République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'enseignement supérieur et les recherches scientifiques
Université YAHIA FARES DE MEDEA
Département de Génie de la matière
Filière Génie civil

MEMOIRE DE FIN D'ETUDE

POUR L'OBTENTION DU DIPLÔME DE MASTTER EN GÉNIE CIVIL

Option: C&LM

Thème:

Conception et Etude d'un batiment en R+6 en béton armé contrventé par des voiles

Etudié par :

Aderghal abd el karim

Dirigé par :

M^{me}.Lachenani Amina
M^{elle} .Settari chafika

PROMOTION 2013


بسم الله الرحمن الرحيم

إهداء

إلى الأم الحنون.

والأب الكريم

بارك الله في أعمارهما

إلى إخوتي وأخواتي

وفقهم الله جميعا لكل خير

إلى كل الأقارب والأصدقاء من دون استثناء.....

إلى كل من ساعدني في انجاز هده المذكرة

إلى كل هؤلاء.

إليكم هذا العمل المتواضع

DEDICACE

Je dédie ce modeste travail à :

- *Mes très chers parents*

  Pour leur sacrifice et pour tous ce qu'ils m'ont offerts.

- *Mes frères et mes sœurs.*

- *A tous mes amis.*

ABD EL KARIM

Remerciements

Je tiens tout d'abord à remercier dieu le tout puissant et miséricordieux qui m'a donné la force, la volonté et le courage pour achever ce travail.

Je tiens à exprimer ma profonde gratitude à M^me^ Lachenani Amina mon promotrice

Je tiens à exprimer ma profonde gratitude à ***Settari chafika***
mon Co-promotrice qui a eu la patience de suivre mon travail

J'exprime ma profonde reconnaissance à mes amis GHORFA BEN YAHYA, ABASSI AIMAD

Et aussi nos remerciements s'adressent
à «B.E.T : BOUTHELDJA KADOUR» en particulier

Que Mesdames et Messieurs les membres de Jury trouvent ici, l'expression de ma profonde gratitude pour l'honneur qu'ils m'ont fait en acceptant d'examiner ce travail.

J'exprime aussi ma plus grande reconnaissance à tous les enseignants du département du génie civil.

Que toute personne qui a contribué à la réalisation de ce travail, trouve ici toute ma reconnaissance.

Sommaire

Remerciements

Dédicace

Résumé

Sommaire

Listes des tableaux

Listes des figures

Vue en élévation

Vue en plan

CHAPITRE I : INTRODUCTION GENERALE

I.1 Introduction Générale …….....…1

CHAPITRE II : Généralités

II.1 Généralités …….....…2

II.2 Présentation de l'ouvrage étudié …….....2

II.3 Conception la structure du bâtiment…….…….....3

II.3.1 Structure de contreventement…….....3

II.3.2 Le Plancher …….....…3

II.3.3 La cage d'escalier…….....3

II.3.4 Les façades …….....3

II.3.5 Local d'ascenseur …….....3

II.4 Hypothèse de calcul …….....4

CHAPITRE III : CARACTERISTIQUE DES MATERIAUX

III.1 Principe du Béton Armé …….....5

III.2 Caractéristiques des matériaux …….....5

III.2.1 Béton …….....5

III.2.1.1 Composition du béton ……..... 5

III.2.1.2 Résistance du béton …….....5

III.2.1.3 Contraintes limites de compression…….....6

III.2.1.4 Contrainte limite de cisaillement…….....6

III.2.1.5 Module d'élasticité : *(C.B.A 93, A2.1.2)*…….....7

III.2.2 Acier…….....7

III.2.2 .1 la limite d'élasticité garantie fe …….....7

III.2.2.2 Contraintes limites …….....7

III.3 Objet des justifications de calcul ……..…….....8
III.3.1 Justifications de calcul …….....8
III.3.1.1 Etats limites ultimes (E.L.U) ……..…..…….....8
III.3.1.2 États limites de service (E.LS) …….....9

CHAPITRE IV : Pré dimensionnement et descente de charge

IV .1 Pré dimensionnement des dalles …….....12
IV.1.1 Les dalles pleines …….....…13
IV.1.2 les dalles en corps -creux …….....…13
IV.2 pré dimensionnement des Cloisons extérieures …..…….....14
IV.5 Descente des charges ……..……..….....15
IV.5 .1 Introduction…….....15
IV.5 .2 Plancher …….....15
IV.5 .4 Dalle plien …….....17
IV.5 .5 Maçonnerie …….....19
IV.6 Pré dimensionnement des poutres…….....19
IV.7 Pré dimensionnement des poteaux ……..….....22
IV.7.1Calcul de l'effort Nu
…….....24
IV.7.2 La surface reprise par le poteau …….....25
IV.7.3 Descente des charges ……..…….....26
IV.7.4 Vérification selon le RPA99 version 2003 ►► [Art 7.5.1] ◄◄.....28
IV.7.4 Vérification aux zones nodales 28
IV.8. Pré dimensionnement des voiles …….....29

CHAPITRE V : CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES

V.1. Les escaliers 31
V.1.1 Caractéristiques techniques 31
V.1.2. Evaluation des charges et surcharges 33
V.1.2.a. Charge permanente 33
V.1.2.b. Surcharge d'exploitation 35
V.1.3. Détermination des sollicitations 35
V.1.4. Détermination des efforts.....35
V.1.4. Ferraillage des escaliers 40
V.1.4. A. Condition de non fragilité.....40

V.1.4.B. Les armatures de répartition.....41
V.1.4. C. Vérification de l'espacement.....41
V.1.4. D. Vérification à l'E.L.S 41
V.1.4. E. Vérification de l'effort tranchant : 41
V.1.4.F. Vérification de la flèche 42
V.1.5. Calcul de la poutre palière 43
V.1.5.1.Pré dimensionnement 43
V.1.5 Calcul de la poutre palière 44
V.1.5.1 Pré dimensionnement 44
V.1.5.2.Charges revenants à la poutre: 44
V.1.5.3 Calcul des efforts: 45
V.1.5.4 Ferraillage de la poutre palière: 47
V.1.5.5 Vérifications 47
V.2. Les dalles pleines 50
V.2.1. Définition: 50
V.2.2.Méthode de calcul 51
V.2.3.Principe de calcul 51
V.2.4.Calcul des actions 52
V.2.5.Calcul du premier type de la dalle (Type 1) 52
V.2.5.1 Calcul du ferraillage 52
V.2.5.2 Vérification à l'E.L.S 53
V.2.6.Calcul du 2ème type de la dalle (Type 2) 54
V.2.6.1 Calcul du ferraillage 55
V.2.6.2 Vérification à l'E.L.S 55
V.3. Etudes de Plancher corps creux 56
V.3.1 La dalle de compression 57
V.3.2 Les poutrelles 58
V.4 Local d'ascenseur 74
V.4.1 Dalle du local machinerie 75
V.4.2 Pré dimensionnement 75
V.4.3 Evaluation des charges et surcharges 75
V.4.4 Calcul des actions 76
V.4.5Calcul des sollicitations 76
V.4.5.1 Travail externe 76

V.4.5.2 Travail interne 77
V.4.6 Calcul du ferraillage 77
V.4.6.a Condition d'espacement 78
V.4.6.b Vérification de l'effort tranchant 78
V.4.7 Vérification à l'E.L.S 79
V.4.7.a Vérification de la flèche 79
V.4.7.b Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis 80
CHAPITRE VI : ETUDE DYNAMIQUE ET SISMIQUE
VI.1 Introduction …….....81
VI.2 Objectifs de l'étude dynamique …….....82
VI.3 Modélisation mathématique ……..….....82
VI.4 Modélisation de la structure étudiée……...…..…….....82
VI.5 Description du logiciel **Robot**…….…….....83
VI.6 Calcul dynamique du bâtiment …….....83
VI.6.1 Conditions d'application de la méthode statique équivalente.....84
VI.6.2 Méthode modale spectrale……..….….....84
VI.6 .2.1 Principe …….....84
VI.6 .2.2. Hypothèses de calcul …….....85
VI.6.3. Analyse de la structure…….…….....85
VI.7. Classification de site ……..…….....85
VI.8 . Caractéristiques géométriques et massique de la structure…….....85
VI.8.1 Centre de masse …….....87
VI.8.2 Centre de rigidité (torsion) « R » …….....89
VI.8.3 Excentricité …….....89
VI.8.3.1 L'excentricité accidentelle …….....89
VI.8.3.2 L'excentricité statique …….....89
VI.8.3.3 Excentricité retenue…….....91
VI.9. Résultats et vérifications de l'analyse dynamique par …….....91
VI.9.1 Vérification de comportement des trois premiers modes …….....93
VI.9.2 vérification de participation massique …….....93
VI.9.3 Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul …….....93
Calcul de la force sismique totale
Estimation empirique de la période fondamentale

VI.9.4 Vérification de la stabilité au renversement ……..97
VI.9.4.1 Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur 97
VI.9.4.2 Moment de renversement ……100
VI.9.4.3 Moment stabilisant ……..……100
VI.9.5 Vérification des déplacements inter-étage ……..……100
VI.9.6 Justification Vis A Vis De l'effet P-Δ ……..102
VI.9.7 Vérification des sollicitations normales ……103
VI.10 Le spectre de réponse de calcul ……..……103
VI.11 Conclusion général ……..……104
CHAPITRE VII : FERRAILLAGE DES ELEMENTS RESISTANTS
VII. 1 Ferraillage des poutres …… ……..……. 105
VII.1.1 Les combinaisons de calcul ……..……105
VII. 1.2 Recommandations des règles parasismique algérien RPA99…….....105
VII.1.2.1 Ferraillage longitudinal…….....…105
VII.1.2.2 Armatures transversales Article 7.5.2.2 de RPA...…… 106
VII. 1.3 Vérification des contraintes à l'état limite de service par CBA93 ….....107
VII. 1.4 Vérification des poutres selon les conditions
RPA99 Version 2003 et CBA93 108
VII. 1.5 Vérification de la contrainte tangente …….....…109
VII. 1.6 Calcul des armatures transversal : …….....113
VII. 1.7 Vérification de la flèche ……...113
VII. 2 Ferraillage des poteaux…….....…114
VII. 2.1 Combinaison des charges …….....114
VII. 2.2 Recommandations de RPA99 …….....115
VII. 2.3 Etat limite de stabilité de forme par CBA93 ……...115
VII. 2.4 Détermination des armatures à l'ELU de résistance ……118
VII. 2.5 Vérification des contraintes à l'ELS par CBA93 …….....120
VII.2.6 Détermination des armatures transversales ……...122
VII .3 Ferraillage des voiles …….....126
VII .3.1 Stabilité des constructions vis-à-vis les charges latérales ……126
VII .3.2 Rôle de contreventement ……..126
VII .3.3. Ferraillage des voiles ……...127
VII .3.4 Combinaison ……127
VII .3.5 Prescriptions imposées par RPA99 version 2003 ……127

VII .3.6 Armatures transversales CBA93 ……..131
VII .3.7 Ferraillage longitudinales ……131
VII .3.8 Ferraillage transversales ……...134
VII .3.9 Ferraillage des linteaux ……135
CHAPITRE IX *:* ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE
VIII.1 Généralité …….....138
Reconnaissance du lieu et du sol
Choix du Type de fondation
VIII.2. Calcul des semelles isolées 140
VIII.2.1. Dimensionnement des semelles isolées …..…….…….....141
VIII.2.2. Ferraillage des semelles isolées.....142
Recapitulation
Vérification des longueurs de scellement
Vérification de la stabilité au renversement
VIII.3 Semelles filantes sous voile périphériques 143
VIII.3.1 Dimensionnement 143
VIII.3.2 Ferraillage 143
VI.4 Le Radier 145
VIII.4.1 Dimensionnement du radier 145
VIII.4.2 Ferraillage du radier 146
VIII.4.2.1. Calcul des Charges du radier.....146
VIII.4.2.2 Vérification de la surface du radier 146
VIII.4.2.3 Calcul des moments 146
VIII.4.2.4.Détermination des armatures longitudinales à l'ELU derésistance149
VIII.4.2.5. Vérification des contraintes à l'ELS.....149
VIII.4.2.6. Vérification de la contrainte de cisaillement.....149
VIII.4.3 Nervure 149
VIII.4.3.1 Dimensionnement 150
VIII.4.3.2 Evaluation des charges 151
VIII.4.3.3 Calcul des moments 151
VIII.4.3.4 Calcul du ferraillage 153
VIII.5 Les longrines 151
VIII.5.1 Pré dimensionnement 151
VIII.5.2 Sollicitations 151

VI.5.3 Ferraillage 151
VIII.6 Voile périphérique 153
VIII.6.1 introduction.....153
VIII.6.2 Etude du voile périphérique.....153
VIII.6.2.1 Dimensionnement.....153
VIII.6.2.2 Détermination des sollicitations.....154
VIII.6.2.3 Evaluation des charges 154
VIII.6.2.4 Ferraillage des voiles périphériques 155
VIII.6.2.4.a Détermination des moments a l'ELU 156
VIII.6.2.4.b Détermination des moments a l'ELS 156
VIII.6.2.4.c Détermination des armatures longitudinales à ELU
de résistance en flexion simple 156
VIII.6.2.4.d Vérification des contraintes à l'ELS 157
VIII.6.2.4.f Vérification de la contrainte de cisaillement.....157
IX **Conclusion générale**
Conclusion générale 158
Bibliographie

Listes des tableaux

.Tableau III.1 Valeurs de la limite d'élasticité garantie fe……7
Tableau III.2 Methode trois pivot……10
Tableau IV.1 Charge permanente du plancher terrasse ……..16
Tableau IV.2 Charge permanente du plancher courant……17
Tableau IV.3 Charge permanente due aux Dalle pleine de la terrasse……17
Tableau IV.4 Charge permanente due aux dalle pleine d'étage……..18
Tableau IV.4 Charge permanente des murs intérieurs…….19
Tableau IV.5 Charge permanente des murs extérieurs……19
Tableau IV.6 Calcul de$\bar{N}_u$……..24
Tableau IV.7 Détermination des charges d'exploitations……27
Tableau IV.8 Vérifications du ($1.1Nu \leq \bar{N}_u$)…….27
Tableau IV.9 vérifications de coffrage des poteaux……28
Tableau V.1 Détermination des éscalier……..33
Tableau V.2 Charge permanente de la paillasse de l'escalier -Volée -1-……33
Tableau V.3 Charge permanente de la paillasse de l'escalier -Volée -2-……34
Tableau V.4 Charge permanente de la paillasse de l'escalier -Volée -3-……34
Tableau V.5 Charge permanente du palier de repos de l'escalier……35
Tableau V.6 Combinaison des charges de l'escalier de l'escalier……35
Tableau V.7 Les données…….40
Tableau V.8 Calcul des sections d'acier de l'escalier……...40
Tableau V.9 Vérification du ferraillage de l'escalier à l'E.L.S……41
Tableau V.10 Vérification de la flèche de l'escalier……43
Tableau V.11 Ferraillage de la poutre palière……..47
Tableau V.12 Vérification à l'ELS de la poutre palière……..47
Tableau V.13 Vérification vis-à-vis RPA99 version2003 de la poutre palière……..47
Tableau V.14 Vérification de la flèche de l'escalier……49
Tableau V.15 Ferraillage de la poutre palière Tronçon CD…….49
Tableau V.16 les actions sur la dalle……52
Tableau V.17 les données…….52
Tableau V.18 Calcul des sections de la dalle……52
Tableau V.19 Vérification à l'E.L.S……..53
Tableau V.20 les valeurs du travail externe……..54
Tableau V.21 les valeurs du travail interne…….54

Tableau V.22 Calcul des sections de la dalle……..55
Tableau V.23 Vérification à l'E.L.S……56
Tableau V.24 Vérification de la flèche de Dalles pleine…….59
Tableau V.25 les charges de la poutrelle avant coulage……..61
Tableau V.26 les charges de la poutrelle avant coulage……..65
Tableau V.27 Actions de calcul des poutrelles après coulage…….66
Tableau V.28 Calcul des moments……..67
Tableau V.29 Calcul des moments……..67
Tableau V.30 Calcul des moments……....68
Tableau V.31 Calcul des moments……....68
Tableau V.32 Récapitulations des efforts internes……..69
Tableau V.33 calcul des armatures……..70
Tableau V.34 vérification des armatures……70
Tableau V.35 Ferraillages longitudinaux des poutrelles……..71
Tableau V.36 Les armatures transversales dans les poutrelles et leur espacement……..75
Tableau V.37 Charge permanente de la dalle machinerie……..…76
Tableau V.38 Calcule de la charge cacharges concentrées……..76
Tableau V.39 Calcul des actions……..76
Tableau V.40 les valeurs du travail externe…….77
Tableau V.41 les valeurs du travail interne……..77
Tableau V.42 les données…… …….78
Tableau V.44 Calcul de M_{ser} ……..79
Tableau V.45 Vérification à l'E.L.S…….79
Tableau VI.1Valeurs de ξ (%)…….....83
Tableau VI.2.Calcul de centre de masse……..87
Tableau VI.3 Calcul du centre de torsion…….89
Tableau VI.4 Calcul de l'excentricité statique…….89
Tableau VI.5 Calcul de l'excentricité totale…….90
Tableau VI.6 Le comportement des trois premiers modes……..91
Tableau VI.7 Coefficient de participation massique……93
Tableau VI.8 Coefficients d'accélération de zone *A*……..*94*
Tableau VI.9.Calcul de la force sismique…….96
Tableau VI.10.Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul……..96
Tableau VI.11 Forces sismiques selon la hauteur…….99
Tableau VI.12 Calcul du moment de renversement……100
Tableau VI.13.calcul du moment stabilisant……100
Tableau VI.14 Vérification des déplacements inter-étage sens X……..101

Tableau VI.15 Vérification des déplacements inter-étage sens Y……101
Tableau VI.16.Vérification l'effet P-Δ sens X…….102
Tableau VI.17.Vérification l'effet P-Δ sens Y……..102
Tableau VI.18 vérifications des sollicitations normales…….103
Tableau VI.19 Valeurs de T_1 et T_2 104
Tableau VII.1. Les données de calcul…….105
Tableau VII.2. Ferraillage longitudinal des poutres principales…….106
Tableau VII.3. Ferraillage longitudinal des poutres secondaires……107
Tableau VII.4.Vérification des contraintes à l'ELS des poutres principales……107
Tableau VII.5. Vérification des contraintes à l'ELS des poutres secondaires……..108
Tableau VII.6. Vérification des poutres principales selon les conditions RPA et CBA……108
Tableau VII.7. Vérification des poutres secondaires selon les conditions RPA et CBA……..109
Tableau VII.8. Calcul de L_u **……..112**
Tableau VII.9.Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres principales……112
Tableau VII.10.Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres secondaires……112
Tableau VII.11. Calcul d'armatures transversales ainsi leur espacement…….113
Tableau VII.12. Vérification de la flèche des poutres……114
Tableau VII.13.caractéristiques mécanique des matériaux…….114
Tableau VII.14. Corrections des moments dans les poteaux à l'ELU……117
Tableau VII.15.Calcule des armatures à l'ELU de résistance……118
Tableau VII.16.Calcul des ferraillages longitudinaux des poteaux à l'ELU…….119
Tableau VII.17 Vérification des armatures à ELS des poteaux……..…122
Tableau VII.18 Vérifications des contraintes de cisaillement dans les poteaux……123
Tableau VII.19. Les armatures transversales et leurs espacements……124
Tableau VII.20. Vérification de la quantité d'armatures transversales……124
Tableau VII.21 Les armatures verticales des voiles…….131
Tableau VII.22. Vérification a l'effort tranchant des voiles……..133
Tableau VII.23 Détermination des armatures horizontales……..133
Tableau VII.24 Ferraillage longitudinales de linteau……..136
Tableau VII.25 Ferraillage transversales de linteau……..136
Tableau VIII.2.récapitulation de la méthode de calcul des semelles isolées……141
Tableau VIII.5.Dimensionnement des semelles isolées à l'ELS……..141
Tableau VIII.6. Vérification des contraintes des semelles isolées à l'ELU…….141
Tableau VIII.7.Calcul du ferraillage des semelles isolées à l'ELU…….142
Tableau VIII.8.Ferraillage final des semelles isolées et leur espacement…….142
Tableaux VIII.9.Vérification des longueurs de scellement des semelles isolées……..142
Tableau VIII.10. Vérification de la stabilité au renversement des semelles isolées……..143

Tableau VIII.12.Dimensionnement des semelles filantes sous voiles à l'ELS……..144
Tableau VIII.13.Vérification des semelles filantes à l'ELU……..144
Tableau VIII.14.Ferraillage de la semelle filante SF à l'ELU……144
Tableau VIII.15. Ferraillage finale de la semelle filante SF…….144
Tableau VIII.16. Vérification de la longueur de scellement de la semelle filante SF……145
Tableau VIII.17. Vérification de la stabilité au renversement de la semelle filante SF…….145
Tableau VIII.18 calcul des armatures longitudinales à l'ELU du radier……148
Tableau VIII.19 Vérification des armatures du radier à l'ELS……..148
Tableau VIII.20 Calcul des armatures longitudinales de la nervure……..150
Tableau VIII.21 Vérifications des armatures longitudinales de la nervure à l'ELS…….150
Tableau VIII.22 Valeurs de α……151
Tableau VIII.23 Calcul des armatures du voile périphérique à l'ELU……157
Tableau VIII.24 Vérifications des armatures du voile périphérique à l'ELS……...….157

Listes des figures

Figure III.1 Diagramme contraintes déformations du béton à l'ELU ……11

Figure III.2 Diagramme contraintes –déformations ……..12

Fig IV.1 Dessin d'un plancher en corps creux ……..14

Figure IV.2 Coupe du plancher à corps creux ……..14

Figure II.3 Composants d'un plancher terrasse ……15

Figure II.4 Composants d'un plancher étage courant …….. 17

Figure IV.5 Composants d'un dalle pleine d'étage courant ……18

Figure IV.6. Coupe de mur en maçonnerie ……..19

Figure II.7 Dimensionnement de la poutre ……..20

Figure IV.8 Charges supportées par la poutre principale (plancher terrasse) ……..21

Figure IV.9 Charges supportées par la poutre principale (plancher courant) ……..22

Figure IV.10 Section réduite du poteau ……23

Figure IV.11 Surface reprise par le poteau le plus sollicité le RDC et le 1er étage ……25

Figure IV.12 Surface reprise par le poteau le plus sollicité2^{ème}, le 3ème et le 4ème étage ……25

Figure IV.13 Surface reprise par le poteau le plus sollicité 5ème, et 6ème étage ……26

Figure IV.14 Les poutres principales et poutres secondaires ……29

Figure IV.15 Coupe de voile en plan …… 30

Figure V.1 Représentation d'un escalier ……31

Figure V.2 Dimensions de l'escalier -1^{ier}volée- ……31

Figure V.3 Dimensions de l'escalier - 2èmevolée …….. 32

Figure V.4 Dimensions de l'escalier - 3èmevolée ……..32

Figure V.5 Schéma statique des efforts du l'escalier à l'E.L.U -Volée1- ……36

Figure V.6 Schéma statique des efforts du l'escalier à l'E.L.S –Volée1- ……37

Figure V.7 Schéma statique des efforts du l'escalier à l'E.L.U –Volée 2- ……..37

Figure V.8 Schéma statique des efforts du l'escalier à l'E.L.S –Volée 2- ……38

Figure V.9 Schéma statique des efforts du l'escalier à l'E.L.U –Volée 3 ……39

Figure V.10 Schéma statique des efforts du l'escalier à l'E.L.S –Volée 3- ……40

Figure V.11 Schéma statique de la poutre palière Tronçon AC …… 45

Figure V.12 Schéma statique de la poutre palière Tronçon CD ……46

Figure V.13 Dalles pleine rectangulaire encastrée sur2 cotés ……54

Figure V.14 Disposition des armatures de la table de compression …….....58

Figure V. 15 Schématisation de la poutrelle avant coulage 58

Figure V.16 Choix de disposition des étaiements ……..59
Figure V.17 Travée avec un seul étai au milieu ……60
Figure V.18 Travée avec deux étais espacés de 1.15 m 60
Figure V.19 Travée avec trois étais espacés de 0.86 m ……..60
Figure V. 20 Schématisation de la poutrelle 4.10m avant coulage 61
Figure V.21 Travée avec un seul étai au milieu ……62
Figure V.22 Travée avec deux étais espacés de 1.36m ……62
Figure V.23 Travée avec trois étais espacés de 1.025 m ……..62
Figure V.24 Diagramme des moments du $1^{ère}$ type des poutrelles à l'ELU ……..66
Figure V.25 Diagramme des efforts tranchants du $1^{ère}$ type des poutrelles à l'ELU ……..66
Figure V.26 Diagramme des moments du $1^{ère}$ type des poutrelles à l'ELS ……67
Figure V.27 Diagramme des moments du $2^{ème}$ type des poutrelles à l'ELU ……..67
Figure V.28 Diagramme des efforts tranchants du $2^{ème}$ type des poutrelles à l'ELU ……68
Figure V.29 Diagramme des moments du $2^{ème}$ type des poutrelles à l'ELS ……..68
Figure V.30 les sections considérées pour le calcul des ferraillages ……69
Figure V.31 Disposition constructive des armatures ……70
Figure V.32 Ferraillage des poutrelles en zone d'appui (à gauche), en travée (à droite)…74
Figure V.33 Dimensions de la dalle machine ……75
Figure V.34 Dalles pleine rectangulaire encastrée sur 4 cotés ……..76
Figures VI.1.disposition des voiles aux RDC et étages ……86
Figures VI.2 disposition des voiles aux RDC et étages ……87
Figure VI.3.Vue en plan ……88
Figures VI.4 position de centre de masse ……90
Figure VI.5.Le comportement de première mode ……92
Figure VI.6.Le comportement de deuxième mode ……..92
Figure VI.7 Le comportement de troisième mode ……93
Figure VI.8.Les forces agissent sur la stabilité au renversement ……..97
Figure VI.9.Distribution des forces sismiques ……..98
Figure VI.10.Concentration des forces sismiques aux étages suivant X ……..99
Figure VI.11.Concentration des forces sismiques aux étages suivant Y ……99
Figure VI.12 Spectres de réponse ……104
Figure VII.1. Disposition des armatures pour les poutres ……109
Figure VII.2 Ferraillages des poutres principales intermédiaires de la terrasse ……110
Figure VII.3 Ferraillages des poutres principales intermédiaires des étages ……110
Figure VII.4 Ferraillages des poutres principales des rives de la terrasse ……..110
Figure VII.5 Ferraillages des poutres principales de rives des étages ……111

Figure VII.6 Ferraillages des poutres secondaires ……111
Figure VII.7 Définition de la zone nodale dans les poteaux ……115
Figure VII.8 Organigramme de flexion simple ……121
Figure VII.9 Disposition des armatures pour les poteaux ……125
Figure VII.10 Ferraillage des poteaux ……..126
Figure VII.11 Section entièrement tendue ……129
Figure VII.12 Section entièrement comprimée ……130
Figure VII.13 Section partiellement comprimée ……130
Figure VII.14 Les armatures transversales et les épingles ……132
Figure VII.15 La zone de recouvrement des voiles ……132
Figure VII.16 Représentation de linteau ……134
Figure VII.17 Disposition des armatures dans les voiles V1 d'épaisseur 15 cm ……136
Figure VII.18 Disposition des armatures dans les voiles V2 d'épaisseur 15 cm ……136
Figure VII.19 Disposition des armatures dans les voiles avec ouverture ……...137
Figure VII.20 Disposition des armatures des linteaux ……137
Figure VIII.1 Représentation initiale des semelles ……..143
Figure VIII.2 représentation des semelles isolées sous poteaux carrés ……142
Figure VIII.3 représentation des contraint ……140
Figure VIII.4 Schéma d'une semelle filante sous voile ……139
Figure VIII.5 Schémas d'un radier nervuré ……..153
Figure VIII.6 Ferraillage des longrines ……154
Figure VIII.7 Schéma du chargement qui vient au voile périphérique ……156
Figure VIII.8 Schéma des dimensions du voile périphérique ……..145
Figure VIII.9 disposition de ferraillage du voile périphérique ……158

ملخص

هذا المشروع يهدف إلي دراسة وهيكلة بناية من الخرسانة المسلحة، ذات استعمال سكني، تتألف من ستة طوابق بالإضافة إلي الطابق الأرضي. تقع هذه البناية في مدينة البرواقية ولاية المدية وهي مصنفة ضمن المنطقة المعتدلة زلزاليا 2أ.

مقاومة البناية لكل الحمولات العمودية والأفقية مضمونة ومحققة بواسطة هيكل مقاومة مختلط (عارضات وأعمدة + جدران خرسانية مسلحة).

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

* القواعد الجزائرية المضادة للزلازل

*قانون الخرسانة المسلحة

تمت الدراسة الديناميكية وفق الطريقة الرقمية التي تعتمد أساسا على طريقة العناصر المنتهية باستعمال تقنيات برنامج «ROBOT version 2012» لحساب الهياكل

أخيرا قمنا بدراسة البنية التحتية للبناية وهذا بحساب الأساسات وفقا لتوصيات تقرير دراسة التربة.

Résumé

Ce projet consiste à étudier un bâtiment à usage d'habitation, comportant: **RDC + 6 ETAGES** qui sera implanté à BERROUAGHIA Wilaya de MEDEA, classé selon le RPA 99 version 2003 comme une zone de moyenne sismicité IIa.

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

Le dimensionnement et le calcul du ferraillage de tous les éléments résistants ont été établis conformément aux règlements algériens (**CAB 93 et RPA 99**)

L'étude dynamique a été menée suivant la méthode numérique basée sur la méthode des éléments finis moyennant le logiciel **« ROBOT version 2012 »**.

