SF7	X	8731.58	6381.075	28.35	1.5	2.35	2.96	4HA12	25
SF8		889.097	650.379	2.05	2	4.97	6.26	7HA12	15
SF9	Y	5919.826	4331.466	14.35	2	4.72	5.96	7HA12	15

Tableau 6-16 : ferraillage des semelles filantes sous poteaux

Récapitulation :

semelle	$A_{répartition}$ (cm^2)	$A_{répartition}$ (cm^2)	Esp (cm)
SF7	1.69	3HA10=2.36	20
SF8	3.96	6HA10=4.71	15
SF9	3.96	6HA10=4.71	15

Tableau 6-17 : Armature de répartition

	B(m)	B/4(cm)	Ls(cm)	Ls≥ B/4	A/8(cm)	A/8≤ Ls ≤ A/4
SF7	1.5	37.5	42.85	C. V	/	/
SF8	2	50	42.85	C. N.V	25	C.V
SF9	2	50	42.85	C. N.V	25	C.V

Tableau 6.18. Longueur de scellement

Conclusion :

Donc toutes les barres doivent être prolongées jusqu'aux extrémités de la semelle mais peuvent ne pas comporter des crochets.

VI.4. Ferraillage Longitudinalement : «La poutre de libage »

VI.4.1. Dimensionnement :

La poutre de libage va reprendre toutes les charges verticales et les moments de flexions. La poutre de libage aura la même largeur b du poteau, sa hauteur hp sera déterminer par

la théorie de poutre sur sol élastique qui prévoit l'inégalité suivant à vérifier, pour assurer une répartition uniforme de la contrainte du sol.

Il faut vérifier l'inégalité suivante :

$$l \leq \frac{\pi}{2} l_e \qquad l_e = \sqrt[4]{\frac{4.E.I}{K.b}}$$

Avec :

E : Module d'élasticité du béton (E = 32164.19 MPa) ;

L : La plus grande travée dans la fille ;

K=0,5[Kg/cm3] → pour un très mauvais sol ;

K=4 [Kg/cm3] → pour un sol de densité moyenne ;

K=12[Kg/cm3] → pour un très bon sol ;

K : Coefficient de réduire du sol (K =12 kg/cm^3) ;

I : Moment d'inertie de la semelle,

hp : la hauteur de la poutre de libage) ;

la poutre de libage 1

$$h_p \geq \sqrt[3]{\frac{48.L^4.K}{\pi^4.E}} = 0{,}44 \text{ m} \quad \text{on adpote} \quad h_p = 80\text{cm}$$

$$I = \frac{b.h_p^3}{12} = 0.012 \text{ m}^4 ;$$

Donc: $l_e = 4.00$ m

$$L = 4.5 \text{ m} < \frac{\pi}{2} l_e = 6.28 \text{ m}$$

la poutre de libage 2

$$h_p \geq \sqrt[3]{\frac{48.L^4.K}{\pi^4.E}} = 0{,}79 \text{ m} \quad \text{on adpote} \quad h_p = 80\text{cm}$$

$$I = \frac{b.h_p^3}{12} = 0.012 \text{ m}^4 ;$$

Donc: $l_e = 4.00$ m

$$L = 7.2 \text{ m} < \frac{\pi}{2} l_e = 6.28 \text{ m}$$

Alors on a des poutres de libage de 50x 80 noyées dans les deux semelles.

Pour déterminer le ferraillage de la poutre de libage en commence à déterminer la réaction du sol q (KN/m^2) qui se calcule par la formule suivant :

$$q = \frac{\sum N}{L}$$

Avec :

$\sum Ni$: la somme des efforts normaux.

L : La longueur totale de la poutre de libage.

- **Armatures de peau [2] :**

Pour les poutres dépassants une hauteur h_p (avec $h_p \geq 2(80 - f_e/10)$) il y'a un risque d'avoir des fissures relativement ouvertes en dehors des zones armées, dans notre cas on a $h_a \geq 80$ cm(f_e =400 MPa), donc il y'a lieu de prévoir des armatures de peau d'au moins 3cm²/m (fissuration préjudiciable),posées parallèlement à la fibre moyenne de la poutre.