Finalement, nous avons étudié l'infrastructure et calculé les fondations adéquates en tenant compte les prescriptions du rapport de sol.

Abstract

This project consists in studying a building with use of dwelling, buildings including: **first floor + 6 floors.** This will be implemented in Berrouaghia Wilaya of MEDEA, classified according to the RPA 99 version 2003 like a zone of medium seismicity area IIa.

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

The dimensioning and the calculation of the reinforcement of all the resistant elements were established in accordance with the Algerian payments (**CAB 93 and RPA 99).**

The dynamic study was established according to the numerical method, (finite elements method) using the program **« ROBOT version 2012 »**.

Finally, we studied the infrastructure and calculated the adequate foundations by holding account the regulations of the report of ground.

Chapitre I

INTRODUCTION GÉNÉRALE

CHAPITRE I

Introduction générale

I.1 Introduction :

Parmi les catastrophes naturelles affectant la surface de la terre, les secousses sismiques ils sont sans doute celles qui ont le plus d'effets de structeurs dans les zones urbanisées.La seule chose que nous pouvons prédire avec certitude, c'est que plus nous nous éloignons du dernier séisme, plus nous sommes proches du suivant. Face a ce risque et à l'impossibilité de le prévoir, la seule prévision valable est la construction parasismique. Cela signifie construire de manière telle que les bâtiments même endommages ne s'effondrent pas.

Nous disposons aujourd'hui d'un ensemble de connaissances scientifiques, techniques et de mise en œuvre qui permettent, quelle que soit la région de construire parasismique, c'est à dire de limiter les conséquences graves d'un séisme.

Dans notre pays, on utilise le RPA99 version 2003 comme règlement parasismique.

CHAPITRE II

Généralités

CHAPITRE II

Généralités

II.1 Généralités :

Dans le cadre de ce projet de fin d'étude, nous avons procédé au calcul d'un bâtiment comportant un Rez-de chaussée RDC et 06 étages a destination d'habitation (R+6), dont le système de contreventement est assuré par des voiles.

Le projet qui nous a été confié par le bureau d'études d'architecture et d'urbanisme,

«B.E.T :BOUTHELDJA KADOUR»

L'ouvrage en question sera implanté a «BERROUAGHUIA» wilaya de MEDEA, classée selon les règles parasismiques algériennes (RPA 99 version 2003) comme une zone de moyenne sismicité (zone IIa).

Notre étude sera menée conformément aux exigences et règles de conception et de calcul des ouvrages en béton armé CBA93 et aux règles parasismiques RPA99 version 2003.

II.2 Présentation de l'ouvrage étudié :

Le bâtiment est à usage d'habitation, composé d'un Rez-de chaussée et 06 étages chaque étages comportant trois appartements (trois F3). Pour le Rez-de chaussée (deux F3, une F2).

Les caractéristiques géométriques de bâtiment sont :

Longueur en plan----------22.65 m.

Largeur en plan----------16.60 m.

Hauteur du RDC----------3.06 m.

Hauteur étage courant----------3.06 m.

Hauteur toiture----------1.75m.

Hauteur totale----------23.17m.

La structure du bâtiment présente une irrégularité en plan et une régularité en élévation.

Régularité en plan :

$$\frac{lx}{Lx} = \frac{13.60}{22.65} = 0.60 > 0.25$$ Non vérifiée

$$\frac{ly}{Ly} = \frac{7.5}{16.60} = 0.45 > 0.25$$ Non vérifiée

Donc notre structure est classée comme une structure irrégulière.

II.3 Conception de la structure du bâtiment

II.3.1 Structure de contreventement

L'ouvrage rentre dans le cadre de l'application des RPA99/Version2003. D'après les conditions de l'article 3.4.A pour les structures en béton armé, on ne peut pas adopter un contreventement par portique auto stable puisque la hauteur totale du bâtiment dépasse les 8.00 m. Par conséquent, nous avons opté pour un contreventement mixte assuré par des voiles.

Pour ce genre de contreventement il ya lieu également de vérifier les conditions suivantes :

- ✓ 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 qu'aux sollicitations résultant de leur interaction à tous les niveaux.
- ✓ Les portiques doivent reprendre outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant de l'étage.

II.3.2 Le Plancher

On a opté pour un plancher semi préfabriqué (Corps creux, poutrelles et dalle de compression) qui présente les avantages suivants :

- ➢ Facilité de réalisation
- ➢ Réduction de la masse du plancher et par conséquence l'effet sismique
- ➢ Bonne isolation acoustique et thermique
- ➢ Economie dans le coût de coffrage (les poutrelles et le corps creux forment un coffrage perdu)

II.3.3 La cage d'escalier :

La cage d'escalier permet l'accès du niveau RDC au 6ème étage. Elle est constituée à chaque niveau de trois volées et deux palier intermédiaire.

II.3.4 Les façades :

Les façades sont réalisées en double cloison par des éléments de briques comportant des ouvertures pour fenêtres à certains endroits.

II.3.5 Local d'ascenseur :

L'ascenseur est un appareil élévateur permettant le déplacement vertical et accès aux différents niveaux du bâtiment, il est composé essentiellement de la cabine et machines.

II.4 Hypothèse de calcul :

Dans notre étude les hypothèses de calcul adoptées sont ***:***

La résistance à la compression du béton à 28 jours : fc28 = 25 Mpa.

La résistance à la traction du béton : ft28 = 2.1 Mpa.

Module d'élasticité longitudinal différé : Evj = 10818.865 Mpa.

Module d'élasticité longitudinal instantané : Eij = 32164,195Mpa.

Limite élastique du l'acier : fe = 400 Mpa.

CHAPITRE III

CARACTERISTIQUE DES MATERIAUX

CHAPITRE III

CARACTERISTIQUE DES MATERIAUX

III.1 Principe du Béton Armé :

La résistance du béton est très faible en traction. En revanche, l'acier résiste très bien à la traction. Aussi, le principe du béton armé est d'insérer dans la matrice de béton des aciers dans les zones tendues. Cette association est efficace car :

- L'acier adhère au béton ce qui permet la transmission des effort d'un matériau a l'autre.
- Il n'y a pas de réaction chimique entre l'acier et le béton (sauf lorsqu'on emploi certain adjuvants).
- Le coefficient de dilatation thermique est sensiblement le même pour les deux matériaux (11.10^{-6} pour l'acier et 10^{-6} pour le béton).

III.2 Caractéristiques des matériaux :

III.2.1 Béton :

III.2.1.1 Composition du béton :

La composition on du béton doit etre étudier de maniére à donner la résistance carractéristique require pour le projet.

III.2.1.2 Résistance du béton :

- **à la compression :**

Un béton est définit par une valeur de sa résistance à la compression ***(C.B.A 93, A2.1.1.1)*** à l'âge de 28 jours $f\,c28$ exprimée en *MPa*

La résistance caractéristique à la compression *fcj* à l'âge de $j \leq 60$ jours, est

$$fcj = \frac{j}{4.76+0.83j} . f\,c28 \text{ ; pou; } fc28 \leq 40 \text{ MPa}$$

$$fcj = \frac{j}{1.40+0.95j} . f\,c28 \text{ ; pour ; } fc28 > 40 \text{ MPa}$$

Pour : j ≥ 60 jours $f_{cj} = 1.1 f_{c28}$

On prévoit une résistance du béton à 28 jours de 25MPa facilement atteinte dans les chantiers régulièrement contrôlés.

D'où : $f_{c28} = MPa\ 25$

- **à la traction : (C.B.A 93, A2.1.1.2)**

La résistance caractéristique à la traction du béton à l'âge de *j* jours est conventionnellement définit par la relation :

f tj = 0,6 + 0,06 f cj (en MPa)

Cette formule étant valable pour les valeurs de : $f\ cj \leq 60\ MPa$

On aura donc pour $f_{c28} = 25\ MPa \Rightarrow f_{t28} = 2.1\ MPa$

Pour : $f_{cj} \geq 60\ MPa$, $f_{tj} = \sqrt[3]{f_{cj}}$

III.2.1.3 Contraintes limites de compression :

- ✓ La contrainte admissible de compression à l'état limite ultime (ELU) est donnée par :

$$\overline{\pm}_{bc} = \frac{0{,}85\, f_{cJ}}{\theta \cdot \gamma_b}$$; ***(C.B.A 93, A.4.5.2)***

Avec : γ : Coefficient de sécurité, tel que :

$\gamma_b = 1{,}5$ pour les cas courants.

$\gamma_b = 1{,}15$ pour les situations accidentelles.

θ =1 Lorsque la durée probable d'application des charges est supérieure à24heures;

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

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

- ✓ La contrainte admissible de compression à l'état limite de service (ELS) est donnée par :

$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28}$ **(C.B.A 93, A.4.5.2)**

Pour : $f_{c28} = MPA\ 25 \Rightarrow \overline{\sigma}_{bc} = 15MPa$

III.2.1.4 Contrainte limite de cisaillement : ***(C.B.A 93, A5.1.2.1)***

La contrainte limite de cisaillement prend les valeurs suivantes :

- ✓ fissuration peu nuisible

$\bar{\tau}_u$ = min (0.13 fc28, 4 MPa). Pour : fc28 = 25 MPa : τu = 3.25 MPa.

- ✓ fissuration préjudiciable ou très préjudiciable

$\bar{\tau}_u$ = min (0.1 fc28, 3 MPa). Pour : fc28 = 25 MPa : τu = 2.5 MPa.

III.2.1.5 Module d'élasticité : *(C.B.A 93, A2.1.2)*

Le module de déformation longitudinale du béton est donné par la formule suivante :

- ✓ Module instantané : pour les charges appliques avant 24h.

Eij=11000.$\sqrt[3]{fcj}$ MPa.

- ✓ Le module différé : pour les charges de long de durée.

Evj=3700. $\sqrt[3]{fcj}$. MPa.

Dans notre cas on a : *fcj=25 MPa*.

Donc : Ei28=32164,20MPa

Ev28=10818,87MPa

III.2.1.6 Module d'élasticité transversale :

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

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

III.2.2 Acier :

III.2.2 .1 la limite d'élasticité garantie fe :

Les désignations conventionnelles, les nuances et les limites d'élasticité correspondantes son données par le tableau suivant :

Tableau III.1 Valeurs de la limite d'élasticité garantie fe

type	Nuance	fe (Mpa)	Emploi
Ronds lisses	FeE22 FeE24	215 235	Emploi courant. épingles de levage des pièces préfabriquées
Barres HA Type 1 et 2	FeE40 FeE50	400 500	Emploi courant.
Fils tréfiles HA Type 3	FeTE40 FeTE50	400 500	Emploi sous forme de barres droites ou de treillis.
Treillis soudés -lisses -Type 4	TSL TSHA	500 520	emploi courant

L'acier choisi pour les armatures longitudinales est un acier à haute adhérence HA FeE40 type 1(limite d'élasticité $f_e = 400\ MPa$), et pour les armatures transversales est un rond lisse FeE24 ($f_e = 235\ MPa$).

Le module d'élasticité longitudinal de l'acier « *Es* »est pris égal à :

Es=2.10^5 MPa (C.B.A 93, A2.2.2)

III.2.2 .2 Contraintes limites :

- **Etat limite ultime "ELU " : *(C.B.A 93 A.4.3.2)***

✓ $\bar{\sigma}_s = \frac{400}{1.15} = 343$ MPa

✓ $\bar{\sigma}_s = \frac{400}{1} = 400$ MPa

- **Etat limite de service "ELS " *(C.B.A 93 A.4.5.3)***

La contrainte de traction des armatures est limitée par :

✓ fissuration peu nuisible : la contrainte n'est pas limitée.

✓ fissuration préjudiciable : $\overline{\sigma_s} = Min\left[2 f_e / 3; 110\sqrt{\eta f_{tj}}\right]$ *(MPa)*

η : Coefficient de fissuration tel que :

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

Donc: $\bar{\sigma}_s = 201{,}63\ MPa$ (H.A)

$\bar{\sigma}_s = 156{,}66\ MPa$ (R.lisses)

fissuration très préjudiciable : $\overline{\sigma_s} = Min\left[f_e / 2; 90\sqrt{\eta f_{tj}}\right]$ *(MPa)*

Donc: $\bar{\sigma}_s = 164{,}97\ MPa$ (H.A)

$\bar{\sigma}_s = 117{,}5\ MPa$ (R.lisses)

III.3 Objet des justifications de calcul :

Selon le ***CBA 93***, les ouvrages et éléments d'ouvrages en béton armé doivent être conçus et calculés de manière à pouvoir résister avec une sécurité appropriée à toutes les sollicitations prévues, et à présenter une durabilité satisfaisante durant toute la période d'exploitation envisagée. Il doivent aussi présenter une conception correcte et essentielle en ce qui concerne les dispositions générales de l'ouvrage et les détails constructifs.

Le calcul permet de justifier dans la mesure où il n'existe pas de faute de conception, qu'une sécurité appropriée est assurée :

-Vis à vis de la ruine de l'ouvrage et de ses éléments constructifs.

-Vis à vis d'un comportement non satisfaisant en service.

III.3.1 Justifications de calcul :

On se base dans notre calcul sur la théorie des états limites. Un état limite est un état particulier pour le quel une condition requise pour une construction (ou l'un de ses éléments) est strictement satisfaite, et cesserait de l'être en cas de modification défavorable d'une action. Au delà d'un état limite la structure (ou l'un de ses éléments) est mise hors service, c'est à dire qu'elle ne répondra plus aux fonctions pour les quelles elle a était conçue. On distingue deux catégories d'états limites :

III.3.1.1 États-limites ultimes (E.L.U) :

Correspondent à la limite:

- ✓ Soit de l'équilibre statique de la construction (pas de renversement) ;
- ✓ Soit de la résistance de l'un des matériaux (pas de rupture) ;
- ✓ Soit de la stabilité de forme ;

Hypothèses de calcul (Règlement C.B.A 93 A.4.3.2) :

- ✓ La résistance du béton tendu est négligée.
- ✓ Les sections droites restent planes.
- ✓ L'adhérence béton-acier entraîne l'égalité des déformations, conséquence du non glissement.
- ✓ Allongement relatif de l'acier = Allongement relatif du béton (Ou raccourcissement)

  Soit $\varepsilon_b = \varepsilon_b$
- ✓ Le raccourcissement relatif du béton est limité à:

- £ $_b$ = 2 ‰ en compression simple (*ex.* : poteaux).**SEC**

-£ $_b$ = 3,5 ‰ en flexion simple (*ex.* : poutres).**SPC**

- ✓ L'allongement relatif de l'acier est limité à = 10 *s* ε ‰
- ✓ Le diagramme de déformation de la section passe par l'un des trois pivots: A, B ou C.

Diagramme des déformations de la section : ***(C.B.A 93 A.4.3.3)***

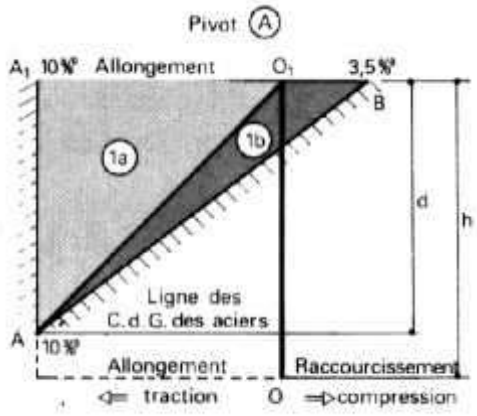
On distingue trois domaines 1, 2,3, à l'aide de trois pivots A, B, C et des droites représentatives de la déformation qui passent par l'un des trois pivots pour matérialiser les diagrammes de déformation de la section du béton La position du pivot est caractérisée par :

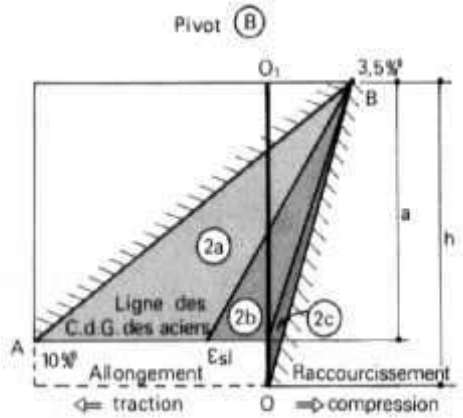
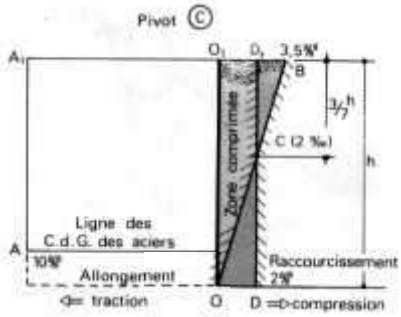
- un allongement déterminé : *exemple :* 10 ‰ pour A

- un raccourcissement déterminé : *exemple :* 3,5 ‰ pour B.

- Et on a dans le tableau suivant les règles des pivots sont représentées :

Tableau III.2 Methode trois pivot

DOMAINE ET PIVOT	CONSTATATIONS ET CONSÉQUENCES DOMAINE ET **PIVOT**	
	Acier	Béton
Domaine1 et pivot A • Le domaine 1 est représenté par le triangle A1 A B, • Les droites issues de A matérialisent les différents diagrammes possibles de déformation, • Le pivot A est situé au niveau du C.D.G. (Centre de gravité) des aciers. 	Régions la et 1b L'allongement ultime de l'acier est pris constant et égal à 10 ‰. La contrainte de calcul de l'acier tendu est maximale. (Observer le diagramme contraintes déformations) L'acier est bien utilisé.	Région la: * La fibre supérieure du béton subit un allongement relatif b ε $0 < b\ \varepsilon \leq 10‰$ Le béton est partout tendu, *exemple*: cas' des tirants en B.A. Région 1b *La fibre supérieure du béton subit un raccourcissement relatif $0 \leq \varepsilon\ b < 3,5$ ‰ comprimé en haut béton tendu en bas La section de béton est **partiellement** comprimée. *exemple* : cas des poutres, des dalles.

Domaine 2 et pivot B Le domaine 2 est représenté par le triangle A B O  Déférents Diagrammes { région 2a région 2b région 2c	Région 2a: L'allongement de l'acier est compris entre 10 ‰ maximal et un allongement *sl* ε minimal car ainsi l'acier est bien utilisé Région 2b: Acier mal utilisé car l'allongement de l'acier étant faible, sa contrainte de traction est également faible. Région 2c: Acier faiblement comprimé en bas.	Régions 2a, 2b et 2c: La fibre supérieure du béton subit un raccourcissement constant et égal à 3,5 ‰. Le béton est bien utilisé. comprimé en haut béton tendu en bas sauf en région 2c. La section de béton est partielle ment comprimée dans les **régions** 2a et 2b *exemple*: cas des poutres.
Domaine 3 et pivot C Le domaine 3 est représenté par les zones grisées.  { $\varepsilon b = 2‰$ Le pivot C est tel que $CD1 = \frac{3}{7}h$	• **Zone CD1B**, l'acier placé en partie supérieure est comprimée. Le raccourcissement de l'acier est compris entre 2 ‰ et 3,5 ‰. • **Zone OCD**, l'acier placé en partie inférieure est comprimée. Le raccourcissement de l'acier est inférieur ou égal à 2‰	• **Zone CD1B** : le béton est comprimé. La fibre supérieure subite un raccourcissement compris entre 2 ‰ et 3,5 ‰ • **Zone OCD** : le béton est comprimé. La section de béton est donc entièrement comprimée. *exemple*: cas des poteaux.

Diagrammes contraintes déformations: (C.B.A 93 A.4.3.4)

- **Diagramme contraintes déformations de calcul du béton :**

Le diagramme contraintes déformations de calcul pouvant être utilisé dans tous les cas est le diagramme dit « **parabole rectangle** ». Pour les vérifications à l'état limite de service le béton, considéré comme élastique et linéaire, est défini par son module d'élasticité.

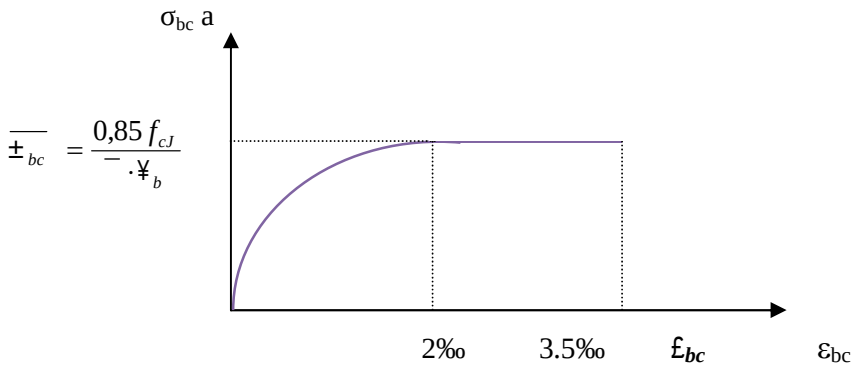


Figure III.1 Diagramme contraintes déformations du béton à l'ELU

- **Diagramme contraintes déformations de l'acier :**

Le diagramme contraintes déformations défini ci-dessous est symétrique par rapport à l'origine des coordonnées.

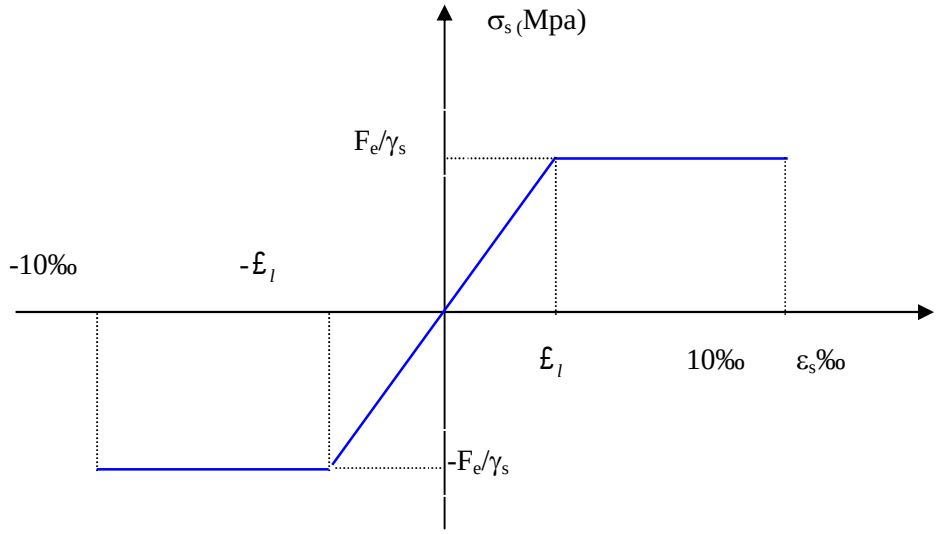


Figure III.2 Diagramme contraintes –déformations de l'acier

ε_s: Allongement relatif de l'acier, limité à 10 ‰.

E_s: Module d'élasticité longitudinale est pris égal à 200 000 MPa.

f_e: Limite d'élasticité garantie.

Le diagramme contraintes déformations de calcul se déduise de précédent en effectuant une affinité parallèlement à la tangente à l'origine et dans le rapport $\frac{1}{\gamma_s}$

Le coefficient de sécurité γ_s est pris égale à $\gamma_s = 1{,}15$

III.3.1.2 États limites de service (E.LS) :

Ils sont relatifs surtout aux conditions d'exploitation:

- ✓ état limite de déformation (flèches)
- ✓ état limite de compression du béton ou de traction des aciers
- ✓ état limite d'ouverture de fissures pour la sécurité des ouvrages.

Hypothèses de calcul (Règlement C.B.A 93 A.4.51) :

- ✓ L'acier et le béton sont considérés comme des matériaux linéairement élastiques.
- ✓ Le béton tendu est négligé.
- ✓ Il n'y a pas de glissement relatif entre béton et acier.
- ✓ Par convention le rapport n du module d'élasticité longitudinale de l'acier a celui de béton ou coefficient d'équivalence à pour valeur 15.

CHAPITRE IV

Pré dimensionnement et descente de charge

Le pré dimensionnement à pour but le pré calcul des différents éléments résistants en utilisant les règlements RPA99/ version2003 et C.B.A 93.

IV .1 Pré dimensionnement des dalles :

IV .1.1 Les dalles pleines :

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

Ce type d'élément travail essentiellement en flexion (poutres, poutrelles ou murs). L'épaisseur des dalles dépend aussi bien des conditions d'utilisation que des vérifications de résistance.

Résistance au feu :

- ✓ e = 7 cm pour une heure de coup de feu.
- ✓ e = 11 cm pour deux heures de coup de feu.
- ✓ e = 17,5 cm pour quatre heures de coup de feu.

On adopt : e = 15 cm.

Isolation phonique :

Selon les règles techniques « CBA93 » en vigueur en l'Algérie l'épaisseur du plancher doit être supérieur ou égale à 13 cm pour obtenir une bonne isolation acoustique. On limite donc notre épaisseur à : 15 cm.

Critère de résistance :

- ✓ Dalle reposant sur deux appuis : Lx /35 < e < Lx/30.
- ✓ Dalle reposant sur trois ou quatre appuis : Lx /50 < e < Lx / 40.

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

Dans notre cas on a deux types de dalle pleine

- Dalle reposant sur seul appui

Lx = 3.45m ⇒ 345 /35 < e < 345 /30 ⇒ 9.85 < e < 11.5 ⇒ e = 10 cm.

- Dalle reposant sur 3 appuis

Lx=5.00m ⇒ 500/50 < e < 500/40 ⇒ 10 < e < 12.5 ⇒ e = 12cm

D'après les conditions précédentes, on optera une épaisseur e = 15 cm pour toutes les dalles pleine.

IV.1.2 les planchers en corps creux :

Ces planchers sont constitués de poutrelles préfabriquées associés aux corps creux. La hauteur des poutrelles est déterminée par la formule empirique suivante :

$$(L/25) \leq ht \leq (L/20)$$

Le règlement CBA93 n'exige que ht L/22.5 d'où la nouvelle fourchette est :

$$(L/22.5) \leq ht \leq (L/20)$$

Avec :

L : la portée la plus longue de la poutrelle mesurée à nus des appuis.

L=4.15m

$$4.15/22.5 \leq ht \leq 4.15/20$$

$$0.18 \leq ht \leq 0.20$$

On prend : ht = 20 cm ce qui correspond à un plancher à corps creux du type (16+4) telle que : ht = d + e

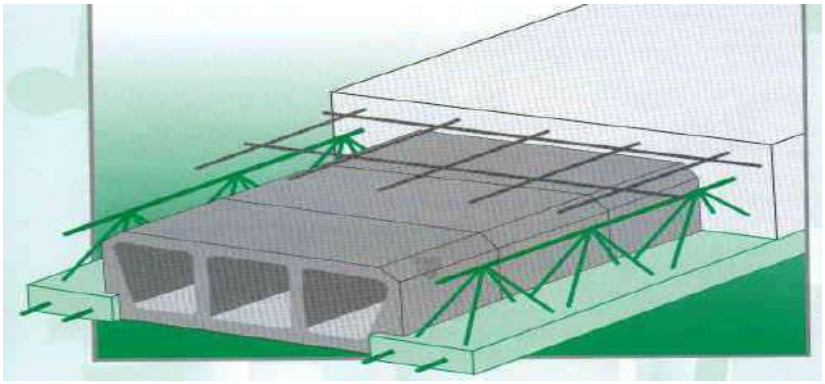


Fig IV.1 Dessin d'un plancher en corps creux

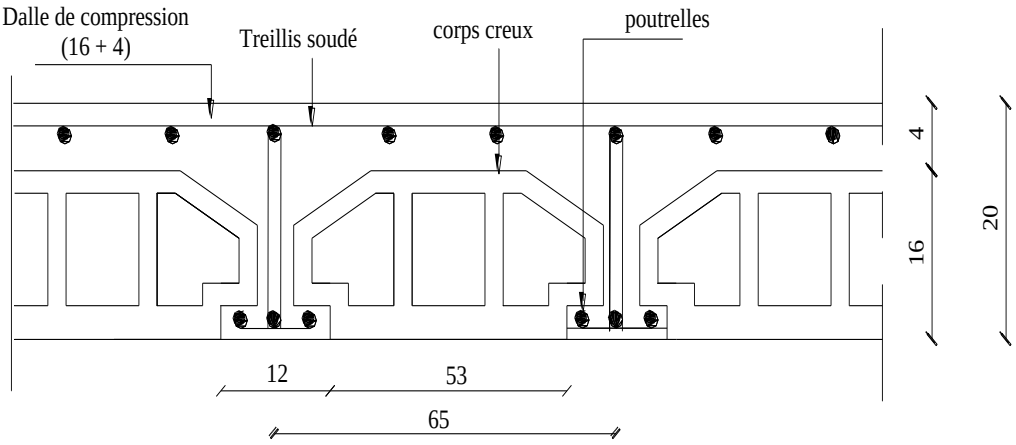


Figure IV.2 Coupe du plancher à corps creux

IV.5 Descente des charges :

IV.5 .1 Introduction :

Afin d'assurer la résistance et la stabilité de l'ouvrage, une distribution des charges et surcharges pour chaque élément s'avèrent nécessaire. La descente des charges permet l'évaluation de la plus part des charges revenant à chaque élément de la structure, on aura à considérer :

- le poids propre de l'élément.
- la charge de plancher qu'il supporte.
- la part de cloison répartie qui lui revient.
- les éléments secondaires (escalier, acrotère…..)