Application numérique :

Tableau VI.18. Détermination des valeurs de q de la poutre de libage

	ΣNi (ELU) (kN)	ΣNi (ELS) (kN)	L (m)	q_u (KN /m^2)	q_{ser} (KN /m^2)
PL1	4820.86	3519.11	9.8	541.957	409.126
PL2	4676.62	3417.49	9.8	527.239	398.756
PL3	3352.42	2452.6	9.8	383.679	291.860
PL4	3322.35	2431.5	9.8	380.610	289.707
PL5	4106.83	2400.64	9.8	460.659	286.558
PL6	4233.81	3091.02	9.8	475.304	358.693

VI.4.2. Calcul des moments :

- Détermination des armatures longitudinales à l'ELU :

Calcul à l'ELU de résistance :

La poutre de libage travail en flexion simple.

$$d = h - e - \frac{\phi}{2} \cong 0.9h \qquad \text{et} \qquad c = c' = h - d$$

$$\mu = \frac{Mu}{\sigma b.b.d^2}\ ; \quad \text{on a } \mu \leq \mu l = 0.392 \quad \Rightarrow A' = 0 \text{ et } A = \frac{Mu}{\beta.d.\sigma s}$$

Les résultats du calcul des armatures à l'ELU de résistance par la section dans le tableau suivant :

Tableau VI.19.ferraillage la poutre de libage à l'ELU

		M_u (kN.m)	d(m)	A(cm^2)	A'(cm^2)	$A_{choisis}$(cm^2)
PL1	appui	-393.4	0.9	15.45	0	**8HA16=16.08**
	travée	196.5	0.9	7.52	0	**4HA14+4HA12=10.68**
PL2	appui	-382.2	0.9	14.99	0	**8HA16=16.08**
	travée	191.2	0.9	7.3	0	**4HA14+4HA12=10.68**
PL3	appui	-278.3	0.9	10.75	0	**8HA14=12.32**
	travée	139.6	0.9	5.28	0	**4HA14=6.16**
PL4	appui	-276	0.9	10.69	0	**8HA14=12.32**
	travée	138.7	0.9	5.26	0	**4HA14=6.16**
PL5	appui	-334.1	0.9	13.01	0	**4HA16+4HA14=14.2**
	travée	167.1	0.9	6.38	0	**6HA14=9.24**
PL6	appui	-344.7	0.9	13.45	0	**4HA16+4HA14=14.2**
	travée	172.3	0.9	6.57	0	**6HA14=9.24**

- Vérification des contraintes à l'ELS :

Tableau VI.20.vérification des contraintes la poutre de libage à l'ELS

		A_{ELU} (cm^2)	M_{ser} (kN.m)	σb (MPa)	σs (MPa)	σb ≤ [σb]	σs ≤ [σs]
PL1	Appui	16.08	-296.7	7.5	200	Oui	Oui
	Travée	10.68	148.8	4.38	197.38	Oui	Oui
PL2	Appui	16.08	-289.2	7.29	201.62	Oui	Oui
	Travée	10.68	144.6	4.26	191.81	Oui	Oui
PL3	Appui	12.32	-211.9	5.91	201.54	Oui	Oui
	Travée	6.16	105.8	1.83	25.40	Oui	Oui
PL4	Appui	12.32	-210.5	5.87	210.63	Oui	Oui
	Travée	6.16	105	1.82	25.21	Oui	Oui
PL5	Appui	14.2	-207.8	5.49	201.36	Oui	Oui
	Travée	**7.7**	103.9	1.8	24.87	Oui	Oui
PL6	Appui	13.45	-260.1	5.3	129.2	Oui	Oui
	Travée	6.57	130.1	3.28	116.61	Oui	Oui

- ✓ On remarque que les vérifications des contraintes sont satisfaisantes. Alors on adopte une poutre de libage de (50x80) (cm^2), noyée dans la semelle.
- ✓ hp= 80 cm, donc il y a des armatures de peau de 3cm²/m ⇒ Ap= 3.0, 8=2,4cm², donc on adopte A_p=2HA14= 3,07cm^2

Armatures transversales :

			CBA 93		RPA 99			At $_{choisi}$ et St $_{choisi}$	
	τ_u (MPa)	τ_u	At (cm^2)	S (nodale) (cm)	S' (courante) (cm)	At (cm2)	S (nodale) (cm)	At $_{choisi}$ (cm^2)	St $_{choisi}$ (cm)
PL1	2.13	2.5	4.71	10	30	3.60	15	**6HA10**=4.71	15
PL2	2.07	2.5	4.71	10	30	3.60	15	**6HA10**=4.71	15
PL3	1.5	2.5	4.71	10	30	3.60	15	**6HA10**=4.71	15
PL4	1.49	2.5	4.71	10	30	3.60	15	**6HA10**=4.71	15
PL5	1.81	2.5	4.71	10	30	3.60	15	**6HA10**=4.71	15
PL6	1.86	2.5	4.71	10	30	3.60	15	**6HA10**=4.71	15