IV.5 .2 Plancher

- **Plancher terrasse :**

La terrasse est inaccessible et est réalisée en dalle en corps creux surmontée de plusieurs couches de protection en forme de pente facilitant l'évacuation des eaux pluviale

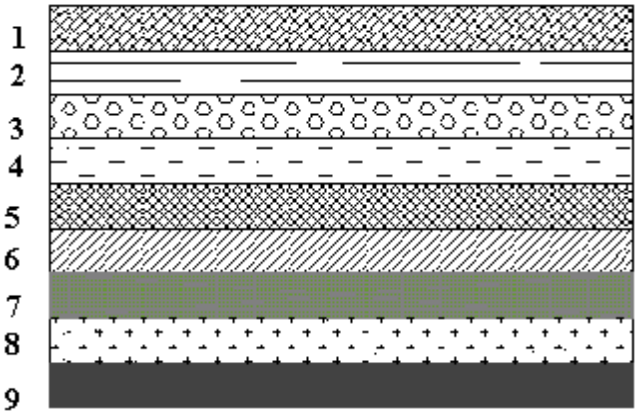


Figure IV.3 Composants d'un plancher terrasse

Calcul de charges de toitures :

Formule d'une charge de toiture :

Pour définir S, la sollicitation totale pondérée de toiture, il faut rechercher les éléments de la formule suivante (p17 CB71 - tableau 31 EC5) **D.T.R-B.C.22**

$$S = G + 1.2 \times Pn$$

où :

S = la sollicitation totale pondérée en KN / m²

G = la charge permanente en KN / m²

Pn = la charge de neige en KN / m²

Calcule de la charge G

On utilisant les tuiles mécaniques à emboitement (liteaux compris), le poids surfacique donné par le reglement **DTR B.C. 2.2 :**

P = 0.4 kN/ m²

$G = P.S_i/S_h$

S_i : surface incléné de tous les paneau de toiture

S_h : surface horézontale de tous les paneaux detoiture

P : poids surfasuque du tuiles

S_i = 247.997 m²

S_h = 274 m² ⇒ **G = 0.362 KN / m²**

Calcul de charge de neige sur les toitures :

La valeur de Pn en KN / m² est déterminée par les loisde variation suivantes en fonction de l'altitude H (par raport au nivreau de la mer) en m du site considéré :

$$P_n = \frac{0.07 \times H + 15}{100}$$ **(zone A BERROUAGHIA)**

La masse volimique de neige : $\gamma = 100 KN/m^3$

H = 980m

P_n = **0.836 KN / m²**

Alors: S = G + 1.2 x Pn ⇒ **S = 1,3652 KN / m²**

a. Charges permanentes :

Tableau IV.1 Charge permanente du plancher terrasse

N	Composants	Épaisseur (m)	Poids volumiques (KN/m3)	Poids surfaciques (KN/m2)
1	Gravillon roulé	0.05	18	0.90
2	Étanchéité multicouche	0.02	6	0.12
3	Papier kraft	-	-	0.05
4	Forme de pente	0.1	22	2.20
5	Film polyane	-	-	0.05
6	Liège (isolant thermique)	0.04	4	0.16
7	Pare vapeur	0.01	6	0.06
8	Planche corps creux	0.16+0.04	-	2.80
9	Enduit de plâtre	0.02	10	0.20
10	Toiture	-	-	1,198
TOTAL				G = 7.905

b. Charges d'exploitations :

Terrasse inaccessible : Q = 1 KN/m2

- **Plancher étage courant :**

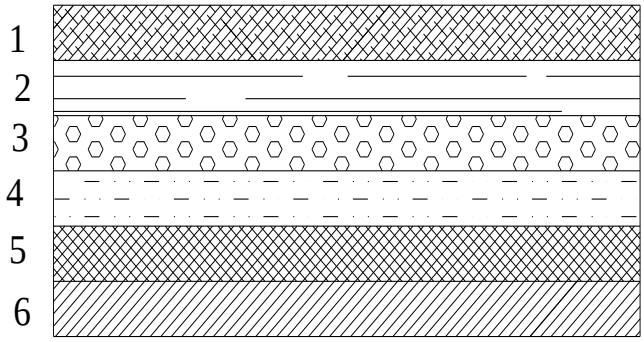


Figure II.4 Composants d'un plancher étage courant

a. Charges permanentes :

Tableau IV.2 Charge permanente du plancher courant

N	Composants	Épaisseur (m)	Poids volumiques (KN/m3)	Poids surfacique (KN/m2)
1	Carrelage	0.02	22	0.44
2	Mortier de pose	0.02	20	0.40
3	Lit de sable	0.03	18	0.54
4	Planche corps creux	0.16+0.04	-	2.80
5	Enduit de plâtre	0.02	10	0.20
6	mur simple cloison	0.14	-	1.62
TOTAL				G = 6.00

b. Surcharges d'exploitation :

Le plancher courant : Q = 1.50 KN/m^2.

IV.5 .4 Dalle pleine :

- **Dalle pleine de la terrasse**

Charges permanentes :

Tableau IV.3 Charge permanente due aux Dalle pleine de la terrasse

N	Composants	Épaisseur (m)	Poids volumiques (KN/m3)	Poids surfacique (KN/m2)
1	Toiture			1.46
2	Etanchéité multicouche	0.02	6	0.12
3	Papier Kraft	-	-	0.05

5	Film polyane	-	-	0.05
6	Liège (isolant thermique)	0.04	4	0.16
7	Pare vapeur	0.01	6	0.06
8	Dalle pleine	0.15	25	3.75
9	Enduit de ciment	0.02	18	0.36
TOTAL				G = 6.01

Charges d'exploitations :

Pour les balcons de terrasse on a : Q = 1 KN/m^2.

- **Dalle pleine d'étage courant**

a. Charges permanentes :

Tableau IV.4 Charge permanente due aux dalle pleine d'étage

N	Composants	Épaisseur (m)	Poids volumiques (KN/m3)	Poids surfacique (KN/m2)
1	Carrelage	0.02	22	0.44
2	Mortier de pose	0.02	20	0.40
3	Lit de sable	0.03	18	0.54
4	Dalle pleine	0.15	25	3.75
5	Enduit de ciment	0.02	18	0.36
TOTAL				G = 5.49

b. Charges d'exploitations :

Pour les balcons d'étage on a :Q = 1.5 KN/m².

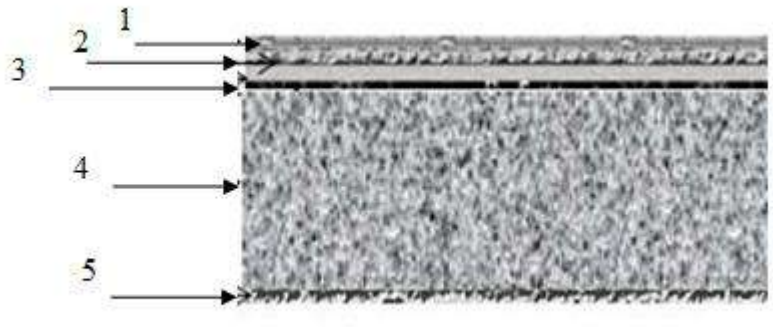


Figure IV.5 Composants d'un dalle pleine d'étage courant

IV.5 .5Maçonnerie:

Murs intérieurs (simple cloison):

Tableau IV.4 Charge permanente des murs intérieurs

N	Composants	Épaisseur (m)	Poids volumiques (KN/m3)	Poids surfacique (KN/m2)
1	Enduit en ciment	0.02	18	0.36
2	Brique creuse	0.10	90	0.90
3	Enduit en ciment	0.03	18	0.36
TOTAL				1.62

Murs extérieurs (double cloison):

Tableau IV.5 Charge permanente des murs extérieurs

N	Composants	Épaisseur (m)	Poids volumiques (KN/m^3)	Poids surfacique (KN/m^2)
1	Enduit en ciment	0.02	18	0.36
2	Brique creuse	0.10	90	0.90
3	Lame d'aire	0.05	-	-
4	Brique creuse	0.10	90	0.90
5	Enduit en ciment	0.02	18	0.36
TOTAL				2.52



simple cloison double cloison

Figure IV.6. Coupe de mur en maçonnerie

IV.6 Pré dimensionnement des poutres :

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

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

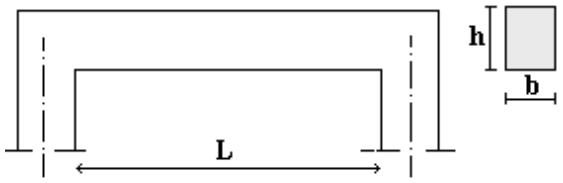


Figure IV.7 Dimensionnement de la poutre

- ♦ 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
- ➢ 0.3h ≤ b ≤ 0.7h

Les dimensions minimales de poutres exigées par le Règlement RPA99 Version 2003

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

Poutres principales :

Conditions de résistance :

Lmax = 4.15 m ⇒ 27.66 cm ≤ h ≤ 41.5 cm h ≥ L/12.5⇒ h ≥ 33.5cm

on adopte : h = 35cm

⇒ 10.5 cm ≤ b ≤ 24.5cm b ≥30

on adopte b = 30 cm

Vérification selon le RPA 99 :

h=35cm ≥ 30cm b=30cm≥20cm

h/b=1.16 ≤ 4 (conditions vérifies)

Condition de rigidité :

(h/L ≥ 1/16)

(h/L=0.0843) ≥ (1/16=0.0625) (condition vérifie)

Conclusion : h=35 cm b=30 cm

Poutres secondaires :

Conditions de résistance :

Lmax = 3.45m ⇒ 23cm ≤ h ≤ 34.5cm h ≥ L/12.5⇒ h ≥33.5cm

on adopte : h = 35 cm

⇒ 9 cm ≤ b ≤ 21 cm b ≥30

on adopte b = 30cm

Vérification selon le RPA 99 version 2003

h=35cm≥30cm

b=30cm≥20cm

h/b=1.16≤ 4 (conditions vérifies)

Condition de rigidité : (h/L ≥ 1/16)

(h/L=0.0843) ≥ (1/16=0.0625) (condition vérifie)

Conclusion : h=35 cm b=30 cm

Vérification de la flèche :

L=4.15m < 5m

$\bar{f}$ = 0.5cm+L/1000 =0.915cm

- **Plancher terrasse :**

- Poids propre de la poutre : Gp = 0.35 x 0.30 x 25 = 2.625 kN/ml.

- Poids propre du plancher terrasse : Gplancher = 7.905 x (3.6 -0.30) = 26,086 kN/ml.

- Qplancher = 1.00 x (3.6) = 3.6 KN/ml.

Poids total: Ptot = Gp + Gplancher + Qplancher = 32,311 kN/ml.

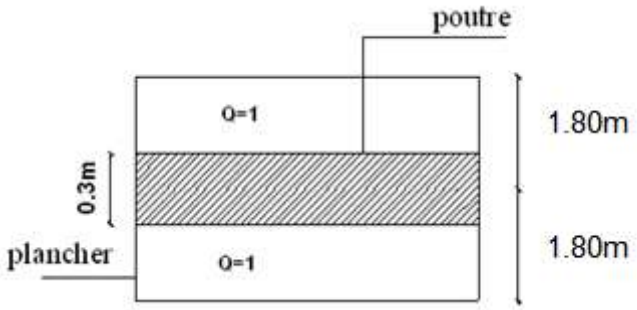


Figure IV.8 Charges supportées par la poutre principale (plancher terrasse)

- **Plancher courant :**

-Poids propre du plancher courant : Gplancher = 6 x (3.6 - 0.30) =19.8 kN/ml.

-Qplancher = 1.5 x (3.6)=5.4 kN/ml.

Poids total: Ptot = Gp + Gplancher + Qplancher =27.825 kN/ml.

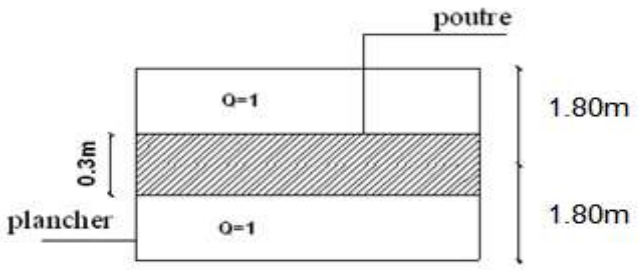


Figure IV.9 Charges supportées par la poutre principale (plancher courant)

Alors: on prend $P_{tot,max}$ = 32,311 kN/ml

La flèche de la poutre est calculée comme suit :

$f = \frac{5Pl^4}{384EI}$ I = bh3/12

$f \leq \bar{f}$

f = 12x5x 32,3115 x 4.15^4/ (384x32164.2x 0.30 x 0.35^3)

f = 0.79<0.83

Conclusion :

Pour les poutres principales (porteuses), on adoptera la section suivante :

(b x h)= (30x35)cm^2

IV.7 Pré dimensionnement des poteaux :

Ce sont des éléments porteurs verticaux en béton armé, ils constituent les points d'appuis pour transmettre les charges aux fondations. On dimensionne les poteaux, en utilisant un calcul basé sur la descente des charges permanentes et des surcharges exploitation à l'état limite ultime (Nu=1,35G+1,5Q), cette charge peut être majorée de 10% pour les poteaux intermédiaires voisins des poteaux de rive dans le cas des bâtiments comportant au moins trois travées donc dans notre cas cette charge devienne :(Nu*=1.1Nu).

D'après l'article B.8.4.1 de **CBA93** : l'effort normal agissant ultime Nu d'un poteau doit être au plus égal à la valeur suivante :

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

Avec :

γb: Coefficient de sécurité du béton tel que

- γb = 1,5 situation durable ou transitoire.
- γb =1,15 situation accidentelle.

γs : Coefficient de sécurité de l'acier tel que :

$\gamma s = 1{,}15$ situation durable ou transitoire.

$\gamma s = 1$ situation accidentelle.

$N u = 1{,}35\ G + 1{,}5\ Q$

G : poids propre des éléments qui sollicitent le poteau considéré

Q : surcharge d'exploitation qui sollicite le poteau

α : Coefficient de réduction destiné à tenir compte à la fois des efforts du second ordre et de l'excentricité additionnelle

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

λ : L'élancement du poteau considéré

$\lambda = \frac{L_f}{i}$; $i = \frac{b}{\sqrt{12}}$ (section carré)

Où :

i : Rayon de giration.

Lf : Longueur de flambement.

B : aire total de la section du poteau

AS : Section d'armatures dans le poteau prise égale à 0,1% de la section réelle du Poteau

$A = \frac{B}{1000}$.

f_{c28} : contrainte de compression du béton à 28 jours (Ici en prend f_{c28}= 25 MPa)

fe : contrainte limite élastique des aciers (Ici en prend fe = 400 MPa)

Br : la section réduite d'un poteau obtenue en déduisant de la section réelle 1cm d'épaisseur sur tout sa périphérique tel que :

Poteaux rectangulaires ……..$B\ r = (a - 0{,}02)\ (b - 0{,}02) m^2$

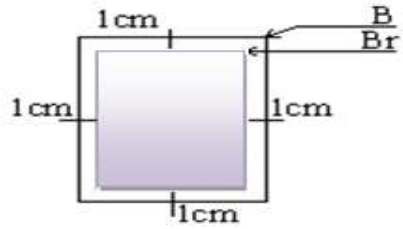


Figure IV.10 Section réduite du poteau

Calcul de la longueur de flambement L_F:

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

- 0.7xL_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 i.e. $(\frac{I}{L})$ que le poteau dans le sens considéré, et le traversant de part en part
- L_0: : dans les autres cas.

  L_0 =3.06 m: est comptée entre face supérieure de deux planchers consécutifs,

  Cas des étages courants.

  L_0 = 3.06 m : est comptée entre face supérieure de plancher étage avec la fondation,

  Cas de RDC.

  Pour les étages courants et le RDC on a : L_F = 0.7 L_0

IV.7.1Calcul de l'effort Nu :

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

on adopte:

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

Tableau IV.6 Calcul de$\bar{N}_u$

	Dimension	Br (mm²)	λ	α	As (mm²)	$\overline{N_U}$ (kN)
le 6ème étage	30x30	78400	24.73	0.772	90	1146.18
le 5ème étage	30x30	78400	24.73	0.772	90	1146.18
le 4ème étage	35x35	108900	21.20	0.791	122.5	1628.8867
le 3ème étage	35x35	108900	21.20	0.791	122.5	1628.8867
le 2ème étage	35x35	108900	21.20	0.791	122.5	1628.8867
le 1er étage	40x40	144400	18.55	0.804	160	2194.6999
le RDC	40x40	144400	18.55	0.804	160	2194.6999

IV.7.2 La surface reprise par le poteau :

- La surface pour le RDC et le 1^{er} étage :

$S = [(2.075 + 2.075).1.725].2 - (0.05^2).2 \Rightarrow \quad S = 14.1325\ m^2$

- La surface pour le$2^{ème}$, le $3^{ème}$ et le $4^{ème}$ étage :

$S = [(2.075 + 2.075).1.725].2 - (0.025^2).2$

$S = 14.1472\ m^2$

- La surface pour le$5^{ème}$, et $6^{ème}$ étage :

$S = [(2.075 + 2.075).1.725].2 \Rightarrow S = 14.14845\ m^2$

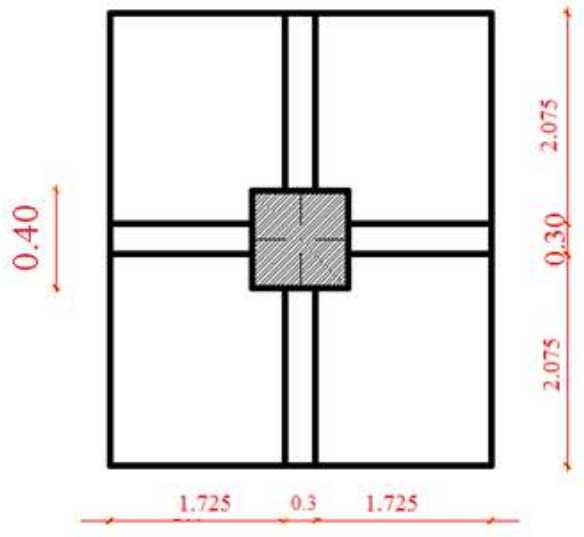


Figure IV.11 Surface reprise par le poteau le plus sollicité le RDC et le 1^{er} étage

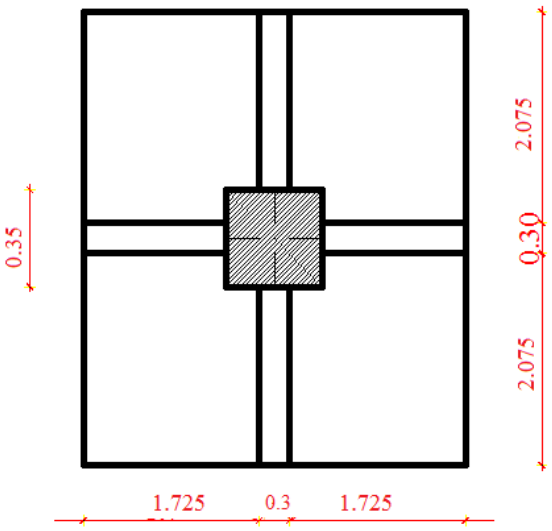


Figure IV.12 Surface reprise par le poteau le plus sollicité$2^{ème}$, le $3^{ème}$ et le $4^{ème}$ étage

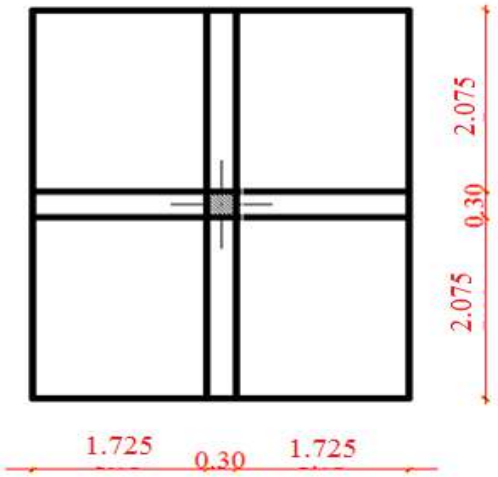


Figure IV.13 Surface reprise par le poteau le plus sollicité 5ème, et 6ème étage

IV.7.3 Descente des charges : [3] ►► [Art 6.3] ◄◄

a. Charges d'exploitation :

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

$$Q_0 + \frac{3+n}{2n} x(Q_1 + Q_2 + \cdots \quad + Q_n)$$

Avec :

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

Q_0 : La charge d'exploitation sur la terrasse.

$Q_1, Q_2, \ldots\ldots, Q_n$: Les charges d'exploitations des planchers respectifs.

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

pour déterminer les surcharges d'exploitation,

on adopte la loi de dégression suivante :

les surcharges des planchers sont différentes :

Plancher terrasse : $Q_0 = 1{,}00$

Plancher $5^{ème}$ étage : $Q_0+Q_1 = 2{,}50$

Plancher $4^{ème}$ étage : $Q_0+0{,}95(Q_1+Q_2) = 3{,}85$

Plancher $3^{ème}$ étage : $Q_0+0{,}90(Q_1+Q_2+Q_3) = 5{,}05$

Plancher $2^{ème}$ étage : $Q_0+0{,}85(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4) = 6{,}10$

Plancher 1^{er} étage : $Q_0+0{,}80(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5) = 7{,}00$

Plancher RDC : $Q_0+0,75(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6) = 7,75$

Tableau IV.7 Détermination des charges d'exploitations

	q (kN/m²)	Q (kN)		$\frac{3+n}{2n}$	Qcum (kN)
le $6^{ème}$ étage	1	Q_0	14.148		14.148
le $5^{ème}$ étage	1.5	Q_1	21.222	1	35.37
le $4^{ème}$ étage	1.5	Q_2	21.220	0.95	54.468
le $3^{ème}$ étage	1.5	Q_3	21.220	0.90	71.443
le $2^{ème}$ étage	1.5	Q_4	21.220	0.85	86.297
le 1^{er} étage	1.5	Q_5	21.198	0.8	99.012
RDC	1.5	Q_6	21.198	0.75	109.606

Charges permanentes et Nu :

Tableau IV.8 Vérifications du ($1.1Nu \leq \bar{N}_u$)

	Eléments	G (kN)	G (kN)	Gcum (kN)	Q cum (kN)	Nu (kN)	1.1Nu (kN)	$\bar{N}_u$ (kN)	1.1 Nu $\leq \bar{N}_u$
$6^{ème}$ étage	Poutre P	10.893	140,383	140,383	14.148	210,739	231,812	1146.18	CV
	Poutre S	10.762							
	Poteau	6.885							
	Plancher	111,84							
$5^{ème}$ étage	Poutre P	10.893	113,332	253,715	35.369	395,568	435,125	1146.18	CV
	Poutre S	10.762							
	Poteau	6.885							
	Plancher	84,888							
$4^{ème}$ étage	Poutre P	10.893	113.442	367,157	54.468	577,363	635,1	1628.886	CV
	Poutre S	10.762							
	Poteau	6.885							
	Plancher	84.882							
$3^{ème}$ étage	Poutre P	10.893	113.442	480,599	71.443	755,973	831,570	1628.8867	CV
	Poutre S	10.762							
	Poteau	6.885							
	Plancher	84.882							
$2^{ème}$ étage	Poutre P	10.893	113.442	594,041	86.297	931,4	1024,540	1628.8867	CV
	Poutre S	10.762							
	Poteau	6.885							
	Plancher	84.882							
1^{er} étage	Poutre P	10.893	113,352	707,393	99.012	1103,498	1213,848	2194.6999	CV
	Poutre S	10.762							
	Poteau	6.885							
	Plancher	84.792							

RDC	Poutre P	10.893	113,352	820,745	109.606	1272,414	1399,656	2194.6999	CV
	Poutre S	10.762							
	Poteau	6.885							
	Plancher	84.792							

IV.7.4 Vérification selon le RPA99 version 2003 ►► [Art 7.5.1] ◄◄ :

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

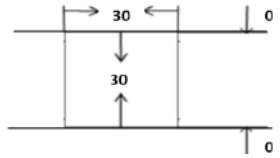
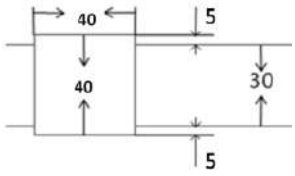
Tableau IV.9 vérifications de coffrage des poteaux

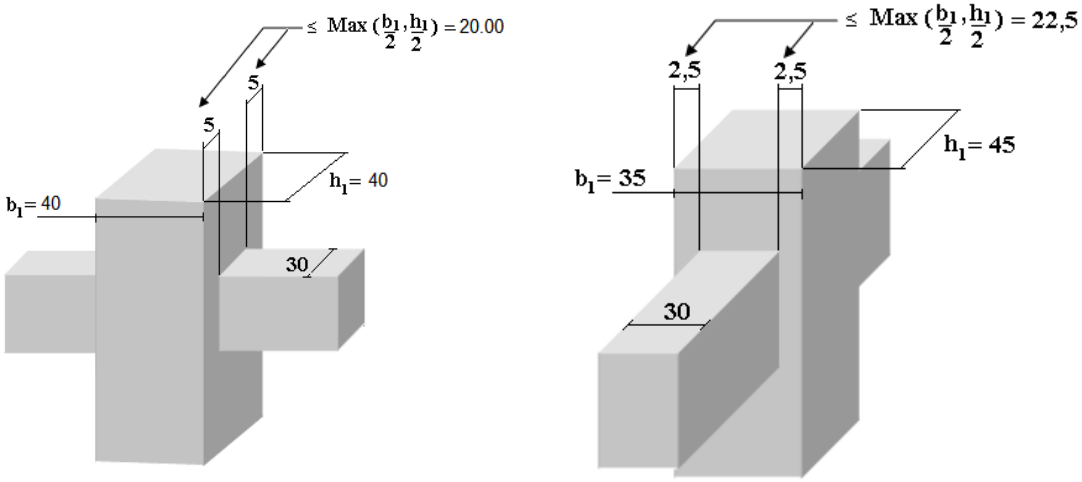
Condition à vérifier	Application de condition	Vérification
Min (b1, h1)≥25cm	Min (b1, h1) = 30cm ≥25 cm	CV
Min (b1, h1) ≥ he /20	Min (b1, h1) =30cm≥ (he/20) = (3.06 – 0.35)/20=13.55 cm	CV
0.25 ≤ (b1/h1) ≤ 4	0.25 ≤ (b1/h1)=1 ≤ 4	CV

IV.7.4 Vérification aux zones nodales selon RPA99 version 2003►► [Art 7.5.1] ◄◄ :

Pour la zone IIa on a :

- bmax ≤ 1.5h1+b1
- d ≤ Max (b1/2;h1/2)

	bmax (cm)	h1 (cm)	b1 (cm)	bmax≤ 1.5h1+b1	d (cm)	Max (b1/2;h1/2)	d ≤ Max (b1/2;h1/2)
	**30**	**30**	**30**	**Oui**	**0**	**15**	**Oui**
	**30**	**40**	**40**	**Oui**	**5**	**20.00**	**Oui**



les poutres secondaires les poutres principales

Figure IV.14 Les poutres principales et poutres secondaires

IV.8. Pré dimensionnement des voiles :

Le Pré dimensionnement des voiles de contreventement en béton armé est justifié par **l'article 7.7.1 des RPA99/Version2003**. Les voiles servent d'une part à contreventer le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux (séisme et vent) et d'autre part de reprendre une partie des efforts verticaux qu'ils transmettent aux fondations.

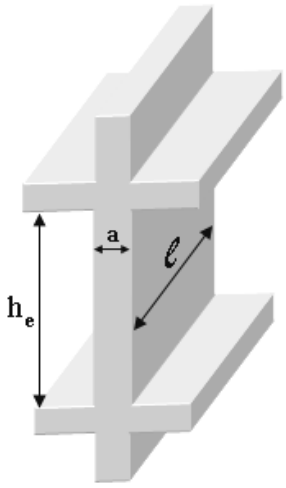
Seuls les efforts de translation seront pris en compte, ceux induit par la rotation ne sont pas connues dans le cadre de ce pré dimensionnement. D'après l'article 7.7.1 de RPA 99 Version2003.

- sont considérés comme voiles les éléments satisfaisants la condition

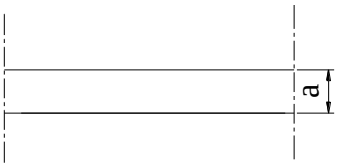
L > 4a telle que L : longueur de voile

a : épaisseur de voile.

-L'épaisseur minimale du voile est de15 cm. De plus l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage He et des conditions de rigidité aux extrémités selon les Formules suivantes :



. $a \geq h_e / 20$



. $a \geq h_e / 22$

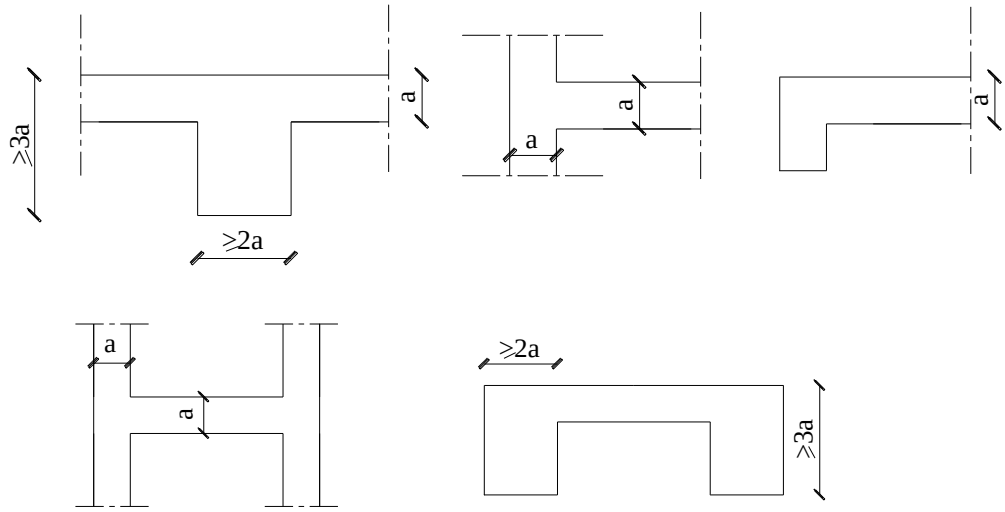


Figure IV.15 Coupe de voile en plan.

Donc:

- a ≥Max(15 cm ; he/25; he/22)

$$a \geq \text{Max}\left\{15\text{cm}; \frac{h_e}{22}\right\}$$

$h_e = 271\text{cm} \Rightarrow$ a =15cm

CHAPITRE V

CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES

CHAPITRE V

CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES

V.1. Les escaliers:

Un escalier est une suite de plans horizontaux disposés en gradins, afin de permette de se déplacer à pied d'un niveau à un autre.

V.1.1 Caractéristiques techniques :

On a un seul type d'escalier droit à 3 volées avec 2 paliers intermédiaires. Le schéma statique de ce type d'escalier et comme suit:

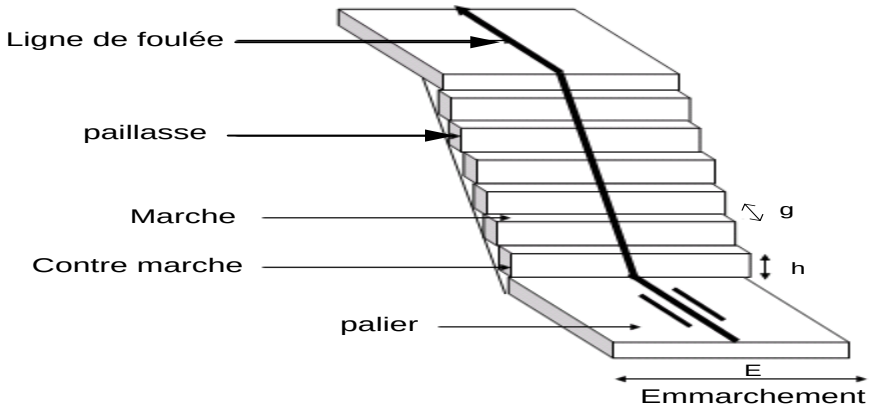


Figure V.1 Représentation d'un escalier

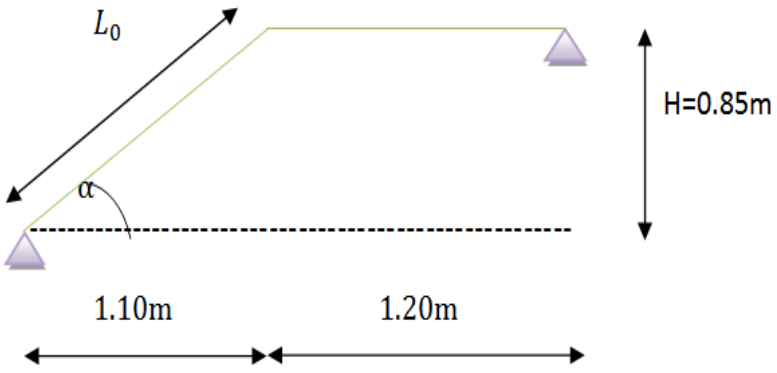


Figure V.2 Dimensions de l'escalier -1^{ier} volée-

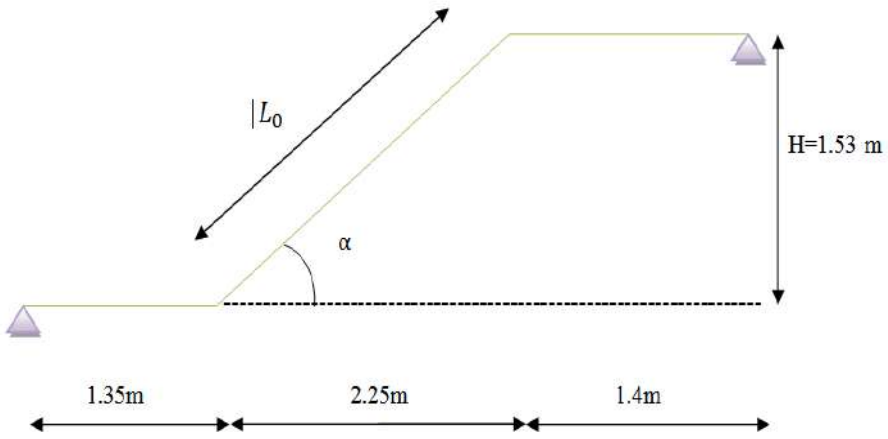


Figure V.3 Dimensions de l'escalier - $2^{ème}$ volée

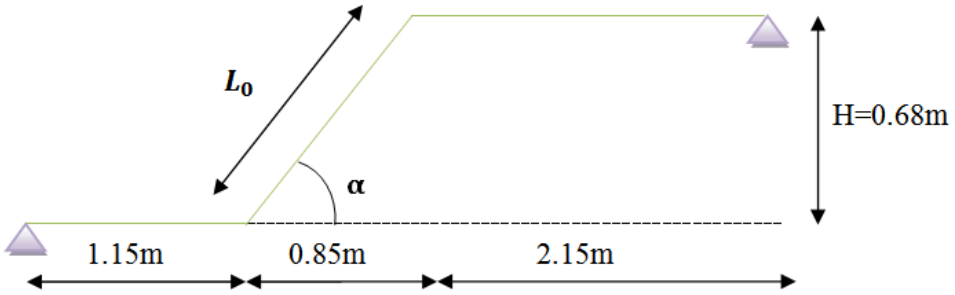


Figure V.4 Dimensions de l'escalier - $3^{ème}$ volée –

- **L'angle d'inclinaison α:**

$$tg\alpha = \frac{H}{L}$$

- **Longueur de la paillasse :**

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

On utilisant la formule de **Blondel** [4] ►► **[Art 4.1.3]** ◄◄ pour déterminer g, h, n.

Avec: g: largeur de la marche.

h: hauteur de la contremarche.

n: le nombre de contremarches.

59cm ≤ g + 2h ≤ 66cm,

$$g = \frac{L}{n-1} \qquad h = \frac{H}{n}$$

Détermination de n, g, h :

$$\begin{cases} -66n^2+(66+2.H+L)n-2.H \leq 0 \\ -59n^2+(59+2.H+L)n-2.H \leq 0 \end{cases}$$

- **Epaisseur de la paillasse:**

condition de résistance

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

Le résultat dans le tableau suivant :

Tableau V.1 Détermination des éscalier

	H (m)	L (m)	α	L_0	n	g (cm)	h (cm)	e (cm)
Volée -1-	0.85	1.10	37.66	1.39	5	28	17	7
Volée -2-	1.53	2.25	34.21	2.72	9	28	17	15
Volée -3-	0.68	0.85	38.66	1.08	4	28	17	12

Conclusion :

on adopte pour tous les volées

e = 15 cm

V.1.2. Evaluation des charges et surcharges :

V.1.2.a. Charge permanente :

Tableau V.2 Charge permanente de la paillasse de l'escalier -Volée -1-

N°	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m^3)	Poids surfacique (kN/m^2)
1	Carrelage	0.02	22	0.44
2	Mortier de pose	0.02	20	0.40
3	Lit de sable	0.03	18	0.54
4	Poids propre de la marche	0.17/2	25	3.125
5	Poids propre de la paillasse	0.15/cos α	25	3.15
6	Enduit en ciment	0.02	18	0.36
Charge permanente				7.015

Tableau V.3 Charge permanente de la paillasse de l'escalier -Volée -2-

N°	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m^3)	Poids surfacique (kN/m^2)
1	Carrelage	0.02	22	0.44
2	Mortier de pose	0.02	20	0.40
3	Lit de sable	0.03	18	0.54
4	Poids propre de la marche	0.17/2	25	3.125
5	Poids propre de la paillasse	0.15/cos α	25	3.023
6	Enduit en ciment	0.02	18	0.36
Charge permanente				6.888

Tableau V.4 Charge permanente de la paillasse de l'escalier -Volée -3-

N°	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m^3)	Poids surfacique (kN/m^2)
1	Carrelage	0.02	22	0.44
2	Mortier de pose	0.02	20	0.40
3	Lit de sable	0.03	18	0.54
4	Poids propre de la marche	0.17/2	25	3.125
5	Poids propre de la paillasse	0.15/cos α	25	3.20
6	Enduit en ciment	0.02	18	0.36
Charge permanente				7.065

Tableau V.5 Charge permanente du palier de repos de l'escalier

N°	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m^3)	Poids surfacique (kN/m^2)
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 en ciment	0.02	18	0.36
Charge permanente				4.24

V.1.2.b. Surcharge d'exploitation:

Le palier: $Q = 2.5kN/m^2$

La paillasse: $Q = 2.5kN/m^2$

V.1.3. Détermination des sollicitations:

E.L.U: $q_u = 1.35G + 1.5Q$

E.L.S : $q_{ser} = G+Q$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant:

Tableau V.6 Combinaison des charges de l'escalier de l'escalier

	-Volée1-		-Volée2-		-Volée3-	
	Palier	Paillasse	Palier	Paillasse	Palier	Paillasse
G (kN/ml)	4.24	7.015	4.24	6.888	4.24	7.065
Q (kN/ml)	2.5	2.5	2.5	2.5	2.5	2.5
q_u (kN/ml)	9,474	13,220	9,474	9,388	9,474	9,565
q_{ser} (kN/ml)	6.74	9.515	6.74	13,048	6.74	13,287

V.1.4. Détermination des efforts:

Volée -1-

- **A l'E.L.U:**

Charge équivalente :

$q_{eq}=\frac{q_1.L_1+q_2.L_2}{L_1+L_2}$

on a : L_1=1.10 m

L_2=1.20 m

Alors : **q_{eq}= 11,265 KN/ml**

Calcul des moments : *l=2.3 m*

moment isostatique : $M_0=\frac{q_{eq}.l^2}{8}$ = **7,449KN.m**

moment en travée : M_t= 0.85.M_0= **6,331KN.m**

moment sur appui : M_a= 0.30.M_0= **2,2348065KN .m**

Calcul de l'effort tranchant :

$V_u=\frac{q_{eq}.l}{2}$ = 12,954 kN

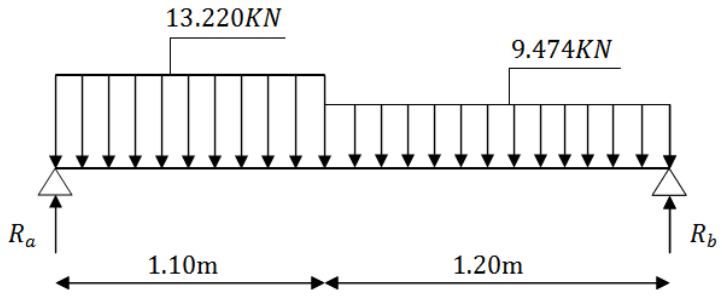


Figure V.5 Schéma statique des efforts du l'escalier à l'E.L.U -Volée1-

- **L'E.L.S :**

  Charge équivalente :

  $q_{eq}=\frac{q_1.L_1+q_2.L_2}{L_1+L_2}$

  on a : L_1=1.10 m

  L_2=1.20 m

  Alors : **q_{eq}= 18,554KN/ml**

  Calcul des moments : *l=2.3 m*

  moment isostatique : $M_0=\frac{q_{eq}.l^2}{8}$ = **12,269 kN.m**

  moment en travée : M_t= 0.85.M_0= **10,428 kN.m**

  moment sur appui : M_a= 0.30.M_0= **3,680 kN .m**

Calcul de l'effort tranchant :

$V_u = \frac{q_{eq}.l}{2}$ = 21,337 kN

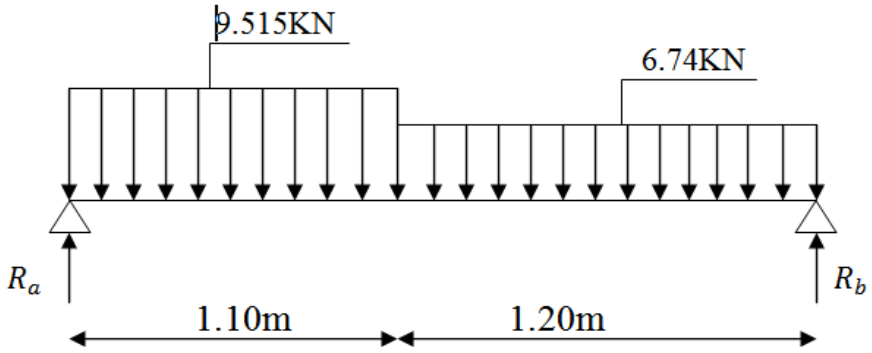


Figure V.6 Schéma statique des efforts du l'escalier à l'E.L.S –Volée1-

Volée -2-

- **A l'E .L .U:**

Charge équivalente :

$$q_{eq} = \frac{q_1.L_1 + q_2.L_2 + q_3.L_3}{L_1 + L_2 + L_3}$$

on a : L_1=1.35 m

L_2= 2.25 m

L_3= 1.40 m

Alors : **q_{eq}= 9,435KN/ml**

Calcul des moments : *l=5.00 m*

.moment isostatique : $M_0 = \frac{q_{eq}.l^2}{8}$ = **29,485 KN.m**

.moment en travée : M_t= 0.85.M_0= **25,062 KN.m**

.moment sur appui : M_a= 0.30.M_0= **8,845 KN .m**

Calcul de l'effort tranchant :

$V_u = \frac{q_{eq}.l}{2}$ = 23,587KN

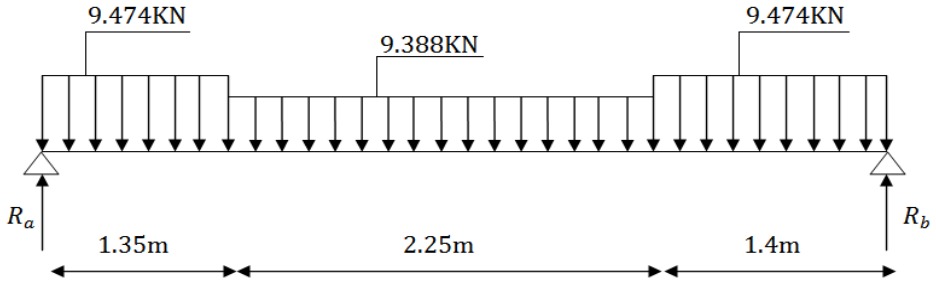


Figure V.7 Schéma statique des efforts du l'escalier à l'E.L.U –Volée 2-

- **L'E.L.S :**

Charge équivalente :

$$q_{eq} = \frac{q_1.L_1 + q_2.L_2 + q_3.L_3}{L_1 + L_2 + L_3}$$

on a : L_1=1.35 m

L_2= 2.25 m

L_3= 1.40 m

Alors : **q_{eq}= 9,578KN/ml**

Calcul des moments : *l=5.00 m*

moment isostatique : $M_0 = \frac{q_{eq}.l^2}{8}$ = **29,933 KN.m**

moment en travée : M_t= 0.85.M_0= **25,443 KN.m**

moment sur appui : M_a= 0.30.M_0= **14,9665KN .m**

Calcul de l'effort tranchant :

$$V_u = \frac{q_{eq}.l}{2} = 23{,}945 \text{ kN}$$

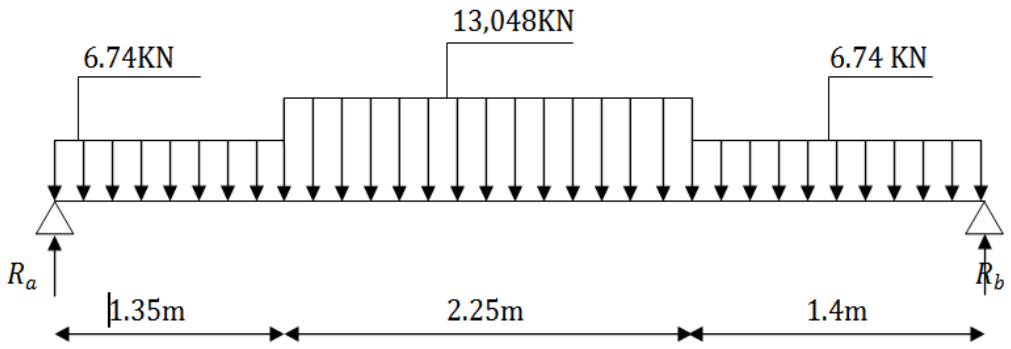


Figure V.8 Schéma statique des efforts du l'escalier à l'E.L.S –Volée 2-

Volée -3-

- **A l'E .L .U:**

Charge équivalente :

$$q_{eq} = \frac{q_1.L_1 + q_2.L_2 + q_3.L_3}{L_1 + L_2 + L_3}$$

on a : L_1=1.15 m

L_2= 0.85 m

L_3= 2.15 m

Alors : $\mathbf{q_{eq}}$**= 9,492KN/ml**

Calcul des moments : *l=4.15 m*

.moment isostatique : $M_0 = \frac{q_{eq}.l^2}{8}$ = **20,435KN.m**

.moment en travée : $M_t = 0.85.M_0$= **17,370KN.m**

.moment sur appui : $M_a = 0.30.M_0$= **6,130KN .m**

Calcul de l'effort tranchant :

$V_u = \frac{q_{eq}.l}{2}$ = 19,695KN

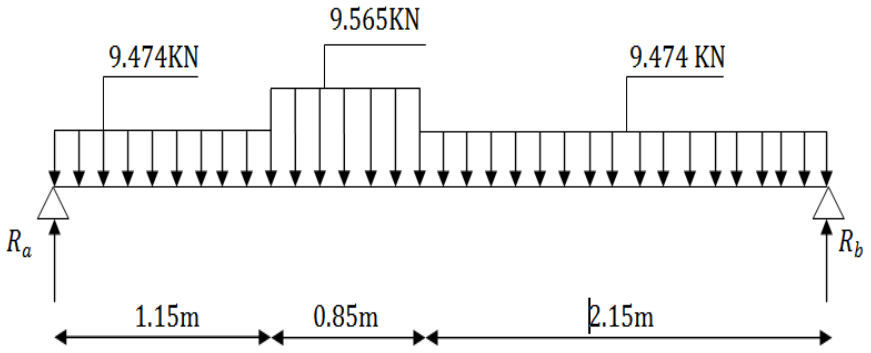


Figure V.9 Schéma statique des efforts du l'escalier à l'E.L.U –Volée 3-

- **L'E.L.S :**

Charge équivalente :

$q_{eq} = \frac{q_1.L_1 + q_2.L_2 + q_3.L_3}{L_1 + L_2 + L_3}$

on a : L_1=1.15 m

L_2= 0.85 m

L_3= 2.15 m

Alors : $\mathbf{q_{eq}}$**= 8,080KN/ml**

Calcul des moments : *l=4.15 m*

.moment isostatique : $M_0 = \frac{q_{eq}.l^2}{8}$ = **17,396 KN.m**

.moment en travée : $M_t = 0.85.M_0$= **14,787 KN.m**

.moment sur appui : $M_a = 0.30.M_0$= **5,219 KN .m**

Calcul de l'effort tranchant :

$V_u = \frac{q_{eq}.l}{2}$ = 16,766 KN

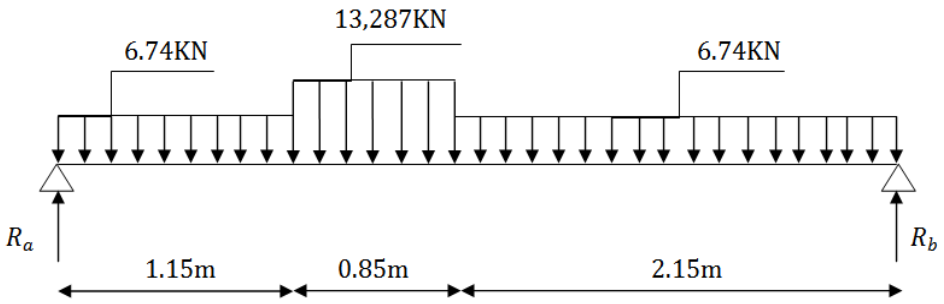


Figure V.10 Schéma statique des efforts du l'escalier à l'E.L.S –Volée 3-

V.1.4. Ferraillage des escaliers :

L'escalier est un élément qui n'est pas exposé aux intempéries, donc les fissurations sont considérées comme peu nuisible ; la section est soumise à la flexion simple.

Tableau V.7 Les données

Béton	f_{c28} = 25 MPa	$\gamma_b = 1.5$	f_{bu}= 14.2 MPa	c = 2 cm
	f_{t28} = 2.1 MPa	b = 100 cm	h= 17 cm	d= 15 cm
Acier	FeE400	f_e=400MPa	γ_s = 1.15	σ_s = 348 MPa

$$f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b_0 d^2 f_{bu}}$$

$$A = \frac{M_u}{\beta d \sigma_s}$$

$$\alpha = 1.25 \times \left(1 - \sqrt{(1 - 2\mu)}\right)$$

$$\beta = 1\text{-}0.4\ \alpha$$

Tableau V.8 Calcul des sections d'acier de l'escalier

	Mu (kN.m)	μ	β	A (cm²)	A' (cm²)	Aadopt (cm²)
En travée	25,062	0.078	0.959	5.00	0	5HA12=5.65
En appuis	14,742	0.046	0.976	2.89	0	4HA10=3.14

V.1.4. A. Condition de non fragilité :

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

En travées: A=5.65cm^2 $\geq A_{min} = 1.00\ cm^2$ CV

En appuis : A=3.14cm^2 $\geq A_{min} = 1.00\ cm^2$ CV

V.1.4.B. Les armatures de répartition :

En travée : $A_r = \frac{A_s}{4}$ =1,412 cm² $on\ adopte : 4HA08 = 2.01\ cm^2$

$En\ appuis : A_r = 0{,}785\ cm^2$ on adopte : 3HA08 = 1.51 cm²

V.1.4. C. Vérification de l'espacement :

Les armatures longitudinales :

En travées: St =100/5 = 20 cm ≤ min [3h=45cm; 33cm] = 33cm

En appuis : St=100/4 = 25cm ≤ min [4h=45cm;45cm]=45cm

Les armatures de répartitions :

En travées: St =100/4 = 25 cm ≤ min [3h=45cm; 33cm] = 33cm

En appuis : St=100/3 = 33.33cm ≤ min [4h=45cm;45cm]=45cm

V.1.4. D. Vérification à l'E.L.S :

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

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

Tableau V.9 Vérification du ferraillage de l'escalier à l'E.L.S

	En travées	En appuis
A_s (cm²)	5.65	3.14
M_{ser}(kN.m)	25,443	14,966
Y (cm)	$100y^2 + 30A_s y - 30A_s d = 0$ $\Rightarrow y = 4.26$	$100y^2 + 30A_s y - 30A_s d = 0 \Rightarrow y = 3.31$
I (cm^4)	$I = \frac{b.y^3}{3} + 15A_s(d-y)^2 \Rightarrow$ I =22138.45	$I = \frac{b.y^3}{3} + 15A_s(d-y)^2 \Rightarrow$ I = 14081.82
$\overline{\sigma}_b$ MPa	15	
σ_b MPa	$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y$ = 4.895	$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y$ = 3.517
$\sigma_b \leq \overline{\sigma}_b$	**CV**	**CV**

V.1.4. E. Vérification de l'effort tranchant :

$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 d} = \frac{23.587 \times 10^3}{1000 \times 150} = 0.157$ MPa

On considère la fissuration comme peu nuisible :

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

τ_u = 0.157 MPa < $\overline{\tau_u}$ = 3.33 MPa **29,485** **CV**

V.1.4.F. Vérification de la flèche :

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

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{17}{500} = 0.03 \leq 0.062 \rightarrow c.n.v$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{20M_0} \Rightarrow 0.03 \leq 0.04 \rightarrow c.n.v$$

$$\frac{A}{b.d} \leq \frac{2}{f_e} \Rightarrow \frac{5.65}{100 \times 15} = 0.003 \leq 0.005 \rightarrow c.v$$

On à deux conditions sont non vérifiées , on passe au calcul de la flèche par « la méthode exposée » dans les références du béton armé ; selon les règles de **BAEL 91.**

* **Calcul de la flèche :**

Selon la méthode de BAEL 91 la flèche totale est donnée par :

$$\Delta f = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi}$$

f_{gi} f_{gv} **:** les flèches due à l'ensemble des charges permanentes.

f_{ji}**:** la flèche due à l'ensemble des charge appliquée au moment de la mise en ouvre des cloison

f_{pi} **:** la flèche due à l'ensemble des charges permanentes et d'exploitation supportées par l'élément considéré

Calcul le moment d'inertie de la section homogène « I_0 » :

$$I_0 = \frac{b.h^3}{12} + b.h\left[\frac{h}{2} - y\right]^2 + 15A_s(d-y)^2$$

$$y = \left[\frac{b.h^2}{2} + 15A_s.d\right] / \left[b.d + 15A_s\right]$$

Calcul les coefficients :

* $\lambda_i = 0.05 \frac{f_{t28}}{2\rho}$ = 2.792 Pour les déformations instantanées,

* $\lambda_v = \frac{2\lambda_i}{5}$ = 1.117 pour les déformations de longue durée,

$\rho = \frac{A_s}{b.d}$ =0.0188 β_1 = 0.976 (Tableau)

E_{i28} = 32164,20MPa

E_{v28} = 10818,87MPa

- **flèche instantanée due à G ; « f_{gi} » :**

. Calcul du contrainte :

* $\sigma_s = \dfrac{M_s}{\beta_1 dA}$ $\beta_1 = 0.976$

* $\mu = 1 - \left[\dfrac{1.75.f_{t28}}{4\rho.\sigma_s + f_{t28}}\right]$

* $I_{fi} = \dfrac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i.\mu}$

* $f_{gi} = \dfrac{M_s.L^2}{10.E_i.I_{fg}}$

- **flèche diffère due à G : « f_{gv} » :**

* $I_{fv} = \dfrac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v.\mu} =$ * $f_{gv} = \dfrac{M_s.L^2}{10E_v.I_{fv}} =$

Tableau V.10 Vérification de la flèche de l'escalier

A (cm²)	M_{ser} (KN.m)	ρ%	σ_s (MPa)	μ	y (cm)	I_0 (cm⁴)
5.65	25,443	1.88	307.594	0.854	9.92	46153.071
I_{fi} (cm⁴)	I_{fv} (cm⁴)	f_{gi} (mm)	f_{gv} (mm)	Δf (mm)	f_{adm} (mm)	$\Delta f \leq f_{adm}$
14996.55	25982.86	13.18	22.62	9.44	10	CV

V.1.5. Calcul de la poutre palière:

La poutre palière : c'est une poutre partiellement encastrée à l'extrémité dans les poteaux et soumise à la flexion et à la torsion.

Ces sollicitations sont dues à son poids propre plus le poids du mur et à l'action du palier. La poutre palière sert d'encastrement au palier, prévue pour être un support d'escalier elle est normalement noyée dans l'épaisseur du palier.

on a une poutre brisé.

V.1.5.1.Pré dimensionnement:

La longueur de la poutre: L =2.30 m

L = 2.30 m => 15.33 ≤ h ≤ 23 => h = 30 cm

L = 2.30 m => 9 ≤ b ≤ 21 => b = 30 cm

la section de notre poutre est : (b x h) = (30x 30) cm2

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

b = 30cm ≥ 20cm. (C.V)

h = 30cm ≥ 30cm. (C.V)

h/b = 1 < 4 (C.V)

V.1.5 Calcul de la poutre palière:

La poutre palière : c'est une poutre partiellement encastrée à l'extrémité dans les poteaux et soumise à la flexion et à la torsion.

Ces sollicitations sont dues à son poids propre plus le poids du mur et à l'action du palier. La poutre palière sert d'encastrement au palier, prévue pour être un support d'escalier elle est normalement noyée dans l'épaisseur du palier.