Tableau VI.21.calcul des armatures transversales de la poutre de libage et leur espacement

➢ Vérification de la flèche : **(CBA93)**

Il n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche si les poutres considérées répondent aux conditions suivantes :

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$
- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{10}\frac{M_t}{M_0}$
- $\frac{A}{b_0 d} \leq \frac{4.2}{f_e}$

	L(m)	h(cm)	h/L	1/16	Vérif.1	Mt/10M0	Vérif.2	AA/b0.d	4.2/fe	Vérif.3
Poutre de libage	2.95	80	0.27	0.0625	C.V	0.091	C.V	0.0044	0.0105	C.V

Tableau VI.22. Vérification de la flèche pour la poutre de libage

VI.5. Etude du voile périphérique [1] ►► [Art 10.1.2] ◄◄ :

Les ossatures au dessous du niveau de base, formées de poteaux courts (par exemple les vides sanitaires) doivent comporter un voile périphérique continu entre le niveau de Fondations (les semelles) et le niveau de base.

VI.5.1. Evaluation des charges :

En Plus de la poussée des terres, le voile périphérique subit aussi la charge d'exploitation

q=2.5kN/m² qui vient du parking.

a. charge permanente :

Nous avons pour notre bloc :

- un terrain plat ⇒β 0
- mur droit ⇒λ 0
- le poids volumique du terrain : 18 (kN/m^3)
- l'angle de frottement interne : φ 25°

D'après Rankine La poussée des terres P est égale :

$$P=1/2\ (k_{\gamma a}.\gamma\ .h^2)$$

$$G= k_{\gamma a}\gamma.h$$

Le coefficient de contrainte : $k\ a=tg^2[\pi /4 - \varphi/2]$

D'où : $k_{\gamma a}$ =0.410

Alors :

G= 0.410 * 18 *2.93 =21.62 kN/m²

b. charge d'exploitation :

Nous avons pour le bloc :

- $Q=k_q\ .q$
- $k_q= k_\gamma /\cos (\beta- \lambda)= 0.41$

Alors : Q= 0.410 x 2.5=1.02 kN/m²

C. Combinaisons d'actions :

Nous avons pour le bloc :

- ✓ $q_u=1.35G+1.5Q=32.93$ kN/m²
- ✓ $q_{ser}=G+Q=24.12$ kN/m²

Pour une bande de 1m :

- ✓ $q_u=32.93$ kN/m

✓ q_{ser}=24.12 kN/m

VI.5.2. Ferraillage des voiles périphériques :

Les panneaux constituant le voile périphérique sont uniformément chargés et seront calculés comme des dalles appuyées sur quatre cotés et chargées par la poussée des terres et la surcharge d'exploitation.

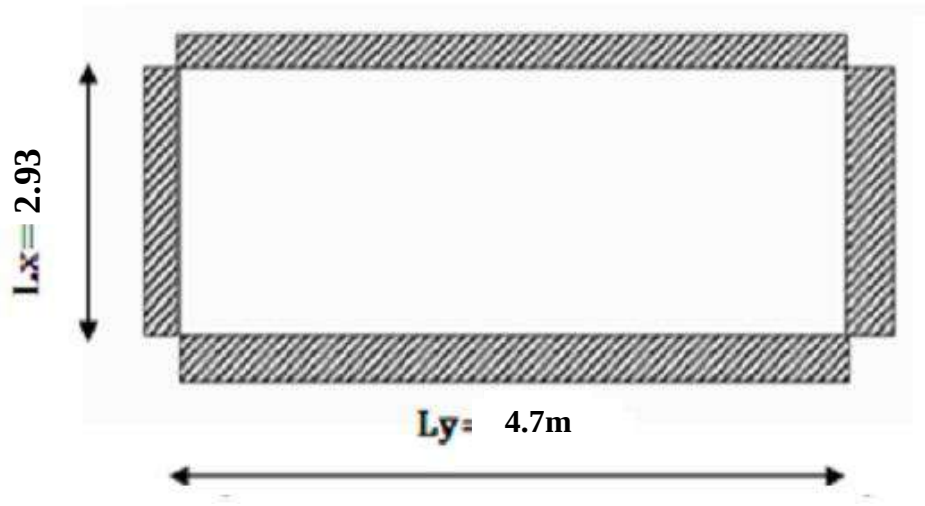


Figure 6.7. Schéma des dimensions du voile périphérique du bloc

✓ $\frac{2.93}{4.7} = 0.62 > 0.4$ ⇒ dalle travaillant suivant les deux directions.