V.1.5.1 Pré dimensionnement:

La longueur de la poutre: L =2.30 m

L = 2.30 m => 15.33 ≤ h ≤ 23 => h = 30 cm

L = 2.30 m => 9 ≤ b ≤ 21 => b = 30 cm

la section de notre poutre est : (b x h) = (30x 30) cm2

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

b = 30cm ≥ 20cm. (C.V)

h = 30cm ≥ 30cm. (C.V)

h/b = 1 < 4 (C.V)

V.1.5.2.Charges revenants à la poutre:

$R_u = 23.587$ kN; $R_{ser} = 23.945$ kN

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

Poids de la double cloison : 2.21 x 2,52 = 5.56 kN/ml

$G_T = 7.82$ kN

$A \rightarrow B$

$$P_U = 1.35 \text{ x } G_T + R = 1{,}35\text{x } 7.82 + 23.587 = 34{,}14 \text{ kN/ml}$$

$$P_{SER} = G + R = 7.82 + 23.945 = 31{,}76 \text{ kN/ml}$$

$B \rightarrow C$

$G_{BC} = G_T / \cos\alpha = 9.45$ kN $\quad (\alpha = 34.21°)$

$$P_U = 1.35 \text{ x } G_{BC} + R = 1{,}35\text{x } 9.45 + 23.587 = 36.35 \text{ kN/ml}$$

$$P_{SER} = G + R = 9.45 + 23.945 = 33.40 \text{ kN/ml}$$

$C \rightarrow D$

$P_U = 1.35 \text{ x } G_T + R = 1{,}35\text{x } 7.82 + 23.587 = 34{,}14 \text{ kN/ml}$

$P_{SER} = G + R = 7.82 + 23.945 = 31{,}76 \text{ kN/ml}$

❖ **Tronçon AC :** poutre brisé

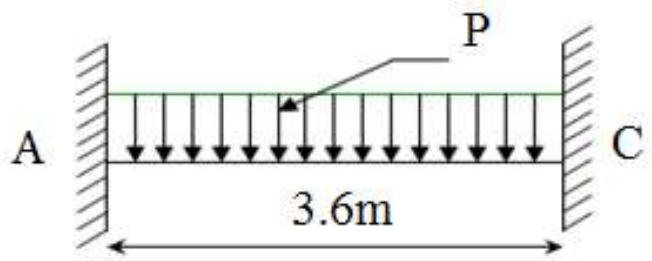


Figure V.11 Schéma statique de la poutre palière Tronçon AC

➢ **Charge équivalente :**

$$P_{eq} = \frac{p_1.L_1 + p_2.L_2}{L_1 + L_2}$$

on a : L_1=1.35 m L_2= 2.25 m

Alors : $\boldsymbol{P_{eq\ U}}$ **= 35,32 kN/ml**

$\boldsymbol{P_{eq\ SER}}$ **=32,78 kN/ml**

V.1.5.3 Calcul des efforts:

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

On a une poutre brisé parfaitement encastrée, on calcul les réactions (R_A, R_B) avec la méthode de RDM.

$R_A = R_B = PL/2$

M_{max} (Appuis) = $M_A = M_B = PL^2/12$

M_{max} (Travée) = $PL^2/24$

A .L'ELU :

Réaction d'appuis : $R_A = R_B$ = 63.57 kN

Effort tranchant : $T_{max} = R_A$ = 63.57 kN

Moment fléchissant : M_{max} (Travée) = 19.07 kN.m

M_{max} (Appuis) = 38.14 kN.m

B. L'ELS :

Réaction d'appuis : $R_A = R_B$ = 59.00 kN

Moment fléchissant : M_{max} (Travée) =17.70 kN.m

M_{max} (Appuis) = 35.40 kN.m

❖ **Tronçon CD :**

On étudier ce tronçon comme une console encastrée dans la poteau et libre dans l'autre coté qui chargée avec une surcharge du mur extérieur (double cloison).

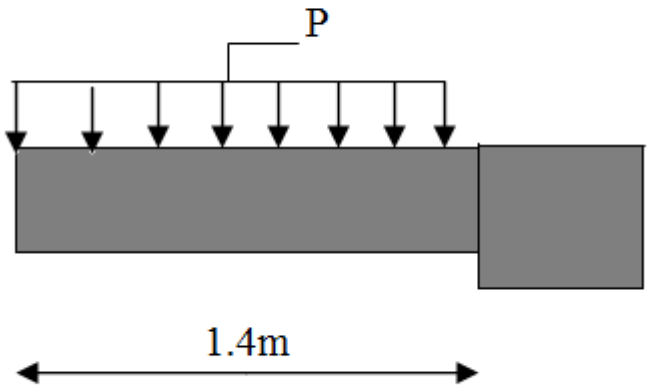


Figure V.12 Schéma statique de la poutre palière Tronçon CD

Calcul des sollicitations à ELU :

On a la combinaison à L .E.L.U :

q_u=*1.35G+1.5Q*……pour (1ml)

Charge permanente G :

G_1= 2.25 kN/ml ……poids de console.

G_2= 2,52 . 0.68= 1.71 kN/ml ……. (due au mur extérieur).

$G_T = 4.23$ kN/ml

Alors : P_U = 1,35G_T+R_u= 1,35. 4,23 +19,695 = 25.40 kN/ml

$P_{SER} = G_T + R_{ser} = 4.23 + 16{,}766 = 20{,}996$ kN/ml

Calcul des moments :

$M = Pl/2$

$M_U = 17{,}78$ kN.m

$M_{SER} = 14{,}69$ kN.m

V.1.5.4 Ferraillage de la poutre palière:

❖ **Tronçon AC**

a) Armatures longitudinales:

Le calcul des armatures longitudinales s'effectue en flexion simple à l'état limite ultime.

Acier : Acier : FeE400 ; $\gamma_s = 1.15$; $\sigma_s = 348$ MPa

Béton : $f_{c28} = 25$ MPa ; $\gamma_b = 1.5$; $\sigma_b = 14.2$ MPa

b=30cm, h=30cm, d=27cm, c =3cm, (fissuration peu nuisible)

Tableau V.11 Ferraillage de la poutre palière

	M (kN.m)	μ	A (cm^2)	A_{min} (cm^2)	A_{adp} (cm^2)	A (cm^2)
En travée	19.07	0.061	2.09	0.97	**4HA12**	4.52
En appuis	38.14	0.123	4.34	0.97	6HA12	6.78

V.1.5.5 Vérifications:

a) à L'ELS :

Tableau V.12 Vérification à l'ELS de la poutre palière

	M_{ser} (kN.m)	A(cm^2)	I (cm^4)	k (N/mm³)	Y (cm)	σ_b (MPa)	$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$
Travée	17.7	4.52	29257.113	0.6	9.01	5.45	C.V
appuis	35.4	6.78	39262.65	0.9	10.55	9.51	C.V

a) RPA99Version2003 ►►Art [7.5.2.1] ◄◄

$A_{min} = 0{,}5\%$ bh

$A_{max} = 4\%$ bh zone courante

$A_{max} = 6\%$ bh zone de recouvrement

Tableau V.13 Vérification vis-à-vis RPA99 version2003 de la poutre palière

	A(cm^2)	A min=4.5cm^2	A max=36cm^2	Correction
Travée	4.52	C.V	C.V	4HA12=4.52 cm^2
appuis	6.78	C.V	C.V	6HA12=6.78 cm^2

c. Vérification de l'effort tranchant:

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0.d} = \frac{63.57.10^3}{300.270} = 0{,}78\,\text{MPa}$$

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

$$\tau_u = 0{,}78\,\text{MPa} < \overline{\tau}_u = 3.33\,\text{MPa} \qquad \text{(C.V)}$$

c.1 .Vérification des armatures longitudinales :

$A_l \geq (\gamma_s \cdot Vu/f_e) \Longrightarrow 4.52\ \text{cm}^2 \geq 2.52\ \text{cm}^2$ (C.V)

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

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

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

V_u = 63.57 kN < 567 kN (C.V)

d. Armatures transversales:

$$\varphi_t \leq \text{Min}\left[\frac{h}{30} = 8{,}57\ ; \frac{b_0}{10} = 30;\ \varphi_l = 12\right] = 8{,}57mm$$

$$\varphi_t = 8\,\text{mm},\ a_t = \frac{\pi.\varphi_t^2}{4} = 0{,}5024cm^2$$

$A_t = a_t.n_t$ ($n_t = 4$).

A_t =2,009 cm^2 ,A_t =4HA8=2.01 cm^2

On doit vérifier:

$$S_t \leq \overline{S_t} = Min[0{,}9d; 40cm] = 24{,}3\text{cm}$$

$$S_t \leq \frac{0.9A_t.(f_e/\gamma_s)}{b(\tau_u - 0{,}3f_{t28})} = \frac{0{,}9.2{,}01.(235/1.15)}{30(0{,}78 - 0{,}3.2{,}1)} \Rightarrow S_t \leq 82.14\ \text{cm}$$

Donc on prend: $S_t = \overline{S_t}$ =24.3 cm

d.1. Section minimale d'armatures transversales:

$$A_t = 2{,}01cm^2 \geq A_{min} = \frac{0{,}4 \times 300 \times 243}{235} = 1{,}24cm^2 \qquad \text{(C.V)}$$

d.2.Vérification vis-à-vis RPA99Version2003 ►►Art [7.5.2.2] ◄◄

$S_t \leq [h/4; 12Ø_l]$

$S_t \leq$ Min [7,5; 16,8] = 7,5cm en zone nodale

$S_t \leq h/2$ = 15cm en zone courante

On adopte les valeurs suivantes:

- S_t = 7cm (zone nodale)
- S_t = 15cm (zone courante)

$A_{t\,min}$ =0,003. S_t. b≤ A_t

0, 003.15.30=1.35 cm^2 <2.01 cm^2 (C.V)

e. Vérification de la flèche:

$$\frac{h}{L}=\frac{30}{360}=0.08\geq\frac{1}{16}=0.0625 \quad \text{C.V}$$

$$\frac{h}{L}=0{,}08\geq\frac{1}{10}\frac{M_T}{M_0}=0.100 \quad \text{C.N.V}$$

$$\frac{A}{b_0.d}=\frac{4{,}52}{30\times27}=0.0047\leq\frac{4{,}2}{f_e}=0.0105 \quad \text{C.V}$$

Les conditions ne sont pas toutes vérifiées, alors le calcul de la flèche set nécessaire

Tableau V.14 Vérification de la flèche de l'escalier

A (cm^2)	M_{ser} (kN.m)	ρ%	σ_s (MPa)	μ	y (cm)	I_0 (cm^4)
4.52	17.7	0.007	153.47	0.334	15.84	76579.23
I_{fi} (cm^4)	I_{fv} (cm^4)	f_{gi} (mm)	f_{gv} (mm)	Δf (mm)	f_{adm} (mm)	$\Delta f \leq f_{adm}$
37265.98	56002.34	1.913	3.786	1.87	7.2	cv

❖ **Calcul de ferraillage : Tronçon CD**

Les résultats dans le tableau :

Tableau V.15 Ferraillage de la poutre palière Tronçon CD

section	b (cm)	d (cm)	M_u (kN.m)	μ	$A_{S\,min}$ (cm^2)	A_S (cm^2)	A_{adopte}
Appui	**30**	**27**	17,78	**0.057**	**0.97**	**1.95**	**4HA12=4.52**

Espacement maximal :

$S_t \leq$ min (3h; 33cm) = min (3×17; 33) cm = 33cm

Sur appui : S_t= 100/4= 25 cm ≤ 33cm……CV

Armature de répartition :

Sur appui : A_{rep} =A_{ado}/4= 4.52/4= 1.13 cm^2 ; on adopte : 3HA8= 2.01cm^2

Avec espacement de : $S_t \leq$ Min (4.h ; 45 cm)

Donc on prend : S_t=45 cm

a) Vérification à ELU :

Contrainte tangentielle du béton :

Fissuration non préjudiciable :

$\overline{\tau_u} = \min(0.2.f_{c28}/\gamma_b ; 5MPA) = 3.33$ MPa

Vu = P_U .l = 22.42 KN

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} = 0.43\,\text{MPa}$$

$\tau_u = 0.43\text{MPa} \leq \overline{\tau_u} = 3.33$ MPa ……..……..C.V

b) calcul à E.L.S :

Vérification des contraintes maximales du béton :

$$\gamma = \frac{Mu}{Ms} = \frac{17.78}{14.69} = 1.20$$

$$\alpha = 0.05 \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0.354 \quad \text{……CV}$$

Donc la vérification de la fissuration est inutile.

Vérification de la flèche :

$$\begin{cases} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{30}{140} = 0.214 \geq 0.062 \text{.....CV} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{20M_0} \Rightarrow 0.214 \geq 0.05 \text{.....CV} \\ \frac{A}{b.d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{4.52}{30 \times 27} = 0.005 \leq 0.01 \text{.....CV} \end{cases}$$

Donc le calcul de la flèche est inutile.

V.2. Les dalles pleines :

V.2.1. 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 deux types de la dalle pleine :

- Dalle pleine trapézoïdale encastrée sur un seul cotés de (3.45*0.90*1.4) m
- Dalle pleine rectangulaires encastrées sur 2 cotés de (3.7*1.85) m

✓ Pour des considérations pratiques ; on doit majorer l'épaisseur des dalle pleines à :

- e = 15 cm.

On va étudier le premier cas par la méthode des lignes de rupture et le deuxième cas par la méthode forfaitaire, puis on adopte les moments les plus défavorables pour ferrailler.

V.2.2.Méthode de calcul:

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

Cette méthode est plus exacte et plus puissante 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 rigide et doivent passer par l'intersection des axes de rotation de ces régions.
- l'axe de rotation se trouve toujours le long du support.

V.2.3.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.

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

Avec:

P : Charge totale

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.

$T_{int}=M\times L\times \theta$.

Avec :

M : Moment de flexion.

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

θ : Angle de rotation.

V.2.4.Calcul des actions :

Tableau V.16 les actions sur la dalle

	G (kN/m)	Q (kN/m)	P (kN/m)
ELU	6.01	3.5	13,363
ELS			9,51

V.2.5.Calcul du premier type de la dalle (Type 1) :

travail externe :

$T_{ext} = P.f.S \Rightarrow T_{ext} = 13.363f \times 0.982$

$T_{ext} = 13{,}122f$

Travail interne :

L = 3.45m $\theta = f/0.9$

$T_{int} = M_y \times 3.45 \times f/0.9$

$T_{int} = 3.83Mf$

$\sum travail\ externe = \sum Travail\ interne$

$13{,}122f = 3.83Mf \Rightarrow M_u = 3.423\ KN.m$

$M_{ser} = 2.438KN.m$

V.2.5.1 Calcul du ferraillage:

Tableau V.17 les données

Béton	f_{c28}= 25 MPa	γ_b = 1.5	σ_{bc} = 14.2 MPa	c=1.5 cm
	f_{t28} = 2.1 MPa	b = 100 cm	h= 15 cm	
Acier	FeE400	f_e=400Mpa	γ_s = 1.15	$\bar{\sigma}$ = 348 MPa

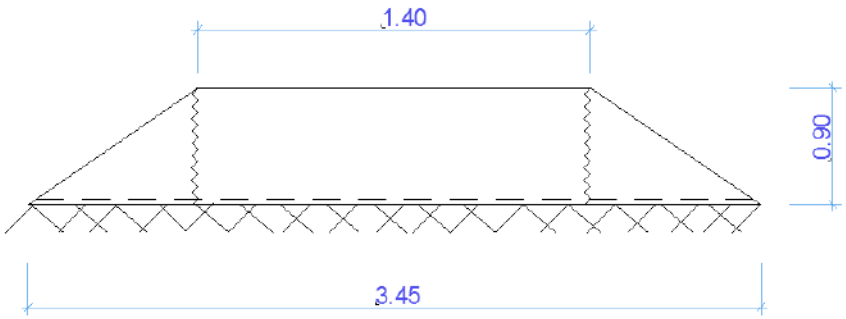
Le calcul du ferraillage se fait pour une bande de 1 m de largeur, la fissuration est peu nuisible.

$\Phi_P \leq$ h/10 =15/10=1.5 cm

On adopte alors Φ=10 cm

Tableau V.18 Calcul des sections de la dalle

	M_u kN.m	μ	β	A cm²	A_{min} cm²	A_{choisi}	A_{final} cm²
Travée	3.423	0.010	0.994	6.59	1.5	6HA12	6.78
Appuis	1,711	0.005	0.997	3.28	1.5	5HA10	3.92



V.2.5.2 Vérification à l'E.L.S :

La fissuration est peu nuisible

Tableau V.19 Vérification à l'E.L.S

	M_{ser} kN.m	$\overline{\sigma}_b$ (MPa)	y_1 (cm)	I_G (cm^4)	K (N/cm^3)	σ_b (MPa)	$\sigma_b < \overline{\sigma}_b$
Travée	2.438	15	4.32	11259,58	21.65	0.93	Oui
Appuis	1,219	15	3.44	7307,24	16.68	0.57	Oui

a) Condition d'espacement :

(Appuis et travée) :S_t =25cm $\leq S_{t\ adm}$ = min (3h=45cm;33cm) = 33cm

➢ **Armature de répartitions :**

$A_{rep} \leq A_{\text{principale}}$ /4

A_{rep} = 1.695 cm²

$\Phi_{rep} \leq \Phi_{\text{principale}} \Longrightarrow \Phi_{rep}$ = 8 mm; A_{rep} =4HA8 = 2.01cm²

(Appuis et travée) : S_t=33.33 cm $\leq S_{t\ adm}$ = min (4h=60cm;45cm) = 45cm

b) Vérification au cisaillement :

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

$\overline{\tau}_u = 0{,}07.f_{c28}/\gamma_b = 1{,}16MPa$

$V_u = \dfrac{P \cdot L_x}{2} = (13.363x0.9)/2 \Longrightarrow V_u = 6{,}013kN$

$\tau_u = V_u / b_0.d$ = 0.445MPa

Donc : $\tau_u = 0.445MPa \leq \overline{\tau}_u = 1.16MPa$ **(C.V)**

Alors, les armatures de cisaillement ne sont pas nécessaires.

c) Vérifications préliminaires de la flèche :

h/L=0.15/0.9=0.166 **(C.V)**

$M_t / (20M_o)$ = 2.438/20*0.962=0,126

$\rho \leq 2/f_e$

ρ =A/ (b_o*d) =6.78 / (100*13.5) =0,005 **(C.V)**

2/ f_e = 2 / 400 = 0,005

✓ Donc l'Etat d'ouverture des fissures est vérifié pour le cas de la dalle pleine.

V.2.6.Calcul du 2ème type de la dalle (Type 2) :

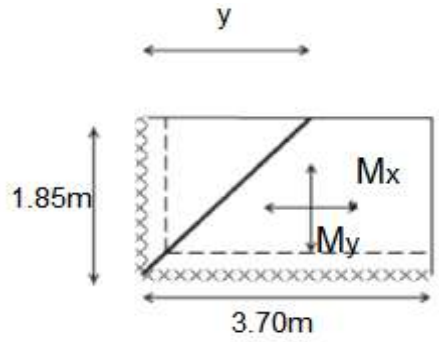


Figure V.13 Dalles pleine rectangulaire encastrée sur2 cotés

travail externe :

Tableau V.20 les valeurs du travail externe

Eléments	Aire de chargement	déplacement de CG	travail externe pour une charge P_u
1	0.925y	f	P_u (0.925y) f
2	6,845-0.925y	f	P_u (6,845-0.925y) f
∑			(20.535-1.85y)Pf

Travail interne :

Tableau V.21 les valeurs du travail interne

éléments		moment de rupture M	longueur L	rotation θ	travail interne= M.L.θ
1	+	M	1.85	f/y	1,85.M. f/y
	-	0.5M	1.85	f/y	0,925.M. f/y
2	+	M	y	f/1.85	0,54.M. f. y
	-	0.5M	y	f/1.85	0,27. M. f. y
∑					$(\frac{2,775}{y} + 0,81y)Mf$

$\sum travail\ externe = \sum Travail\ interne$

(20.535-1.85y) P_u f=$(\frac{2,775}{y} + 0,81y)Mf$

M=$\frac{(20.535-1.85y^2)P_u}{(0.81y^2+2.775)}$

$\frac{dM}{dy} = \frac{P(-16.63y^2-10.26y+56.98)}{(0.81y^2+2.77)^2} = 0$

$\Rightarrow P(-16.63y^2 - 10.26y + 56.98) = 0 \quad \Rightarrow y=1.577$

$\Rightarrow M_u$=44.458KN.m

ELS:

M=$\frac{(20.535-1.85y^2)P_{ser}}{(0.81y^2+2.775)} \Rightarrow M_{ser}$=31.639KN.m

V.2.6.1 Calcul du ferraillage:

Tableau V.22 Calcul des sections de la dalle

	M_u kN.m	μ	β	A cm²	A_{min} cm²	A_{choisi}	A_{final} cm²
Travée	44.458	0.185	0.896	10.95	1.5	6HA16	12.06
Appuis	22,229	0.0926	0.951	5.16	1.5	5HA12	5.65

V.2.6.2 Vérification à l'E.L.S :

La fissuration est peu nuisible

Tableau V.23 Vérification à l'E.L.S

	M_{ser} kN.m	$\overline{\sigma}_b$ (MPa)	y_1 (cm)	I_G (cm^4)	K (N/cm^3)	σ_b (MPa)	$\sigma_b < \overline{\sigma}_b$
Travée	31.639	15	5,283	15689,910	201,651	10.65	Oui
Appuis	15,8195	15	3.992	8888.737	177.972	7.10	Oui

a. Condition d'espacement :

(Appuis et travée) :$S_t \leq S_{t\,adm}$ = min (3h=45cm;33cm) = 33cm

Appuis : $S_t = \frac{100}{5} = 20cm$

Travée : $S_t = \frac{100}{6} = 16.66cm$

- **Armature de répartitions :**

$A_{rep} \leq A_{\text{principale}}$ /4

A_{rep} = 3,015 cm²

$\Phi_{rep} \leq \Phi_{\text{principale}} \Longrightarrow \Phi_{rep}$ = 12 mm; A_{rep} =3HA12 = 3.39cm²

(Appuis et travée) : S_t=33.33 cm $\leq S_{t\,adm}$ = min (4h=60cm;45cm) = 45cm

S_t= 100/3 = 33.33 cm

b. Vérification au cisaillement :

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

$\overline{\tau}_u = 0{,}07.f_{c28}/\gamma_b = 1{,}16MPa$

$V_u = \frac{P \cdot L_x}{2} = (13.363x1.85)/2 \Longrightarrow V_u = 12{,}36kN$

$\tau_u = V_u / b_0.d = 0.095MPa$

Donc : $\tau_u = 0.095MPa \leq \overline{\tau_u} = 1.16MPa$ **(C.V)**

Alors, les armatures de cisaillement ne sont pas nécessaires.

c. Vérifications préliminaires de la flèche :

$1^{ère}$ Condition :

h/L=0.15/1.85=0.176$\leq 1/16 = 0.0625$ **(C.N.V)**

$2^{ème}$ Condition:

h/L $\geq M_t / (20M_o)$ **(C.N.V)**

h/L=0.15/1.85=0.176

$M_t / (20M_o)$ = 44.458/20*5,716=0,388

$3^{ème}$ Condition:

$\rho \leq 2/f_e$

ρ =A/ ($b_o$xd) =12.06 / (100*13) =0,0402

2/ f_e = 2 / 400 = 0,005 **(C.N.V)**

Donc : le calcul de la flèche est nécessaire.

✓ **Calcul les coefficients :**

* $\lambda_i = 0.05 \frac{f_{t28}}{2\rho} = 5.659$

* $\lambda_v = \frac{2\lambda_i}{5} = 2.263$

$\rho = \frac{A_s}{b.d} = 0{,}0092 \Rightarrow \beta_1 = 0.983$ (Tableau)

Tableau V.14 Vérification de la flèche de Dalles pleine

A (cm²)	M_{ser} (KN.m)	ρ%	σ_s (MPa)	μ	y (cm)	I_0 (cm⁴)
12.06	31.639	0,92	205,29	0.619	9.184	35011,984
I_{fi} (cm⁴)	I_{fv} (cm⁴)	f_{gi} (mm)	f_{gv} (mm)	Δf (mm)	f_{adm} (mm)	$\Delta f \leq f_{adm}$
8552,933	16041,832	3.936	6.239	2.3	7.4	C.V

V.3. Etudes de Plancher corps creux :

Les planchers ont un rôle très important dans la structure. Ils supportent les charges verticales puis les transmettent aux éléments porteurs et aussi ils isolent les différents étages du point de vue thermique et acoustique

Généralement le plancher est constitué de:

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

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

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

V.3.1 La dalle de compression :

Sert à la bonne distribution des charges verticales sur les poutrelles, ainsi que pour résister aux efforts appliquées sur la dalle ; on prévoit un ferraillage en quadrillage.

La table de compression à une épaisseur de 4 cm avec un espacement de 65 m entre poutrelles. La section d'armature {prévoir doit satisfaire aux conditions suivantes:

- ➢ Espacement pour les armatures perpendiculaires aux nervures au plus égale à : $a_1 \leq 20$ cm
- ➢ Espacement pour les armatures parallèles aux nervures au plus égale à : $a_2 \leq 33$ cm
- ➢ La section d'armatures dans le sens perpendiculaire aux nervures est donnée par :

$$\begin{cases} A_\perp \geq 200/f_e\,(MPa) & Si \quad L \leq 50\ cm \\ A_\perp \geq 0{,}02.L.\frac{200}{f_e} = \frac{4L}{f_e(MPa)} & Si \quad 50 \leq L \leq 80\ cm \end{cases}$$

Avec :

L : espacements entre axes des nervures (65 m 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 m.

- $A_\perp$: Section d'armatures perpendiculaires aux nervures.

$50\text{cm} \leq (\text{L}=65\text{cm}) \leq 80\text{cm} \quad \Rightarrow \quad A_\perp \geq 0{,}02.L.\frac{200}{f_e} = \frac{4L}{f_e} = 0.5\ cm^2/ml$

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

$A_\parallel = \frac{A_\perp}{2} = 0.25\ cm^2/ml$

On choisira : $A_{\perp} = 5\varphi5 = 0.98\ cm^2$, esp = 20 cm.

$A_{\parallel} = 4\varphi5 = 0.78\ cm^2$, esp = 25 cm.

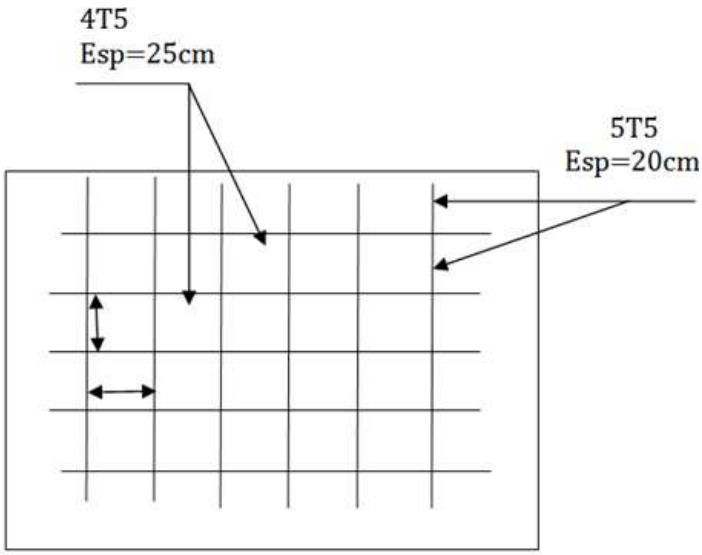


Figure V.14 Disposition des armatures de la table de compression

V.3.2 Les poutrelles :

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

- ✓ Avant coulage.
- ✓ Après coulage.

a) **Avant coulage :**

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

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

Poutrelles de 3.45m :

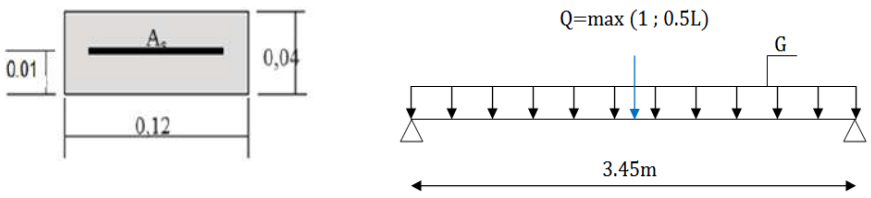


Figure V. 15 Schématisation de la poutrelle avant coulage

Tableau V.15 les charges de la poutrelle avant coulage

La travée L (m)	Q (kN)	G (kN/ml)	
		poids de poutrelle	Poids du corps creux
3.45	1,725	0.12x0.04x25 = 0.12	0.65x1 = 0.65
		0.77	

Le calcul en flexion simple nous donne :

$M_G = \frac{GL^2}{8} = 1.145$ kN.m

$M_Q = \frac{QL}{4} = 1.487$ kN.m

$M_U = 1.35M_G + 1.5M_Q = 3.777$ KN.m

$\mu = \frac{M_U}{b.d^2.f_{bu}} = 2.462 > \mu_l = 0.391$

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



Figure V.16 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 "μ_l", 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 :

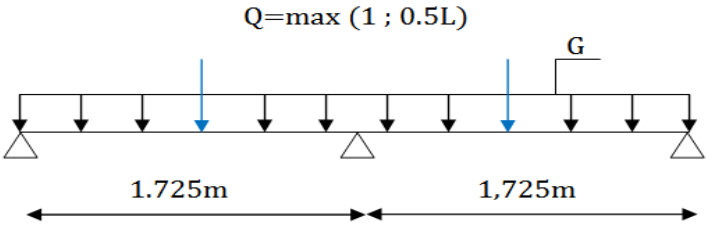


Figure V.17 Travée avec un seul étai au milieu

G = 0.77 KN/ml

Q =Max (1; 0.5L) KN = 1.00 KN

M_G = 0,286 KN.m

M_Q = 0,431 KN.m

M_U =1,032 KN.m

μ =0.672>μ_1=0.391 (C.N.V)

On ajoute un autre étaiement.

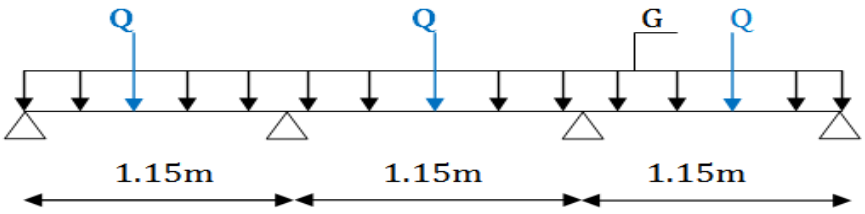


Figure V.18 Travée avec deux étais espacés de 1.15 m

G = 0.77 KN/ml

Q =Max (1; 0.5L) KN = 1.00 KN

M_G = 0,127 KN.m

M_Q = 0,287KN.m

M_U =0.602 KN.m

μ =0.392>μ_1=0.391 (C.N.V)

On ajoute un autre étaiement.