En utilisant la méthode forfaitaire, on aura alors :

$$M_x = \mu_x * q_u * x^2$$

$$M_y = \mu_y * M_x$$

Il s'agit d'un panneau de rive, ses moments sont définis par :

- En travée :

$$M_{tx} = 0.85Mx$$

$$M_{ty} = 0.85My$$

- Aux appuis :

$$M_{ax1} = M_{ax2} = -0.3\ M_x$$

$$M_{ay1} = M_{ay2} = -0.5\ M_x$$

a. Détermination des moments a l'ELU :

$M_x = 0.0794*32.93*(2.93)^2 = 22.44$ kN.m

$M_y = 0.3205*22.44=7.19$ kN.m

✓ **En travée :**

$M_{tx}=19.07$ kN.m

$M_{ty}= 6.11$ kN.m

✓ **Aux appuis :**

$M_{ax1} = M_{ax2} = 6.73$ kN.m

$M_{ay1} = M_{ay2} = 11.22$ kN.m

b. Détermination des moments a l'ELS :

$M_x = 0.0844*24.12*(2.93)^2 = 17.47$ kN.m

$M_y = 0.4892*17.47=8.54$ kN.m

✓ **En travée :**

$M_{tx} =14.84$ kN.m

$M_{ty} =7.26$ kN.m

✓ **Aux appuis :**

$M_{ax1} = Max2 =5.24$ kN.m

$M_{ay1} = May2 = 8.73$ kN.m

C. Détermination des armatures longitudinales l'ELU de résistance en flexion simple :

	Sens	M (kN.m)	d (cm)	A calcul (cm^2)	A_{min} RPA (cm^2)	Amin/2 (cm^2)	A calcul ≥Amin/2
Travée	X	19.07	15	3.82	1.8	0.9	C.V
	Y	6.11	15	1.18	1.8	0.9	C.N.V
Appuis	X	6.73	15	1.31	1.8	0.9	C.N.V
	Y	11.22	15	2.2	1.8	0.9	C.V

Tableaux 6.23. Calcul des armatures du voile périphérique à l'ELU

d.Vérification des contraintes l'ELS :

	Sens	A_{ELU} (cm^2)	M_{ser} (kN.m)	σ_s (MPa)	σ_b (MPa)	$\sigma_s \leq [\sigma_s]$	$\sigma_b \leq [\sigma_b]$
Travée	X	4.52	14.84	59.69	4.76	C.V	C.V
	Y	4.52	7.26	29.81	2.37	C.V	C.V
appuis	**X**	**4.52**	**5.24**	**59.69**	**4.76**	**C.V**	**C.V**
	Y	4.52	8.73	29.81	2.37	C.V	C.V

Tableau 6.24. Vérifications des armatures du voile périphérique l'ELS

	Sens	$A_{final/2}$(cm^2)	A_{final} (cm^2)
Travée	X	4HA12=4.52	8HA12=9.04
	Y	4HA12=4.52	8HA12=9.04
Appuis	X	4HA12=4.52	*8HA12=9.04*
	Y	4HA12=4.52	8HA12=9.04

Tableau VI.25.le ferraillage finale du voile périphérique

VI.6. Les longrines :

Les longrines sont des poutres, en béton armé, qui reposent sur le sol, leur rôle est d'empêcher le moment à la base du poteau par traction, reprendre l'effort normal provenant des charges et surcharges et le transformer en un effort de traction, et reliée les poteaux entre eux.

VI.6.1. Pré dimensionnement : [1]: ►► [Art 10.1.1.b] ◄◄:

Pour un sol de fondation de catégorie S_3, les dimensions minimales de la section transversale des longrines sont 25 x 30cm^2

On adopte une section de 30 x 40.

VI.6.2. Sollicitations : [1] ►► [Art 10.1.1.b] ◄◄:

Les longrines doivent être calculées pour résister à la traction sous l'action d'une force F égale à : $Fu = \frac{Nu}{\alpha}$

Avec :

- N: effort à la base du poteau le plus sollicité soit à l'ELU ou l'ELA.
- α: coefficient de site en fonction de la zone sismique.

Site	zone I	zone IIa	**zone IIb et III**
S_2	-	15	**12**

Tableau VI.26. Valeurs de α

$$Fu = \frac{Nu}{\alpha} = \frac{1372.89}{12} = 114.40 \text{ kN}$$

$$F_{ser} = \frac{N_{ser}}{\alpha} = \frac{1003.25}{12} = 83.60 \text{ KN}$$

VI.6.3. Ferraillage :

Étant donné que le béton tendu est négligé, il en résulte que les armatures longitudinales doivent pouvoir équilibrer la force de traction F :

a. à l'état limite ultime :

Les armatures longitudinales sont données par :

$$A_u = \frac{Fu}{\sigma_s}$$

Où : $F_u = 183.06$ kN

Alors : $A_u = \frac{114.4*10^3}{400} = 2.86 cm^2$

- condition de non fragilité :

On doit aussi respecter la condition de non fragilité de la section de béton armé donnée par le **CBA 93** :

$$A \geq \frac{B f_{t28}}{f_e}$$

Alors on a : $A \geq \frac{(30*35)*2.1}{400} \Rightarrow A \geq 3.67 cm^2$

Donc on adopte **A= 6HA12=6.78cm²**

- vérification des contraintes à l'ELS :

La fissuration est considérée comme préjudiciable.

$F_{ser} = 83.6$ kN

Alors :

$$\sigma s = \frac{F_{ser}}{A} = \frac{83.6 * 10^3}{678} = 123.30 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_s = 202 \text{ MPa (C.V)}$$

- Armatures transversales :

Les armatures transversales ne jouent aucun rôle dans la résistance de la pièce, ce sont de simples cadres de montages destinés à maintenir les aciers dans leurs positions, leur espacement est définie par **[1] : ►► [Art 10.1.1.b] ◄◄**qui doit être inférieur au Min (20 cm ; 15Φ_ℓ).

1. section :

$$\varphi_t \geq \frac{\varphi_l}{3} = \frac{14}{3} = 4.66 mm$$

On adopte: $\varphi_t = 8 mm$

A_t = 4ϕ8 = 2.01 cm²

2. Espacement :

$$S_t \leq \min\left[20cm ; 15\varphi_l\right] = \min\left[20cm ; 21cm\right]$$

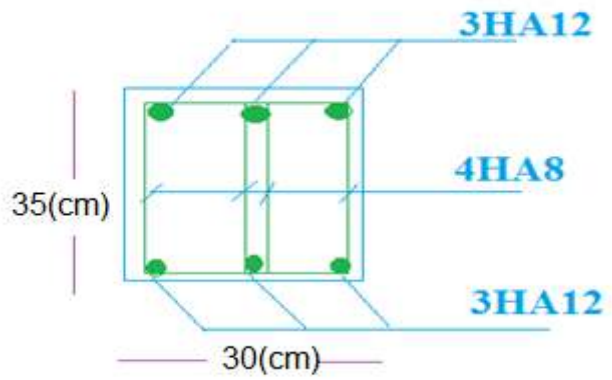


Figure 6.8. Ferraillage des longrines

conclusion

Ce projet de fin d'études, nous a permis de mettre en pratique toutes nos connaissances acquises durant notre cycle de formation de Master, d'approfondir nos connaissances en nous basant sur les documents techniques et réglementaires, de mettre en application les méthodes de calcul récentes, et de mettre en évidence les principes de base qui doivent être pris dans la conception des structures des bâtiments.

D'après l'étude effectuée dans le cadre de ce projet de fin d'étude, il convient de souligner que pour une bonne conception parasismique, il est très important que l'ingénieur civil et l'architecte travaillent en collaboration dès le début de projet afin de prendre en charge toutes les contraintes induites par la structure adoptée par rapport à l'architecture proposée et arriver à une sécurité maximale de l'ouvrage sans surcoût important.

Enfin, l'objectif principal de l'ingénieur concepteur est de réduire le risque sismique à un niveau minimal et de faciliter l'exécution de l'ouvrage en adoptant une conception optimale qui satisfait les exigences architecturales et les exigences sécuritaires.

Parallèlement, on a fait, autant que possible d'avoir les principaux critères admis, à savoir : l'exploitation, l'esthétique et la sécurité.

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 du béton armé. M .BOUKANDAKDJI.O.

Cours de formations

Logiciels :

- SAP 2000 V 16.0
- Expert 2010
- AutoCAD 2009
- Excel
- rdm6