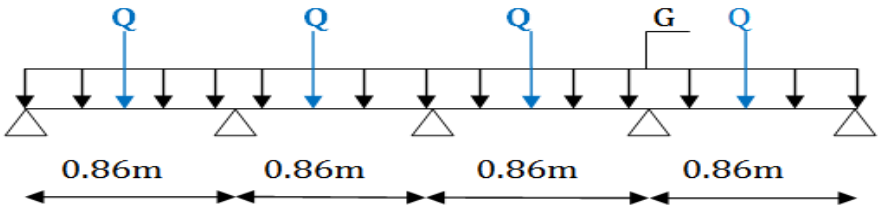


Figure V.19 Travée avec trois étais espacés de 0.86 m

G = 0.77 KN/ml

Q =Max (1; 0.5L) KN = 1.00 KN

M_G = 0,071 KN.m

M_Q = 0,215KN.m

M_U =0.419 KN.m

μ =0.273<μ_1=0.391 (C.V)

Alors il faut prévoir trois étaiements le long de la travée espacés de 86cm pour que la poutrelle supporte les charges avant coulage de la dalle de compression.

Poutrelles de 4.10m :

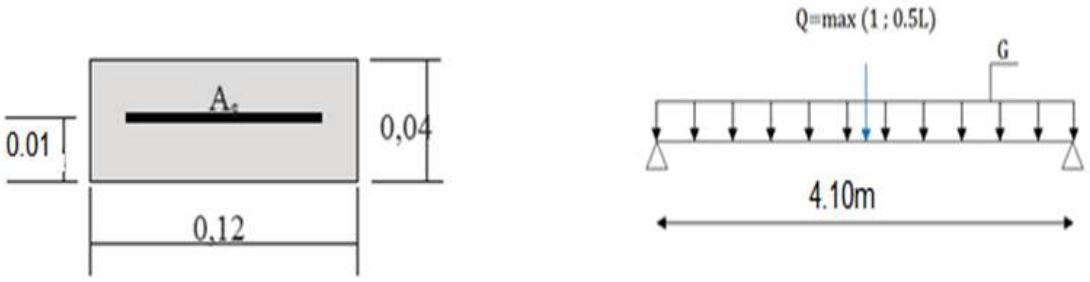


Figure V. 20 Schématisation de la poutrelle 4.10m avant coulage

Tableau V.16 les charges de la poutrelle avant coulage

La travée L (m)	Q (kN)	G (kN/ml)	
4.10	2,05	poids de poutrelle	Poids du corps creux
		0.12x0.04x25 = 0.12	0.65x1 = 0.65
		0.77	

Le calcul en flexion simple nous donne :

$M_G = \frac{GL^2}{8} = 1{,}617\text{KN.m}$

$M_Q = \frac{QL}{4} = 2{,}101$ KN.m

$M_U = 1.35M_G + 1.5M_Q = 5{,}334\text{KN.m}$

$\mu = \frac{M_U}{b.d^2.f_{bu}}$ =3.478>μ_l=0.391

Conclusion :

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

Pour un seul étai au milieu :

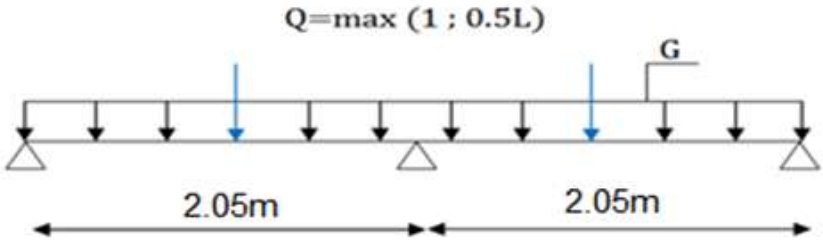


Figure V.21 Travée avec un seul étai au milieu

G = 0.77 KN/ml

Q =Max (1; 0.5L) KN = 1,025KN

M_G = 0,404KN.m

M_Q = 0,525KN.m

M_U = 1,333KN.m

μ =0.869>μ_l=0.391 (C.N.V)

On ajoute un autre étaiement.

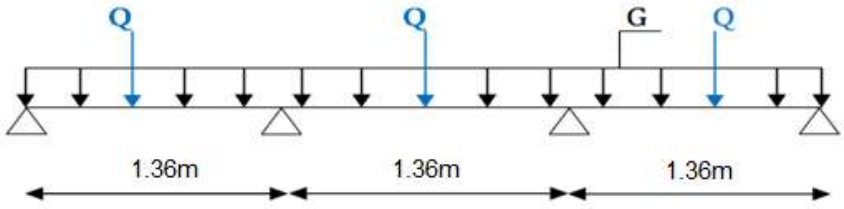


Figure V.22 Travée avec deux étais espacés de 1.36m

G = 0.77 KN/ml

Q =Max (1; 0.5L) KN = 1.00KN

M_G = 0,178KN.m

M_Q = 0,34 KN.m

M_U = 0,750KN.m

μ =0.489>μ_l=0.391 (C.N.V)

On ajoute un autre étaiement.

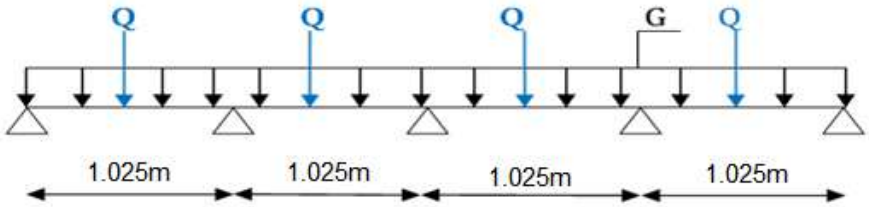


Figure V.23 Travée avec trois étais espacés de 1.025 m

G = 0.77 KN/ml

Q =Max (1; 0.5L) KN = 1.00KN

M_G = 0,101KN.m

M_Q = 0,256KN.m

M_U = 0,520KN.m

μ =0.339<μ_l=0.391 (C.V)

Alors il faut prévoir trois étaiements le long de la travée espacés de 1.025m pour que la poutrelle supporte les charges avant coulage de la dalle de compression.

b) Après coulage :

- G = poids du plancher (16+4)= 2.80*0.65= 1.82 (kN/ml)
- Q =1*0.65=0.65 (kN/ml)
- 1.35G+1.5Q=3.432 (kN/ml)

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

2 types de poutres continues sont à envisager :

❖ Type-1- : Poutrelles à 6 travées (5travée de 3.45 m et une travée de 3.40 m).

❖ Type-2- : Poutrelle à 2 travées (travée de 4.10 m et travée de 4.05 m).

b.1.Méthode de calcul:

Les poutrelles sont des éléments préfabriqués, leur calcul est associé à celui d'une poutre continue semi encastrée aux poutres de rives.

Les poutrelles à étudier sont assimilées à des poutres continues sur plusieurs appuis, leur étude s'effectue selon l'une des méthodes suivantes :

- Méthode forfaitaire.
- Méthode de Caquot.

✓ **Présentation théorique de la méthode forfaitaire :**

Il s'agit d'une méthode simplifiée de calcul applicable aux planchers à surcharges modérées, tels que les planchers des constructions courantes comme les bâtiments d'habitation, les bâtiments à usage de bureaux, d'enseignement, d'hôpitaux…..

L'utilisation de cette méthode conduit à un calcul rapide et direct. Suivant le **BAEL 91** , on peut appliquer « *la méthode forfaitaire* » pour le calcul des planchers à charge d'exploitation modérée, si les conditions suivants sont remplies :

1ère Condition : …….. Q ≤ min (2G, 5KN/m²)

- Plancher terrasse :

Q= 1 KN/m² ≤ min (15,81, 5 KN/m²) = 5 KN/m² **.....CV**

- Plancher étage courant:

Q= 1.5 KN/m² ≤ min (12, 5 KN/m²) = 5 KN/m² ……..CV

2ème Condition: ……. $0.8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1.25$

0.8 ≤ 3.45/3.45 =1 ≤ 1.25 **……CV**

0.8 ≤ 3.45/3.40=1.01 ≤ 1.25 **……..CV**

3ème. Condition : les moments d'inerties des sections transversales sont les même dans les différents travées en continuité « I = constante » **……..……CV**

4ème. Condition : la fissuration est considérée comme non préjudiciable à terme du béton.

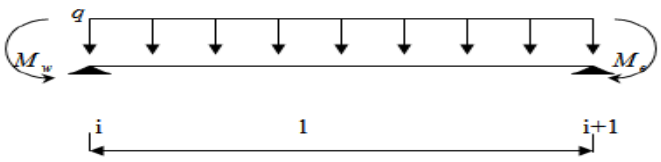
b.1.1 Exposé de la méthode :

Le calcul pour la détermination des moments de flexion se fait pour chaque travée à part. Il s'agira de déterminer le moment positif en travée Mt et les deux moments négatifs aux appuis:

M_t: Moment en travée.

M_w : Moment à l'appui de gauche.

M_e : Moment à l'appui de droite.



On désigne par : $\alpha = \frac{Q}{Q+G}$

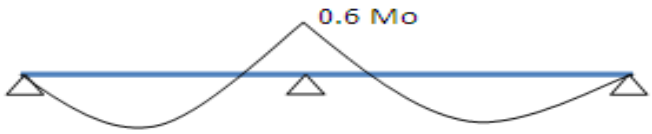
Il s'agira de vérifier les trois conditions suivantes :

- $M_t + ((M_w + M_e)/2) \geq \text{Max}\ (1.05M_o \text{ et } (1+0.3\alpha)\ M_o)$
- $M_t \geq \begin{cases} ((1.2+0.3\ \alpha)/2).\ M_o & \text{Pour les travées de rive.} \end{cases}$

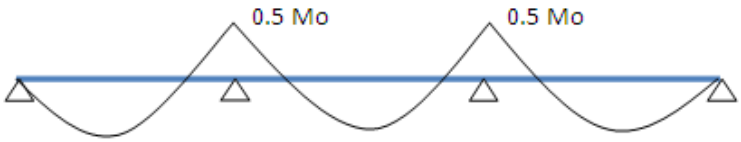
$((1+0.3\ \alpha)/2).\ M_o$ Pour les travées intermédiaires.

* les moments d'encastrements des appuis :

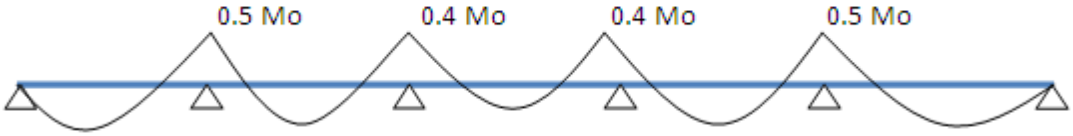
$Ma \geq 0.6\ M_o$ cas des poutres à 2 travées.



$Ma \geq 0.5\ M_o$ pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de 2 travées.



$Ma \geq 0.4\ M_o$ pour les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de 3 travées.



Remarque :

1) M_o : moment isostatique ($M_o=qL^2/8$)

2) dans les expressions ci-dessus les moments M_w et M_e sont pris en valeur absolues.

3) sur un appui considéré, en retient toujours la plus grande valeur absolue des moments à gauche et à droite de cet appui.

4) si la première condition n'est pas vérifiée donc on a besoin d'augmenter les moments d'extrémités, alors supposant qu'on a des semi-encastrements avec un moment ($M_a=0.2M_o$).

5) l'effort tranchant est égale :

$T_w = PL/2 + ((M_w - M_e)/L)$

$T_e = -PL/2 + ((M_w - M_e)/L)$

6) le calcul des moments pour les poutrelles d'une seule travée est :

$M_t = 0.85\ M_o$

$M_a = M_b = -0.5\ M_o$

b.1. 2.Evaluation des charges et surcharges :

Tableau V.17 Actions de calcul des poutrelles après coulage

Niveau	G (kN/m)	Q (kN/m)	q_u (kN/m)	q_{ser}

				(kN/m)
Terrasse	7.905*0.65=5.138	1*0.65=0.650	7.911	5,788
Plancher courant	6.00*0.65=3.900	1.5*0.65=0.975	6,727	4,875

b.1.3.Sollicitations de calcul :

- **plancher terrasse :**

Type1-Poutrelle à 6 travées :

L'E.L.U:

$$\alpha = \frac{Q}{G+Q} = \frac{0.65}{0.65+3.90} = 0.112$$

$(1+0.3\alpha)= (1+0.3x0.112) = 1.033$

$(1+0.3\alpha)/2= (1+0.3x0.112)/2 = 0.516$

$(1.2+0.3\alpha)/2= (1.2+0.3x0.112)/2 = 0.616$

Tableau V.18 Calcul des moments

Travée	M_0 (KN.m)	M_w (KN.m)	M_e (KN.m)	M_t (KN.m)	T_w (KN)	T_e (KN)
1-2	11.770	2,354	5.885	10,004	12.622	-14.669
2-3	11.770	5.885	4.708	10,004	13.987	-13.305
3-4	11.770	4.708	4.708	10,004	13.646	-13.646
4-5	11.770	4.708	4,708	10,004	13.646	-13.646
5-6	11.770	4,708	5.885	10,004	13.987	-13.305
6-7	11.431	5.885	2,286	09.716	14.507	-12.390

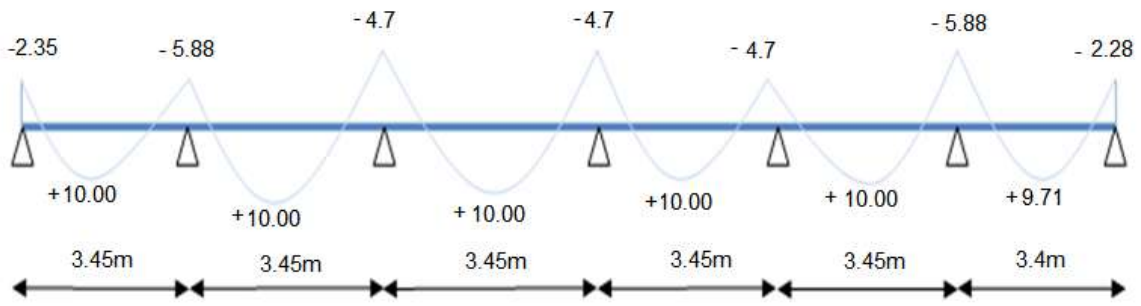


Figure V.24 Diagramme des moments du 1ère type des poutrelles à l'ELU

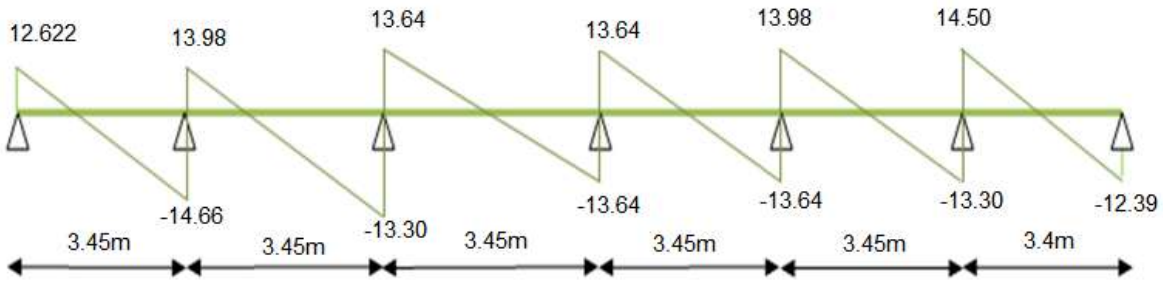


Figure V.25 Diagramme des efforts tranchants du 1ère type des poutrelles à l'ELU

L'ELS :

Tableau V.19 Calcul des moments

Travée	M_O	M_w	M_e	M_t
1-2	8.611	1,722	4.305	7,319
2-3	8.611	4.305	3,444	7,319
3-4	8.611	3,444	3,444	7,319
4-5	8.611	3,444	3,444	7,319
5-6	8.611	3,444	4.305	7,319
6-7	8,363	4.305	1,672	7,108

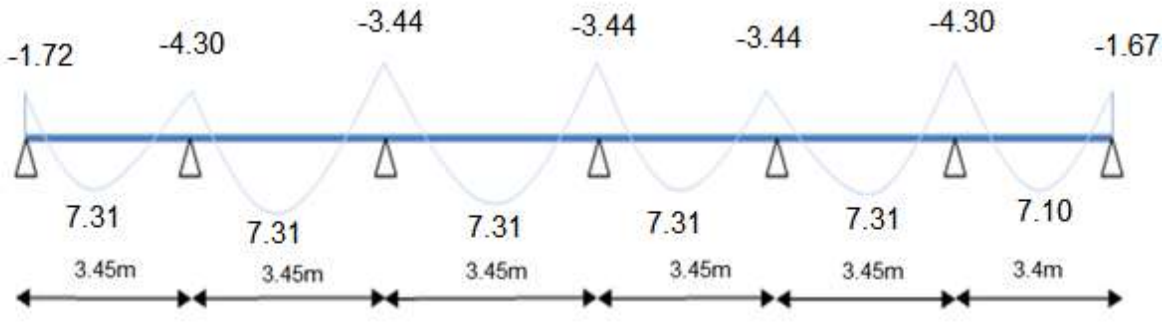


Figure V.26 Diagramme des moments du 1ère type des poutrelles à l'ELS

Type2-Poutrelle à 2 travées :

L'E.L.U :

Tableau V.20 Calcul des moments

Travée	M_O (KN.m)	M_w (KN.m)	M_e (KN.m)	M_t (KN.m)	T_w (KN)	T_e (KN)
1-2	16.622	3,324	9,973	14.128	14,595	-17.839

2-3	16.620	9,973	3,324	14.127	17.661	-14.378

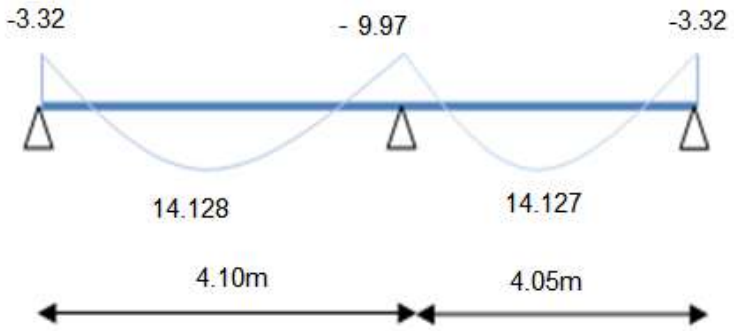


Figure V.27 Diagramme des moments du 2ème type des poutrelles à l'ELU

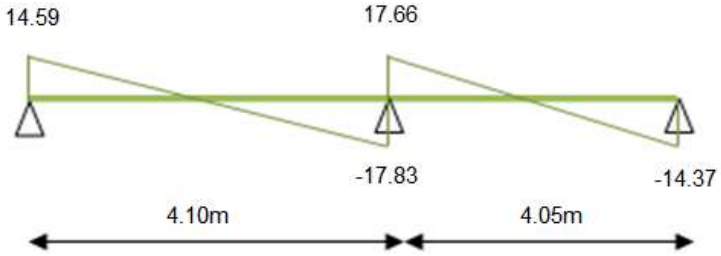


Figure V.28 Diagramme des efforts tranchants du 2ème type des poutrelles à l'ELU

L'ELS :

Tableau V.21 Calcul des moments

Travée	M_O (KN.m)	M_w (KN.m)	M_e (KN.m)	M_t (KN.m)
1-2	12,162	2,432	7,297	10,337
2-3	11,867	7,297	2,373	10,086

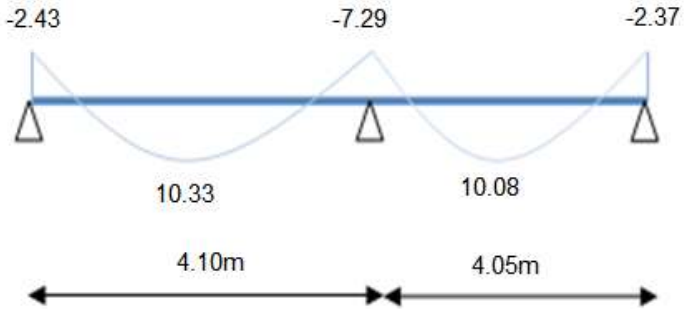


Figure V.29 Diagramme des moments du 2ème type des poutrelles à l'ELS

b.1. 4.Récapitulations :

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

Tableau V.22 Récapitulations des efforts internes

	E.L.U			E.L.S	
	M_{au} (kN.m)	M_{tu} (kN.m)	T_u (kN)	$M_{a\ ser}$ (kN.m)	$M_{t\ ser}$ (kN.m)
sollicitations	9,973	14.128	17.839	7,297	10,337
référence	Type-2-	Type-2- (travée de	Type-2-	Type-2-	Type-2- (travée de

		4.10m)			4.10m)

b.1.5.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 :

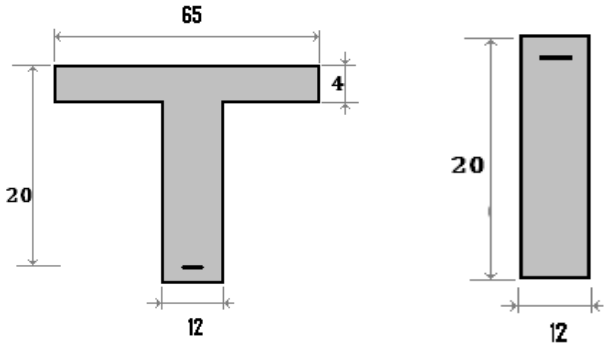


Figure V.30 les sections considérées pour le calcul des ferraillages

En travée (à gauche); En appui (à droite)

La fissuration est peu nuisible, la situation est durable.

En travée :

$M_O = f_{bc} h_o b(d - \frac{h_o}{2})$

$\mu = \frac{M_u}{b.d^2.f_{bc}}$ $\alpha = 1{,}25(1-\sqrt{1-2.\mu})$ $\beta = d(1-0{,}4.\alpha)$ $A_s = \frac{M_u}{\beta.\sigma_s}$

- **Condition de non fragilité:**

$$A_{min} = \frac{0{,}23.b.d.f_{t28}}{f_e}$$

Tableau V.23 calcul des armatures

		En travée	Aux appuis
E.L.U	M_u(kN.m)	14.128	9,973
	M_O(kN.m)	$M_O = f_{bc}\ h_o\ b(d - h_o/2)$= 59,072	
		Mu < M0⇒ l'axe neutre appartient à la table ⇒ étude d'une section rectangulaire (b*h)= (65*20)	Mu < M0⇒ l'axe neutre appartient à la table ⇒ étude d'une section rectangulaire (b*h)= (12*20)

		⇒calcul en flexion simple	⇒calcul en flexion simple
	μ	0.047	0.180
	μ_l	0.186	
	$\mu < \mu_l$	Oui	Oui
	α	0.060	0.250
	$\grave{A}$	0	0
	A_s	3.946	1.769
	A_{min}	1,412	0,260
	A_{adopt}	3HA14=4.62	2HA12=2.26

On doit vérifier que $\sigma_b < \overline{\sigma}_b$

$$\sigma_b = K.y \qquad K = \frac{M_{ser}}{I_G} \qquad I_G = \frac{b.y_1^3}{3} + 15A(d - y_1)^2 \qquad \grave{A} = 0$$

Pour trouver « y » (la position de l'axe neutre) il faut résoudre l'équation de 2eme degré suivante :

$$\frac{b.y^2}{2} + 15.A.y - 15A.d = 0 \qquad \grave{A} = 0 \qquad \overline{\sigma}_b = 0.6f_{c28}$$

Tableau V.24 vérification des armatures

		En travée	Aux appuis
Vérification a ELS	M_{ser} (kN.m)	10,337	7.297
	$\sigma_{b\ adm}$ (MPa)	15	
	y_1 (cm)	5.220	7.647
	I_G (cm^4)	14400.803	5422.838
	K (N/cm^3)	71.780	134.560
	σ_b (MPa)	3.746	10.289
	$\sigma_b < \overline{\sigma}_b$	Oui	Oui

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

Tableau V.25 Ferraillages longitudinaux des poutrelles

	En travée	Aux appuis
Section d'armature	3HA14=4.62 cm^2	2HA12=2.26 cm^2

Pour les appuis des poutrelles en utilisant les armatures de montage de barre de ϕ 8

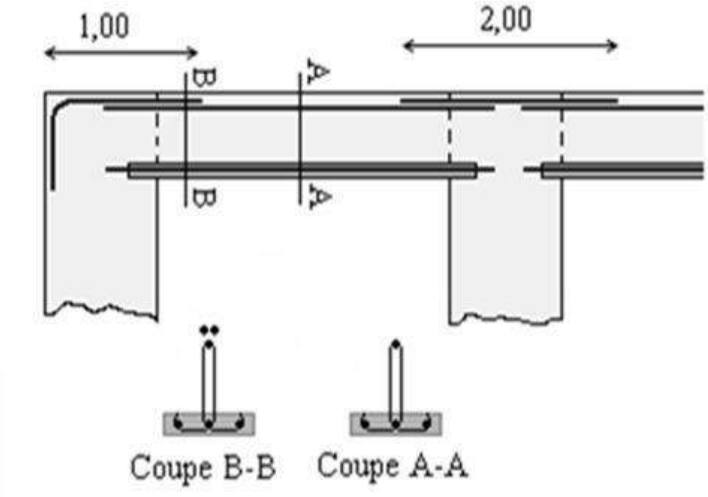


Figure V.31 Disposition constructive des armatures

Armatures transversales :

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

On a: $\phi_t = \min(\frac{h}{35};\frac{b_0}{10};\phi_l) = \min(200/35;120/10;14)mm = 5{,}71mm$

On adopte: ϕ_t = 6mm.

$a_t = \frac{\pi \phi_t^{\,2}}{4}$=0.28cm^2 ; $n_t = 2$

$A_t = a_t \times n_t$ =0.56 cm^2

Espacement:

$S_t \leq$ min (0, 9.d; 40cm) = min (0, 9.x18; 40cm) = 16,2cm

$A_{t\,min} \leq 0.003\ S_t .b$ **RPA99Version2003 ►►Art [7.5.2.2] ◄◄**

⇒ $S_t \geq A_{t\,min}/0.003.b$ =15.55cm

On adopte: St = 16cm.

Vérification des armatures d'âme :

On doit vérifier les deux relations suivantes:

$$\rho_t = \frac{A_t}{b_o S_t} \geq \gamma_s \frac{(\tau_u - 0.3 f_{t28}.k)}{0.9 f_e(\cos\alpha + \sin\alpha)}$$

Avec k = 1 (flexion simple) ; α = 90°.

$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 d}$ =17.839× 10^3/120× 180=0.825 MPa

$$\frac{0.56\times10^2}{120\times150} = 0.0029 \geq 1.15\frac{(0.825-0.3\times2.1\times1)}{0.9\times400(\cos 90+\sin 90)} = 6.246\times10^{-4} \quad \text{(C.V)}$$

$A_t \geq A_{t\,min} = 0.4\frac{b_o S_t}{f_e} = \frac{0.4\times12\times16}{400} = 0.192\ cm^2$

$A_t = 0,56\ cm^2 \geq A_{t\,min} = 0,192\ cm^2$ (C.V)

Tableau V.26 Les armatures transversales dans les poutrelles et leur espacement

A transversales	espacement
$2\phi6$	16cm

b.1.6.Vérification à l'E.L.U :

- **Condition de non fragilité:**

La condition de non-fragilité s'écrit par ailleurs :

$A_t f_e / S_t b_o \geq Max\left\{\frac{\tau_u}{2}; 0.4MPa\right\}$

$\frac{0.56\times400}{12\times16} = 1.166 \geq 0.4MPa \qquad (CV)$

- **Vérification au cisaillement :**

$T_{u\,max}$ =17.839 kN

Fissuration non préjudiciable :

$\bar{\tau}_u = \min(0,2.f_{c28}/\gamma_b; 4MPa) = 3,33MPa$

$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 d} = \frac{17.839\times10^3}{120\times180} = 0.825MPa$

$\tau_u = 0.825MPa \leq \bar{\tau}_u = 3,33MPa$.....*CV*

- **Vérification au voisinage de l'appui:**

Appui de rive: Mu = 9,973kN.m > 0,9Tu.d= 2,889kN.m

Aucun prolongement à faire.

- **Vérification de la compression dans la bielle de béton:**

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

a =Min [b – c – 2 ; 0.9d]=Min [61 ; 16.2]=16.2cm

$V_u = 35,49kN \leq 0.4\left(\frac{25}{1.5}\right) 120\times162 = 151.2kN$ (C.V)

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

$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

$\sigma_{bc} = \frac{2.V_u}{b_0 0,9d} = \frac{2\times35.49\times10^3}{120\times0.9\times180} = 3.651MPa$

$\bar{\sigma}_{bc} = 0,8\frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 13.333MPa$

$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$.....*(CV)*

b.1.7.Vérification à l'E.L.S :

- **Vérification des contraintes :**

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} \qquad \alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

$\gamma = 14.128/10{,}337 = 1.366$

$$\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0.433$$

$\alpha = 0.2073 \leq 0.433$ **(CV)**

- **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 :

1ère Condition :

h/L=0.20/4.10=0.048≤ 1/16 = 0.0625 **(CV)**

2ème Condition:

h/L ≥M_t / (15M_o) **(C.N.V)**

h/L=0.20/4.10=0.048

M_t / (15M_o) = 14.128/15*16.622=0.056

3ème Condition:

$\rho \leq 3.6/f_e$

ρ =A/ (b_o*d) =2.35 / (12*18) =0.0108

3.6/ f_e = 3.6 / 400 = 0.009 **(C.N.V)**

Donc : le calcul de la flèche est nécessaire.

Calcul de la flèche:

M_{ser} = 10.337kN. m

ρ =A/ (b_o*d) =4.62 / (12*18) =0.0213

ρ = 2.13% ⇒ β_1 = 0.819 (Tableau).

$\sigma_s = M_{ser}/\beta_1.d.A$ = 151,773MPa

$$\lambda_i = 0.05.\frac{f_{t28}}{\left(2+3\frac{b_o}{b}\right)\rho} = 1.964$$

λ_v=2λi /5 =0.785

$$\mu = 1 - \frac{1.75 f_{t28}}{4.\rho\sigma_s + f_{t28}} = 0.755$$

Détermination de l'axe neutre:

$$y = \frac{\frac{b_o h^2}{2} + \frac{(b-b_o)h_o^2}{2} + 15Ad}{b_o.h + (b-b_o)h_o + 15A} = 7.81$$

Moment d'inertie de la section totale:

$$I_o = \frac{b_o}{3}[y^3 + (h-y)^3] + \frac{(b-b_o)h_o^3}{12} + (b-b_o)h_o(y-h_o/2)^2 + 15A(y-d)^2$$

$$I_o = 23785{,}931\,cm^4$$

E_{i28} = 32164,20MPa

E_{v28} = 10818,87MPa

$$I_{fi} = \frac{1.1 \times I_0}{1+\lambda_i.\mu} = 10534.003\,cm^4$$

$$f_{gi} = \frac{M_s.L^2}{10.E_i.I_{fg}} = 5.128\,mm$$

$$I_{fv} = \frac{1.1 \times I_0}{1+\lambda_v.\mu} = 16428.037\,cm^4$$

$$f_{gv} = \frac{M_s.L^2}{10E_v.I_{fv}} = 9.776\,mm$$

$\Delta f = f_{gv} - f_{gi} = 4.648$ mm

$f_{adm} = \frac{4100}{500} = 8{,}2$ mm

Donc: $\Delta f = 4.648mm < f_{adm} = 8{,}2\,mm$

Conclusion

Donc, on garde l'épaisseur de pré dimensionnement (e=16+4cm) du plancher à corps creux avec le même ferraillage qui a été calculé pour toutes les poutrelles.

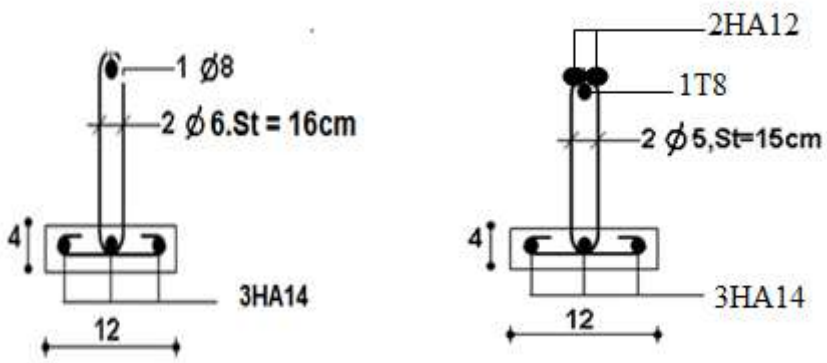


Figure V.32 Ferraillage des poutrelles en zone d'appui (à gauche), en travée (à droite)

V.4 Local d'ascenseur :

L'ascenseur est un appareil élévateur permettant le déplacement vertical et accès aux différents niveaux du bâtiment, il est composé essentiellement par sa cabine et sa machinerie.

- Poids de la cabine vide : *Pc=28,5KN*
- Charge d'exploitation (pour notre cas de 10 personnes) *: Pe=7,50KN*
- Vitesse de l'ascenseur : *V=1m/s*

V.4.1 Dalle du local machinerie :

La dalle du local machinerie est soumise à un chargement plus important à celui des autres dalles, car en plus de son poids propre elle prend le poids de l'ascenseur (poids de la cabine , poids du contre poids, …etc.).

V.4.2 Pré dimensionnement :

La dalle d'ascenseur doit avoir une certaine rigidité vu le poids de la machine.

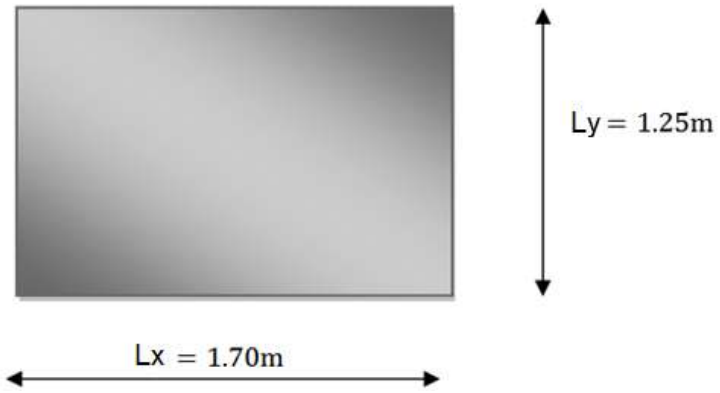


Figure V.33 Dimensions de la dalle machine

Nous avons deux conditions à vérifier :

- ✓ **Résistance à la flexion :**

$$\frac{Lx}{50} \le e \le \frac{Lx}{40} \Rightarrow \frac{170}{50} \le e \le \frac{170}{40} \Rightarrow 3.4cm \le e \le 4.25\,cm$$

- ✓ **Condition de l'E.N.A :**

L'Entreprise Nationale des Ascenseurs (E.N.A) préconise que l'épaisseur de la dalle machine soit : e ≥ 25 cm. On prend : e=25cm.

V.4.3 Evaluation des charges et surcharges :

a) **Charges permanentes G :**

Tableau V.27 Charge permanente de la dalle machinerie

N°	composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m^3)	Poids surfacique (kN/m^2)
1	Dalle pleine	0.25	25	6.25
2	Enduit en ciment	0.02	10	0.36
TOTAL				6.61

b) Poids de la machine supportée :

P : est le chargement de la dalle donné par l'entreprise nationale des ascenseurs sous forme de charges concentrées.

Tableau V.28 Calcule de la charge cacharges concentrées

P (kgf)								
P_1	P_2	P_3	P_4	P_5	P_6	P_7	P_8	P_9
8400	3200	200	600	800	1250	750	1100	1000

$$P = \frac{\sum P_i}{S} = \frac{17300}{2.125} = 8141.17 kg/m^2 = 81.41 kN/m^2$$

G_{total} = G + P = 6.61 + 81.41= 88.02 KN/m^2

c) La charge d'exploitation :

L'ENA exige une charge d'exploitation plus importante que celle d'une terrasse inaccessible de l'ordre de : Q=5kN/m^2

V.4.4 Calcul des actions :

Tableau V.29 Calcul des actions

G (kN/m^2)	Q (kN/m^2)	P_u (kN/m^2)	P_{ser} (kN/m^2)
88.02	5	126,327	93,02

Les appuis sont considérés comme des semi-encastrements.

V.4.5 Calcul des sollicitations :

On utilise pour notre cas la méthode des lignes de rupture.

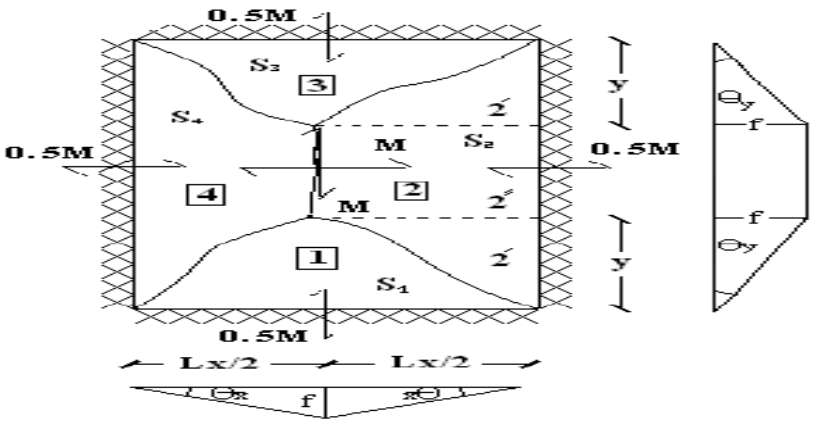


Figure V.34 Dalles pleine rectangulaire encastrée sur 4 cotés

V.4.5.1 Travail externe :

Tableau V.30 les valeurs du travail externe

Eléments		Aire de chargement		déplacement de CG	travail externe
1		2	0.85y	f/3	$0.56P_u.fy$
2	2″	1.0625-1.7y		f/2	(0.53-0.85y) $P_u f$
	2´	2	0.425y	f/3	$0.28yP_u f$
4		1.0625-0.85y		f	(1.0625-0.85y) $P_u f$
∑					(1.59-0.86y) $P_u f$

V.4.5.2 Travail interne :

Tableau V.31 les valeurs du travail interne

éléments		moment de rupture M		longueur L	rotation θ	Travail interne =M.L.θ
1	+	2	M	L_x	f/y	2M L_xf/y
	-	2	0.5M	L_x	f/y	M L_xf/y
2	+	2	M	L_y	2f/ L_x	4 M fL_y / L_x
	-	2	0.5M	L_y	2f/ L_x	2M fL_y / L_x
∑						3Mf $(\frac{L_x}{y} + \frac{2L_y}{L_x})$

$\sum travail\ externe = \sum Travail\ interne$

(1.59-0.86y) P_uf = 3Mf $(\frac{L_x}{y} + \frac{2L_y}{L_x})$

$\Rightarrow M = \frac{(1.59y - 0.86y^2)\ P_u}{3(1.7+1.47y)}$

$\frac{dM}{dy} = P_u/3\left[\frac{-1.26y^2-2.92y+2.7}{(1.7+1.47y)^2}\right] = 0$

$-1.26y^2 - 2.92y + 2.7 = 0 \Rightarrow y = 0.7\ m$

$M_u = 10.67\ KN.m \qquad M_{ser} = 7.85 KN.m$

V.4.6 Calcul du ferraillage :

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

Tableau V.32 les données

Béton	f_{c28}= 25 MPa	γ_b = 1.5	σ_{bc} = 14.2 MPa	h=25 cm
	f_{t28} = 2.1 MPa	b = 100 cm	d= 15 cm	
Acier	FeE400	f_e=400Mpa	γ_s = 1.15	$\bar{\sigma}$ = 348 MPa

ρ=L_y/L_x=1.25/1.7=0.73

et $0.4 < 0.73 < 1$ donc la dalle travaillant suivant les deux direction.

$\Phi_p \leq$ h/10 =25/10 =2.5 cm

On adopte alors $\Phi_x = \Phi_y$=10 mm

d_x= h-e-Φ/2=25-2-1/2=22.50 cm

$d_y = d_x$-((Φx+ Φy)/2)=22.5-(1+1)/2=21.50 cm

Tel que: $\mu = \dfrac{M_u}{\sigma_{bc}.b.d^2}$ et $A = \dfrac{M_u}{\sigma_s.d.\beta.}$ $\hat{A} = 0$

Les résultats sont ordonnés dans le tableau suivant:

Tableau V.33 Calcul des sections de la dalle pleine

		M_u (kN.m)	μ	β	A (cm^2)	A_{min} (cm^2)	A_{choisi}	A_{final} (cm^2)
Suivant x	travée	10.67	0.016	0.991	1.44	2.5	4HA10	3.14
	appuis	5,335	0.008	0.995	0.71	2.5	4HA10	3.14
Suivant y	travée	10.67	0.014	0.992	1.37	2.5	4HA10	3.14
	appuis	5,335	0.007	0.996	0.68	2.5	4HA10	3.14

V.4.6.a Condition d'espacement :

$$\overline{S}_t = \text{Min}[2h = 50\,\text{cm}, 22\,\text{cm}] = 22\,\text{cm}$$

Donc: S = 25 cm

V.4.6.b Vérification de l'effort tranchant :

L_y **:** le petit porté

Suivant L_y: $\tau_{uy} = \dfrac{V_{uy}}{b_0 \cdot d_y} \leq \bar{\tau}_u = \dfrac{0.07\, f_{c28}}{\gamma_b}$

$$V_{uy} = \frac{P_u \cdot L_x \cdot L_y}{2L_x + L_y} = 57.73KN$$

$$\tau_{uy} = \frac{57.73 \times 10^3}{1000 \times 225} = 0.25\,\text{MPa} < \overline{\tau}_u = 1.16\,\text{MPa}\ \text{(Condition vérifié)}$$

Suivant L_x: $\tau_{ux} = \dfrac{V_{ux}}{b_0 \cdot d_x} \leq \overline{\tau}_u = 1.16MPa$

$$V_{ux} = \frac{P_u \cdot L_x \cdot L_y}{3L_x} = 52.63KN$$

$$\tau_u = \frac{63.91 \times 10^3}{1000 \times 215} = 0.24\,\text{MPa} < \overline{\tau}_u = 1.16\,\text{MPa}\ \text{(Condition vérifié)}$$

Donc le béton peut supporter tout seul l'effort de cisaillement, donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

V.4.7 Vérification à l'E.L.S :

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0{,}6\, f_{c28} = 15MPa$$

La fissuration est considérée comme non préjudiciable.

Tableau V.34 Calcul de M_{ser}

		$M_{ser}\,(KN.m)$
Suivant x	travée	$0.087q_{ser} = 0.087 \times 93.02 = 8.092$
	appuis	$0.5M_t = 0.5 \times 8.092 = 4.046$
Suivant y	travée	$0.087q_{ser} = 0.087 \times 93.02 = 8.092$
	appuis	$0.5M_t = 0.5 \times 8.092 = 4.046$

Tableau V.35 Vérification à l'E.L.S

		M_{ser} (Kn.m)	A_s (cm^2)	y (cm)	I (cm^4)	K (N/mm^3)	σ_{bc} (MPa)	$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_b$
Suivant x	travée	8.092	3.14	4.05	16556,405	48.875	1.97	Oui
	appuis	4.046	3.14	4.05	16556,405	10.085	0.40	Oui
Suivant y	travée	8.092	3.14	4.15	18253,863	44.330	1.83	Oui
	appuis	4.046	3.14	4.15	18253,863	22.165	0.91	Oui

V.4.7.a Vérification de la flèche :

Il n'est pas nécessaire de faire la vérification de la flèche, si les trois conditions citées ci-dessous sont vérifiées simultanément :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{25}{125} = 0.2 \geq 0.062 \rightarrow c.v$$

$$\frac{h}{L_y} \geq \frac{M_t}{20M_y} \Rightarrow 0.2 \geq 0.016 \rightarrow c.v$$

$$\frac{A}{b.d} \leq \frac{2}{f_e} \Rightarrow \frac{3.14}{100 \times 22.5} = 0.001 \leq 0.005 \rightarrow c.v$$

Les trois conditions sont vérifiées donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

V.4.7.b Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis : [4] ►► Art [A-4-21]◄◄

$$\overline{V}_u = 0.4 f_{c28} \times 0.9 \times d \times \frac{b}{\gamma_s}$$

$$\overline{V}_u = 0.4 \times 25 \times 0.9 \times 0.23 \times \frac{1}{1.15} \times 10^3 = 1800KN.$$

$$V_u = 90.67KN \leq \overline{V}_u = 1760.86KN \qquad \text{cv}$$

CHAPITRE VI

ETUDE DYNAMIQUE ET SISMIQUE

CHAPITREE VI

ETUDE DYNAMIQUE ET SISMIQUE

VI.1 Introduction :

Un tremblement de terre est causé par la libération brutale d'énergie de déformation au niveau la croûte terrestre. Cet ébranlement s'effectue le long des endroits bien spécifiques connus sous le nom de faille. Ce phénomène est lié à la concentration des contraintes dues à la collision entre les plaques tectoniques. La dislocation au niveau des failles libère de l'énergie élastique sous forme d'ondes sismiques qui se propagent dans la terre et provoquant un tremblement de terre. L'allure générale du mouvement provoqué par séisme dépend du caractère de l'excitation dans le foyer, de la profondeur du foyer et de la distance épicentrale.

Personne n'ignore que les séismes sont destructeurs et leur prédiction est très difficile, voire impossible. Par conséquent, la prévention contre les risques sismiques, consiste tout d'abord à construire des structures parasismiques, avec l'application stricte de toutes les prescriptions techniques, les règles et les normes régissant le domaine de la construction. La conception parasismique à comme but d'assurer une protection acceptable des vies humaines et des constructions vis-à-vis les effets des actions sismiques. Elle est basée sur le choix raisonné des formes et de la structuration du bâtiment, à partir des enseignements de l'expérience, accompagné d'un contrôle rigoureux de l'exécution sur le chantier.

Pour des ouvrages courants, les objectifs ainsi visés consistent à doter la structure :

- D'une rigidité et d'une résistance suffisante pour limiter les dommages non structuraux et éviter les dommages structuraux par un comportement essentiellement élastique de la structure face à un séisme modéré, relativement fréquent.
- D'une ductilité et d'une capacité de dissipation d'énergie adéquate pour permettre à la structure de subir des déplacements inélastiques avec des dommages limités et sans effondrement ni perte de stabilité, face a un séisme majeur, plus rare.

Le Règlement Parasismique Algérien (RPA 99 Version 2003) préconise certaines conditions relatives à la conception et l'exécution des constructions en zones sismiques selon

leurs groupes d'usage. A ce titre, il est utile de rappeler que ce règlement vise un double objectif :

- Protéger les vies humaines en évitant l'effondrement des ouvrages sous l'effet d'un séisme majeur, par limitation sur le choix des systèmes constructifs ainsi que la hauteur des ouvrages en fonction de l'importance de la sismicité de la zone d'implantation.
- Limiter les dommages dans les éléments secondaires fragiles dus a des déformations imposées par un séisme modéré.

VI.2 Objectifs de l'étude dynamique :

L'objectif initial de l'étude dynamique d'une structure est la détermination de ses caractéristiques dynamiques propres. Ceci est obtenu en considérant son comportement en vibration libre non amortie. Cela nous permet de calculer les efforts et les déplacements maximums lors d'un séisme.

L'étude dynamique d'une structure telle qu'elle se présente réellement, est souvent très complexe et demande un calcul très fastidieux voir impossible. C'est pour cette raison qu'on on fait souvent appel à des modélisations qui permettent de simplifier suffisamment le problème pour pouvoir l'analyser.

VI.3 Modélisation mathématique :

La modélisation revient à représenter un problème physique possédant un nombre de degré de liberté (DDL) infini, par un modèle ayant un nombre de DDL fini, et qui reflète avec une bonne précision les paramètres du système d'origine (la masse, la rigidité et l'amortissement).

En d'autres termes, la modélisation est la recherche d'un modèle simplifié qui nous rapproche le plus possible du comportement réel de la structure, en tenant compte le plus correctement possible de la masse et de la rigidité de tous les éléments de la structure.

VI.4 Modélisation de la structure étudiée :

Etant donné la difficulté et la complexité d'un calcul manuel des efforts internes (Moments, efforts normaux...etc.), dans les éléments structuraux, le logiciel de calcul par éléments finis (**Robot Structural Analysis Professional 2012**) est utilisé.

VI.5 Description du logiciel Robot :

Robot : est un logiciel de calcul conçu pour la conception des bâtiments et l'étude des portiques que ce soit en plan ou bien spécial. Il permet de modéliser facilement et rapidement tous types de bâtiments grâce à une interface graphique unique. Il offre de nombreuses possibilités pour l'analyse statique et dynamique.

a) facteur de correction d'amortissement η:

$\eta = \sqrt{7/(2+\xi)}$ $\xi = 7\ \%$ **[1] ►► [Tab4.2] ◄◄**

Avec remplissage dense → η = 0,882

Tableau VI.1Valeurs de ξ (%).

Remplissage	Portique		Voile ou murs
	Béton Armé	Acier	Béton Armé / Maçonnerie
Léger	6	4	10
Dense	7	5	

b) coefficient de comportement R : [1] ►► [Tab4.3] ◄◄

On prend dans un premier calcul (R=4) ce qui correspond à un système de contreventement de structures en portiques avec des voiles en béton armé, et on doit vérifier le type de notre système à partir des résultats obtenus par le logiciel (robot 24) qui sont données ci-après.

c) facteur de qualité Q : [1] ►► [Tab4.4] ◄◄

Facteur de qualité, dépendant de la qualité du système structurel (régularité en plan, en élévation, control de la qualité des matériaux…..etc.). La formule empirique donnée par RPA 99 Version 2003 est la suivante:

$$Q = 1 + \sum_{q=1}^{6} p_q$$

En récapitulant les résultats on trouve : $Q_x = 1.15$

$Q_y = 1.15$

VI.6 Calcul dynamique du bâtiment :

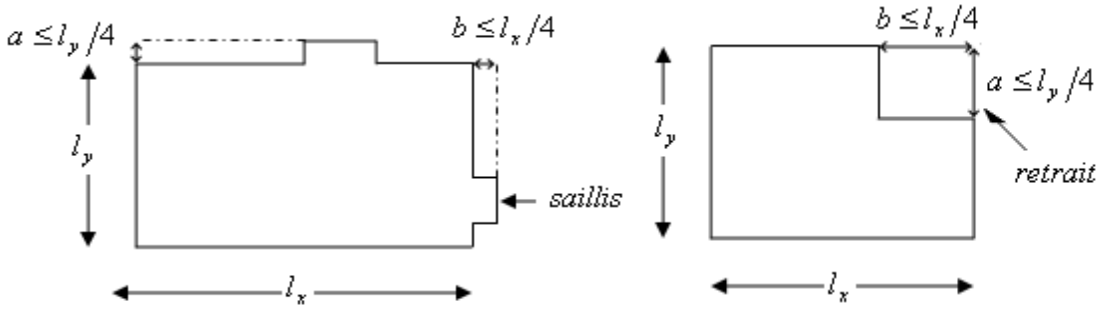
Le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes :

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

VI.6.1 Conditions d'application de la méthode statique équivalente :

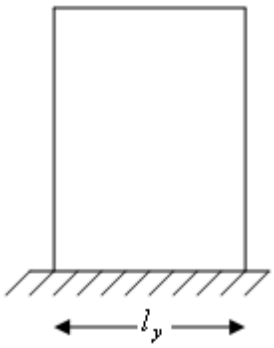
1. En zone IIa le bâtiment ou bloc étudier a une hauteur au plus égale à : 65m **(C.V)**

a) Régularité en plan :



Dans notre bloc on a un retrait ou « a et b » sont supérieurs à ¼ de Lx et Ly **(C.N.V).**

b) Régularité en élévation :



(C.V) car on n'a pas des retrait en élévation.

2. La configuration irrégulière. (En zone sismique IIa, groupe d'usage 2, H_t = 23.17 m > 23 m **(C.N.V)**)

Donc selon **[1]** ►► [Art 4.1.2] ◄◄, les conditions d'application de la méthode statique équivalente ne sont pas toutes applicables. Il faut donc utiliser la méthode dynamique modale spectrale en utilisant le spectre de réponse défini dans le RPA 99 version 2003. Néanmoins, à cause de certaines vérifications nécessaires il est indispensable de passer par la méthode statique équivalente.

VI.6 .2 Méthode modale spectrale.

VI.6 .2.1 Principe :

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

VI.6.2.2 Hypothèses de calcul.

- ✓ Les masses sont supposées concentrées au niveau du plancher ;
- ✓ Seuls les déplacements horizontaux des nœuds sont pris en compte ;
- ✓ Les planchers et les fondations doivent être rigides dans leurs plans (vis-à-vis des déplacements horizontaux) ;

VI.6 .3 Analyse de la structure :

Il est à présent clair que l'une des étapes incontournables lors d'une analyse dynamique d'une structure est sa modélisation adéquate.

La structure que nous proposons de modéliser est un bâtiment qui se distingue par sa forme irrégulière en plan, contreventée par des voiles. En effet le choix du positionnement des voiles doit satisfaire un certain nombre de conditions :

- Le nombre doit être suffisamment important pour assurer une rigidité suffisante tout en restant dans le domaine économique et facilement réalisable ;
- La position de ces voiles doit éviter des efforts de torsion préjudiciable pour la structure ;

VI.7 Classification de site :

Selon le rapport géotechnique relatif à notre ouvrage .on est en présence d'un site meuble (catégorie S3).

VI.8. Caractéristiques géométriques et massique de la structure

VI.8.1 Centre de masse:

Le centre de masse est le point de l'application des résultantes des charges horizontales (vent, séisme). La détermination du centre de masse est basée sur le calcul des centres de masse de chaque élément de la structure (acrotère, poteaux, poutres, plancher, escalier, voiles, balcons, maçonnerie extérieur). Les coordonnées du centre de masse sont données par :

$$X_G = \frac{\sum M_i X_i}{\sum M_i} \qquad \text{et} \qquad Y_G = \frac{\sum M_i Y_i}{\sum M_i}$$

Avec :

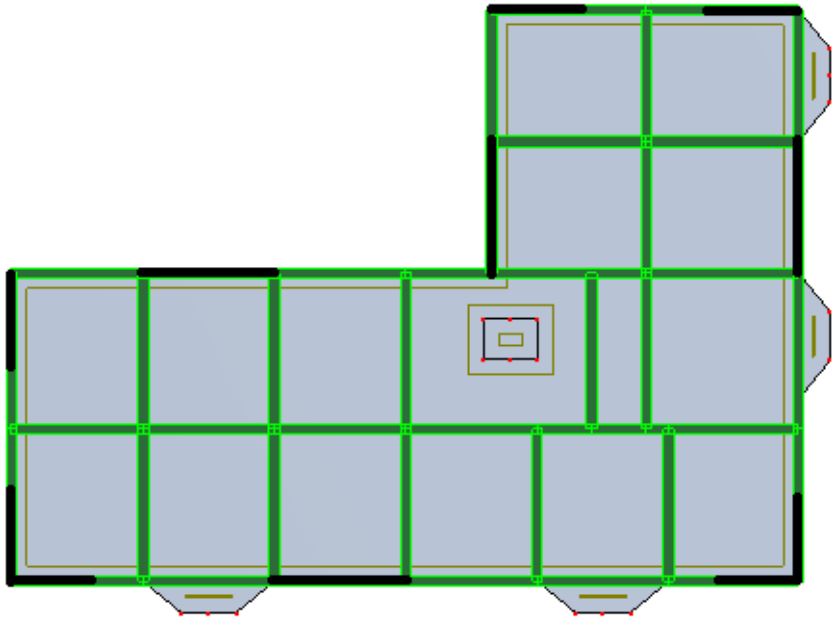
M_i : la masse de l'élément i ;

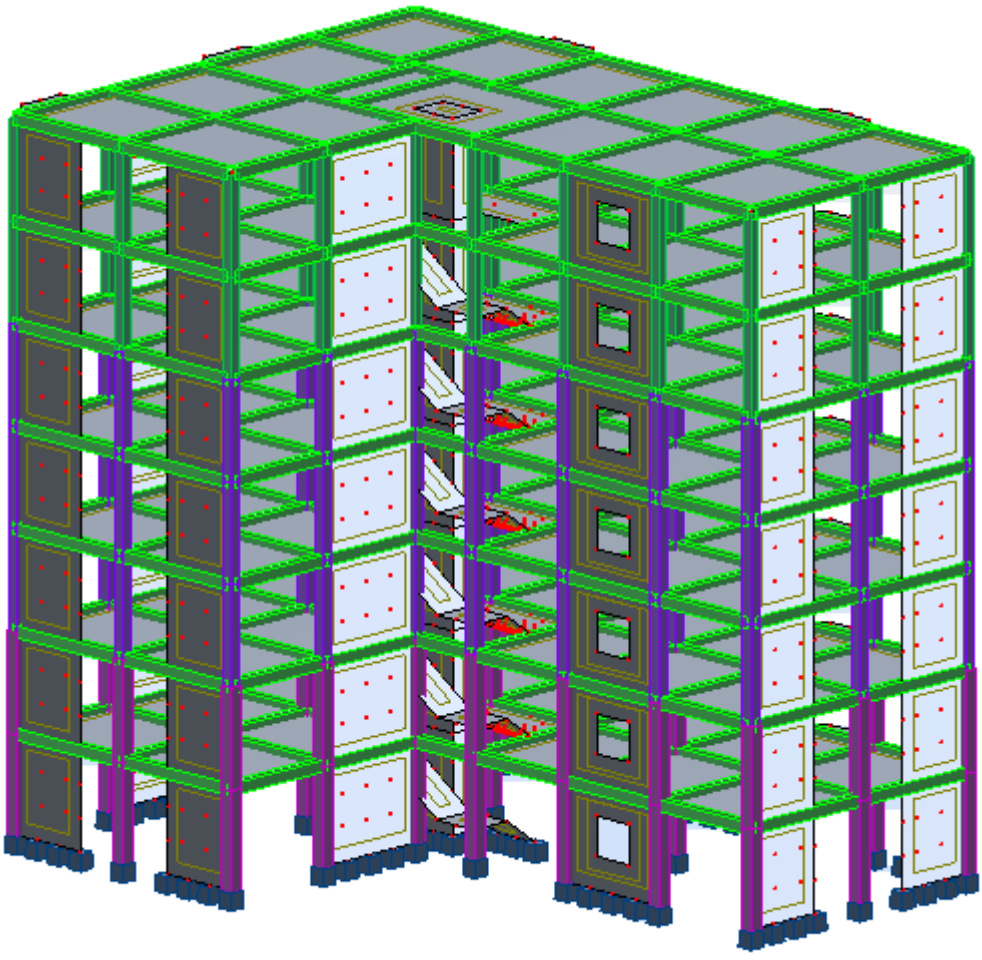
X_i Y_i : coordonnées du CDG de l'élément i par rapport au repère global ;

XG et YG : Les coordonnées du centre de masse du niveau par rapport au repère global ;

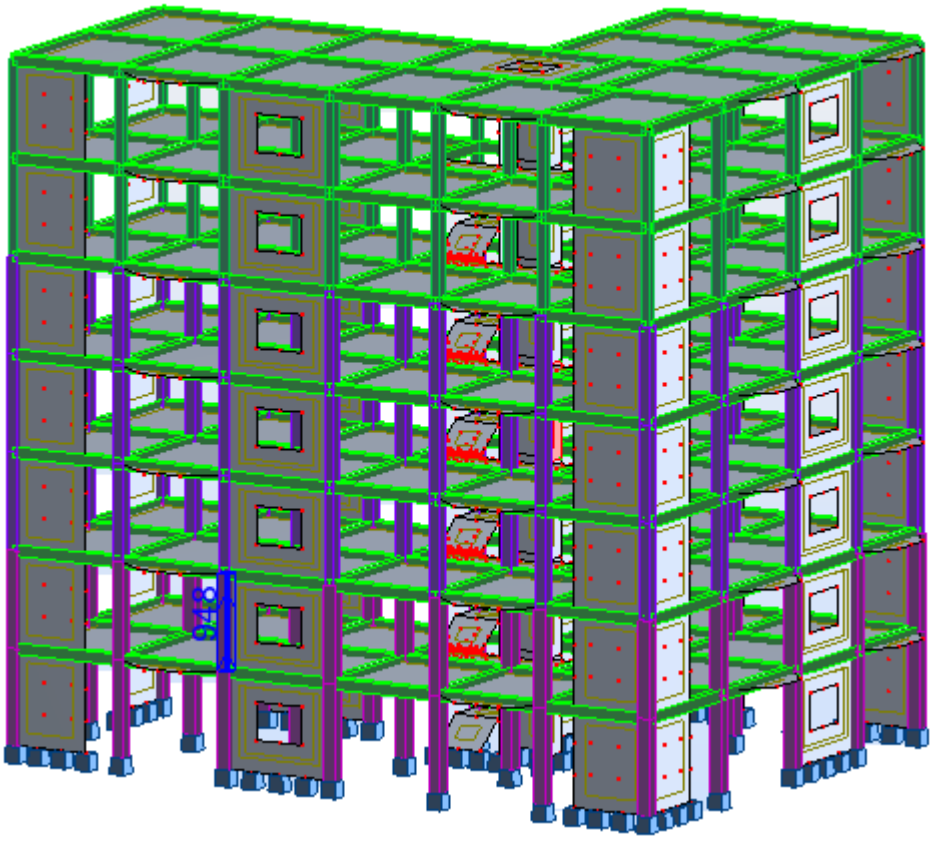
L_X=22.65 m

L_Y=16.60 m





Figures VI.1.disposition des voiles aux RDC et étages



Figures VI.2 disposition des voiles aux RDC et étages

Tableau VI.2.Calcul de centre de masse

Niveau(m)	$\sum \mathbf{M_i}$ (KN)	$\mathbf{X_G(m)}$	$\mathbf{Y_G(m)}$
+21.42	347660.46	13.02	6.49
+18.36	291403.21	12.99	6.49
+15.30	298368.51	12.98	6.50
+12.24	298368.51	12.98	6.50
+9.18	298368.51	12.98	6.50
+6.12	306405.39	12.98	6.50
+3.06	306405.39	12.98	6.50

VI.8.2 Centre de rigidité (torsion) « R » :

C'est le point par lequel passe la résultante des réactions des éléments participent dans la rigidité.

Note :

Lorsque le centre de masse et de rigidité sont confondus .les efforts extérieures ne provoquent que des mouvements de translation. En revanche, lorsqu'il y a une excentricité entre elles, il y a des mouvements de translations et rotations.

$$X_R = \frac{\Sigma I_{yi} * X_i}{\Sigma I_{yi}} \qquad Y_R = \frac{\Sigma I_{Xi} * Y_i}{\Sigma I_{Xi}}$$

Avec :

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

Les inerties sont calculées par les formules suivantes :

Pour les poteaux : $I_X = bh^3/12 \quad I_Y = hb^3/12$

Pour les voiles plein : $I_X = Le^3/12 \quad I_Y = eL^3/12$

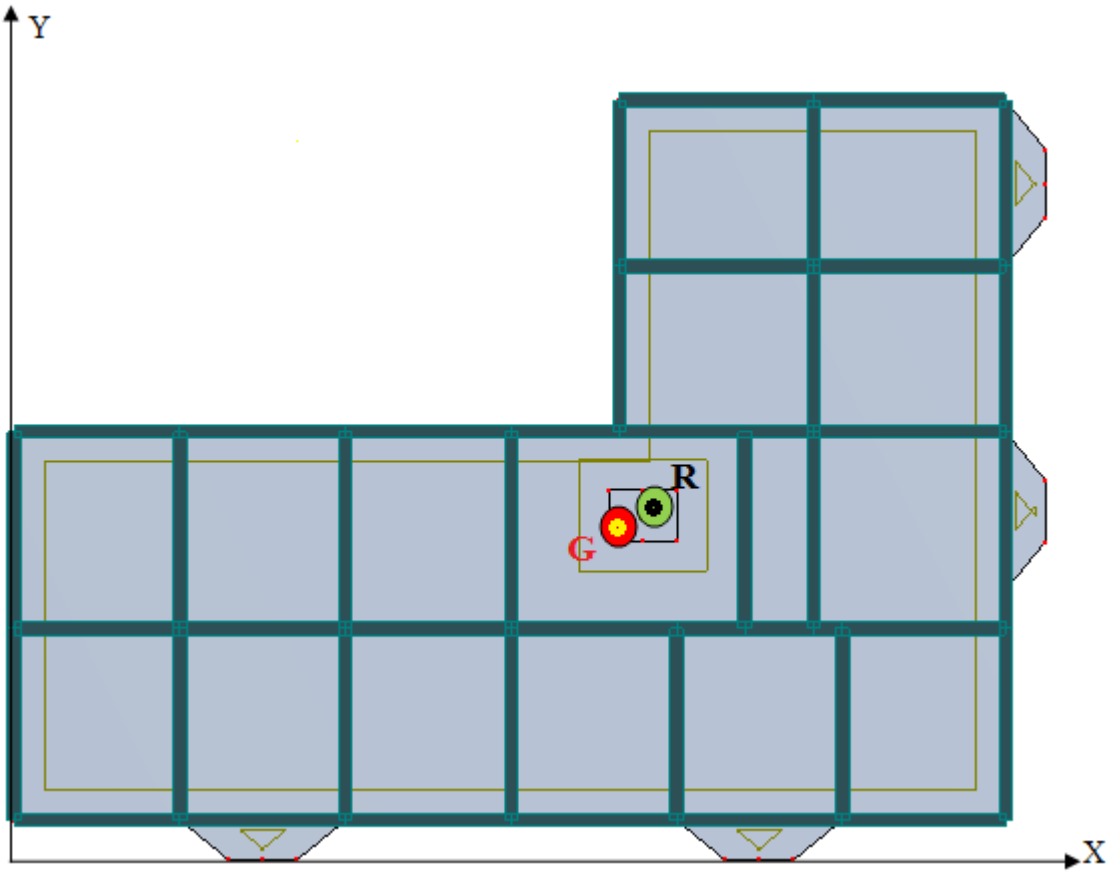


Figure VI.3.Centre de masse et centre de torsion

Tableau VI.3 Calcul du centre de torsion

Niveau(m)	$\sum I_{Xi}$	$\sum I_{Yi}$	X_R	Y_R
+21.42	7972933,50	15994856,72	14.52	7.36
+18.36	6885220,53	13828819,89	14.53	7.36
+15.30	7075401,59	14192467,69	11.89	7.37
+12.24	7075401,59	14192467,69	11.89	7.37
+9.18	7075401,59	14192467,69	11.89	7.37
+6.12	7295939,93	14613689,40	11.89	6.00
+3.06	7296495,37	14613830,01	11.89	6.00

VI.8.3 Excentricité :

VI.8.3.1 L'excentricité accidentelle : [1] ►► [Art 4.3.7] ◄◄

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

Sens X : e_{acc} = 0.05 x 22,65 = 1,17m

Sens Y : e_{acc} = 0.05 x16.6= 0,86 m

VI.8.3.2 L'excentricité statique :

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

$e_X = |X_G - X_R|$

$e_y = |Y_G - Y_R|$

Tableau VI.4 Calcul de l'excentricité statique

	Centre des masses		Centre de torsion		Excentricité théorique	
Niveau(m)	X_G m	Y_G m	X_R m	Y_R m	e_x m	e_y m
+21.42	13.02	6.49	14.52	7.36	1.50	0.49
+18.36	12.99	6.49	14.53	7.36	1.54	0.49
+15.30	12.98	6.50	11.89	7.37	1.09	0.87
+12.24	12.98	6.50	11.89	7.37	1.09	0.87
+9.18	12.98	6.50	11.89	7.37	1.09	0.87
+6.12	12.98	6.50	11.89	6.00	1.08	0.86
+3.06	12.98	6.50	11.89	6.00	1.08	0.86

VI.8.3.3 Excentricité retenue

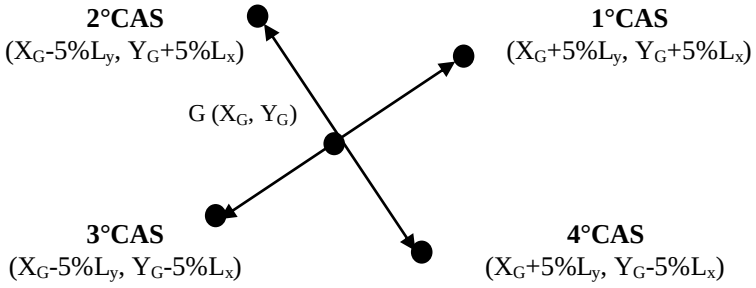
Afin de prendre en compte que l'excentricité doit êtres prise de part et d'autre du centre de torsion, on doit étudier les quatre cas suivants et prend le cas le plus défavorable :

1- $e_X = e_{xth} + e_{aX}$

2- $e_X = e_{xth} - e_{aX}$

3- $e_Y = e_{yth} + e_{aY}$

4- $e_Y = e_{yth} - e_{aY}$



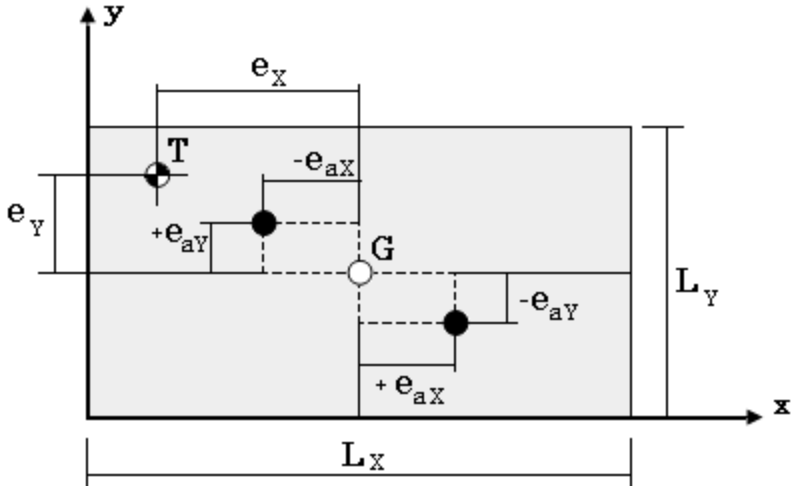
Ces quatre cas sont pris en considération pour les raisons suivantes:

- Pour pallier les erreurs de calcul de centre de gravite des masses ;
- Pour tenir compte de la distribution non uniforme des surcharges ;
- Pour pallier les erreurs d'exécution ;

Le tableau (VI.2) résume les résultats précédents :

Tableau VI.5 Calcul de l'excentricité totale

L'étage	$e_X = e_{xth} + e_{aX}$	$e_X = e_{xth} - e_{aX}$	$e_Y = e_{yth} + e_{aY}$	$e_Y = e_{yth} - e_{aY}$	e_X à retenir	e_Y à retenir
6	2,67	-0,33	1,35	0,37	2,67	0,37
5	2.71	-0,37	1,35	0,37	2.71	0,37
4	2,26	0,08	1,73	-0.01	2,26	-0.01
3	2,26	0,08	1,73	-0.01	2,26	-0.01
2	2,26	0,08	1,73	-0.01	2,26	-0.01
1	2,25	0,09	1,72	0.00	2,25	0.00
RDC	2,25	0,09	1,72	0.00	2,25	0.00



Figures VI.4 position de centre de masse

VI.9 Résultats et vérifications de l'analyse dynamique par « *Robot 24* » :

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

- ✓ Vérification de comportement des trois premiers modes ;
- ✓ Vérification de participation massique ;
- ✓ Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul ;
- ✓ Vérification de la stabilité au renversement ;
- ✓ Vérification de déplacement ;
- ✓ Vérification vis à vis de l'effet P-Δ ;
- ✓ Vérification des sollicitations normales ;

VI.9.1 Vérification de comportement des trois premiers modes:

Tableau VI.6 Le comportement des trois premiers modes

modes	Masse modale UX(%)	Masse modale UY(%)	Masse modale UZ(%)
Mode 1	49,50	13,92	0.00
Mode 2	14,69	53,83	0.00
Mode 3	4,03	0,89	0.00

Mode 1	Mode 2	Mode 3
Couplage entre la translation dans les deux sens (x) et (y) avec prédominance suivant (x) de 49.50 %.	Couplage entre la translation dans les deux sens (x) et (y) avec prédominance suivant (y) de 53.83%.	rotation autour de Z

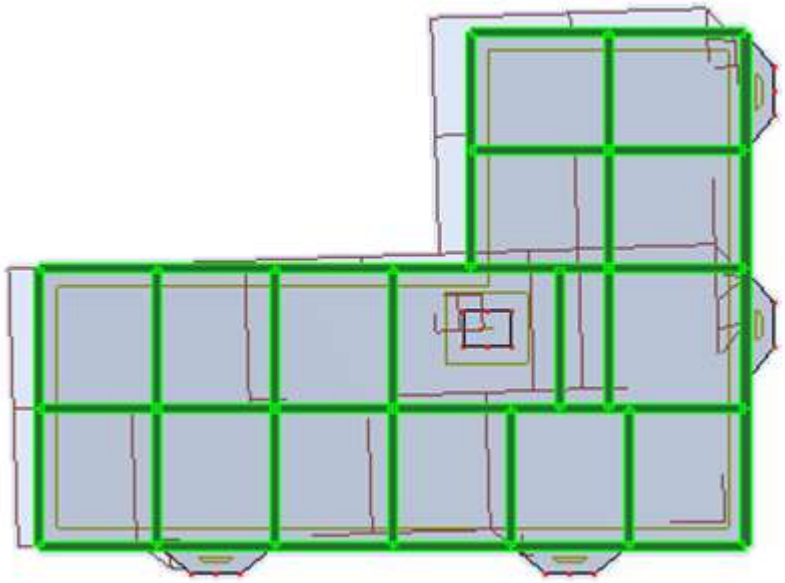


Figure VI.5.Le comportement du premièr mode

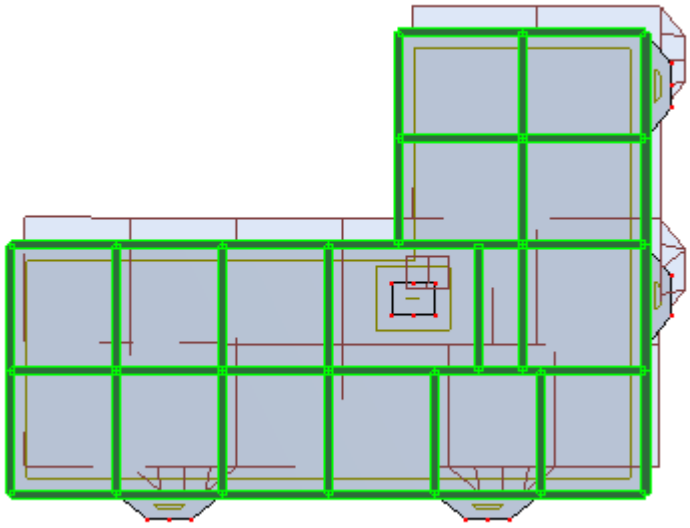


Figure VI.6.Le comportement du deuxième mode

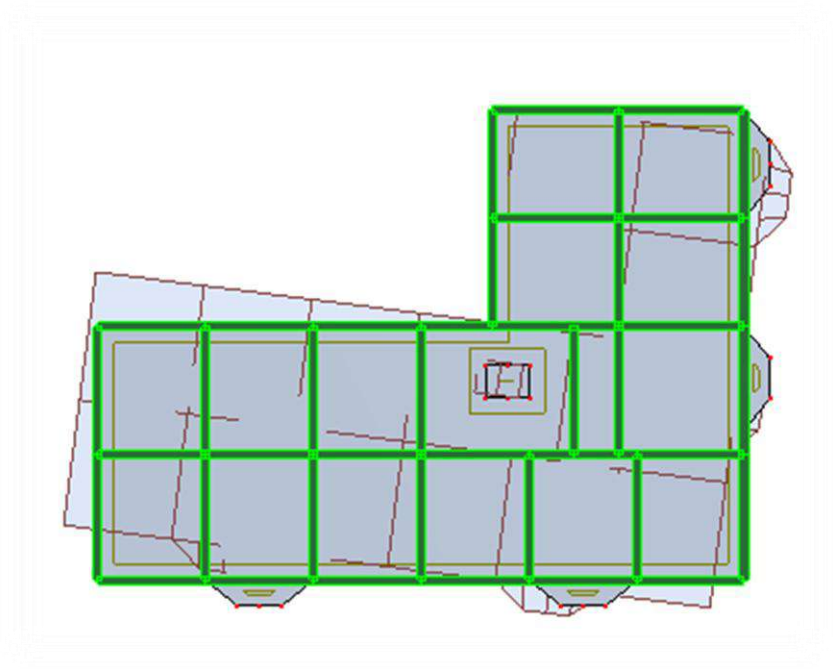


Figure VI.7 Le comportement de troisième mode

VI.9.2 vérification de participation massique :

Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que : La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure d'après: **[1]** ►► [Art4.3.4.a] ◄◄

Tableau VI.7 Coefficient de participation massique

Mode	Période (s)	Masses cumulées (%)	
		Sens-x	Sens-y
1	0,50	49,50	13,92
2	0,48	64,19	67,75
3	0,35	68,22	68,64
4	0,13	77,84	76,41
5	0,12	85,29	86,96
6	0,09	86,83	87,00
7	0,06	88,09	91,94
8	0,06	**92,90**	**93,37**

VI.9.3 Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul :

[1] ►► [Art4.2.6] ◄◄ La résultante des forces sismique à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inferieure à 80% de la résultante des forces

sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V pour une valeur de période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée. Donc il faut vérifier que :

$$V_t/V > 0.8$$

- **Calcul de la force sismique totale [1]: ►► [Art4.2.3] ◄◄ :**

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

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

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

A : coefficient d'accélération donné par [1] **: ►► [Tab4.1] ◄◄ :** en fonction de la zone sismique et du groupe d'usage.

Tableau VI.8 Coefficients d'accélération de zone *A*

	ZONE	ZONE	ZONE	ZONE
Groupe	I	IIa	IIb	III
1A	0,15	0,25	0,30	0,40
1B	0,12	0,20	0,25	0,30
2	0,10	0,15	0,20	0,25
3	0,07	0,10	0,14	0,18

Dans notre cas on a un groupe d'usage 2 en zone IIa donc : $A = 0,15$

D : facteur d'amplification dynamique moyen :

$$D = \begin{cases} 2,5\,\eta & 0 \le T \le T_2 \\ 2,5\,\eta\,(T_2/T)^{2/3} & T_2 \le T \le 3s \\ 2,5\,\eta\,(T2/3)^{2/3}(3/T)^{5/3} & T \ge 3s \end{cases}$$

T2 = 0,5 s **[1]: ►► [Tab4.7] ◄◄**

(Avec site S3)

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

ξ = 7 % **[1]: ►► [Tab4.2] ◄◄**

(Avec remplissage dense) → η 0,882 ≥0.7 **(C.V)**

T : période fondamentale suivant les deux directions, puis on prend les valeurs minimum des deux formules suivantes :

- **Estimation empirique de la période fondamentale :**

Dans notre cas, la période fondamentale correspond à la plus petite valeur obtenue par les formules 4 - 6 et 4 -7 du **[1]: ►► [Art4.2.4] ◄◄.**

On donc :

$$T = \min\left\{C_T h_N^{3/4} \quad \frac{0.09 \times h_N}{\sqrt{D}}\right\}$$

Avec :

h_N : Hauteur mesurée en mètres a partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau N ;

C_T : Coefficient fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné par le tableau 4-6 du RPA99 Version2003 ;

D : la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée ;

- **Pour le sens transversal :**

h_N = 21.42 m et d = 16.60 m

C_T = 0,05 on a un contreventement assuré partiellement par des voiles en béton armée

Alors: T = min (0,497 s, 0,473s) $\Longrightarrow$ T = 0,473s

On a: T_2 (S_3) = 0,5s

D = 2,5 η $0 \leq T \leq T_2$

Donc : **D = 2,205**

- **Pour le sens longitudinal**

h_N = 21.42m et d = 22,65 m

T = min (0,497 s ; 0,405s)

Donc T = 0,405s

D = 2,5 η $0 \leq T \leq T_2$

Donc : **D = 2.205**

R : coefficient de comportement global de la structure

- **Verticalement :**

Somme de réactions totales à la base : F_Z = 31860,09 kN

Somme totales des efforts repris par les voiles : F_Z = 15666,24 kN

Somme totales des efforts repris par les poteaux : F_Z = 13933,82 kN

Ce qui donne un pourcentage des efforts repris par les voiles de 49 %

- **Horizontalement :**

Suivant Ex :

Somme totales des efforts horizontaux suivant la direction x : F_X = 1728,50KN

Somme totales des efforts repris par les voiles : F_X = 1425,33KN

Somme totales des efforts repris par les poteaux : F_X = 696,11KN

Ce qui donne un pourcentage des efforts repris par les voiles de 82.46 %

Suivant Ey :

Somme totales des efforts horizontaux suivant la direction y : F_y = 1813,67KN

Somme totales des efforts repris par les voiles : F_y = 1516,09KN

Somme totales des efforts repris par les poteaux : F_y = 730,60KN

Ce qui donne un pourcentage des efforts repris par les voiles de 83.59 %

Les sollicitations verticales totales de la structure : $W_t = 31860.09\ kN$

Les sollicitations verticales reprises par les voiles : $W_{voile} = 15666.24\ kN$

Donc :

W_{voile} / W_t = 0.49

A partir des résultats ci-dessus on est dans le cas de système de contreventement constitué par des voiles porteurs en béton armé et ce conformément [1]: ►► [Art.3.4.A.2] ◄◄

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 % (49%) des sollicitations dues aux charges verticales, on considère que la sollicitation verticale est reprise uniquement par les voiles.

  Donc : **R = 3.5**

- ➢ ***Q*** : Facteur de qualité, défini par :

  $Q = 1 + \Sigma P_a$ Q = 1,15 « pour les deux sens»

- ➢ ***W*** : poids de la structure
- ➢ β : Coefficient de pondération fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donné par le tableau 4-5 du RPA99 Version 2003,

Dans notre cas et pour bâtiment d'habitant β=0,20

Donc pour chaque niveau « i » on aura : $W_i = W_{gi} + 0,2W_{Qi}$:

Tableau VI.9.Calcul de la force sismique

A	D_X	D_Y	R	Q_X	Q_Y	$\sum W_i$ (KN)	$V_X(KN)$	$V_Y(KN)$
0.15	2.205	2.205	3.5	1.15	1.15	21469,7998	2333,23	2333,23

Tableau VI.10.Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul

	V (kN)	$V_t(kN)$	0.8V	$V_t > 0.8V$
X	2333,23	1689,64	1866,584	C.N.V
Y	2333,23	1775,56	1866,584	C.N.V

V_t < 0.8V, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,...etc.) dans le rapport $r = 0.8V / V_t$

- Pour la direction de x on a : $r = 1.10$
- Pour la direction de y on a : $r = 1.05$

C'est-à-dire on remplace le coefficient « 1 » de la force sismique suivant la direction x (Ex) dans les combinaisons, par le coefficient « 1.10 », et le coefficient « 1 »de la force sismique suivant la direction y (Ey) dans les combinaisons, par le coefficient « 1.05 ».

VI.9.4 Vérification de la stabilité au renversement :

La vérification au renversement est nécessaire pour justifier la stabilité d'un Ouvrage sollicité par des efforts d'origine sismique.

- Le moment de renversement est égal à :

$$M_{0x} = \sum_{i=1}^{n} h_i F_{ix} \qquad M_{0y} = \sum_{i=1}^{n} h_i F_{iy}$$

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 :

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

Avec :

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

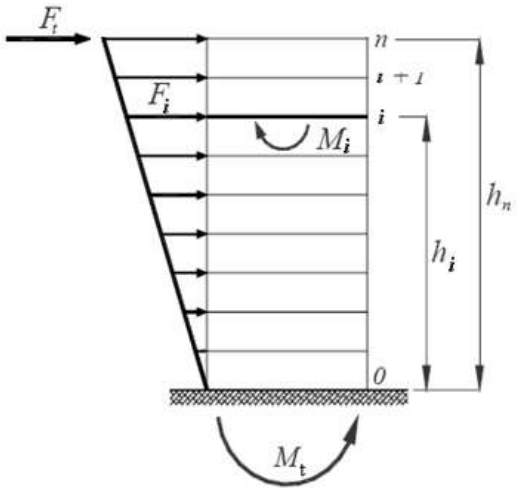


Figure VI.8.Les forces agissent sur la stabilité au renversement

VI.9.4.1 Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur :

La résultante des forces sismiques à la base est distribuée sur la hauteur de la structure selon les formules suivantes **[1] ►► [Art4.2.5] ◄◄**

$$V = F_t + \sum F_i$$

F_t = 0,07 TV si T > 0,7 S

F_t = 0 si T < 0,7 S

On a : T_y = 0,473s < 0,7 S $F_t = 0$

T_x =0.405s < 0,7 S $F_t = 0$

La force sismique équivalente qui se développe au niveau i est donnée par

L'expression

$$F_i = \frac{(V - F_t)W_i h_i}{\sum_{j=1}^{n} W_j h_J}$$

F_i : Force horizontale au niveau i,

h_i : Niveau du plancher,

F_t : Force concentrée au sommet de la structure,

Donc on a:

$$F_{ix} = \frac{W_i h_i}{\sum_{j=1}^{n} W_j h_J} \cdot V_X = \alpha . V_X \qquad F_{iy} = \frac{W_i h_i}{\sum_{j=1}^{n} W_j h_J} \cdot V_y = \alpha . V_y$$

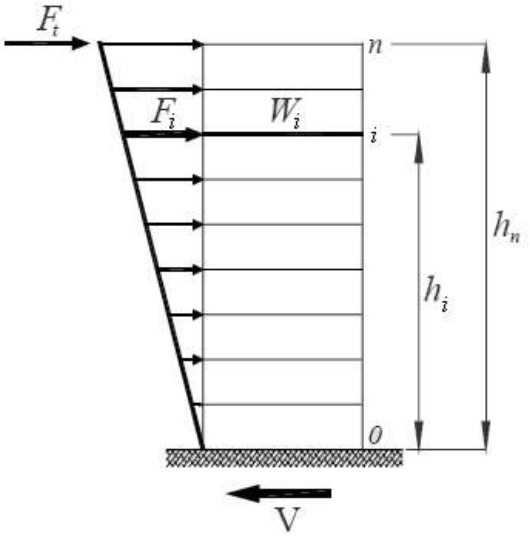


Figure VI.9.Distribution des forces sismiques

$V_X = 2333{,}23 * 1.10 = 2566{,}553\ kN$

$V_y = 2333{,}23 * 1.05 = 2449{,}891\ kN$

Tableau VI.11 Forces sismiques selon la hauteur

Niveau (m)	W_i	$W_i h_i$	α	F_{ix} (kN)	F_{iy} (kN)
+21.42	3476,6046	74468,870	0,2803170	719.448	686.746
+18.36	2914,0321	53501,629	0,2013917	516.886	493.387
+15.30	2983,6851	45650,382	0,1718379	441.031	420.984
+12.24	2983,6851	36520,305	0,1374703	352.824	336.787
+9.18	2983,6851	27390,229	0,1031027	264.618	252.590
+6.12	3064,0539	18752,009	0,0705866	181.164	172.929
+3.06	3064,0539	9376,0049	0,0352933	90.582	86.464
∑		265659,428	1	2566,549	2449,889

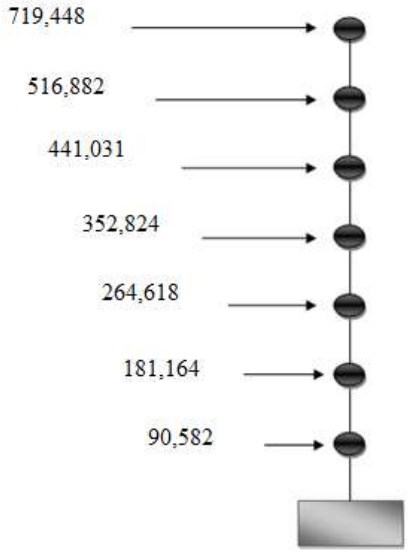


Figure VI.10.Concentration des forces sismiques aux étages suivant X

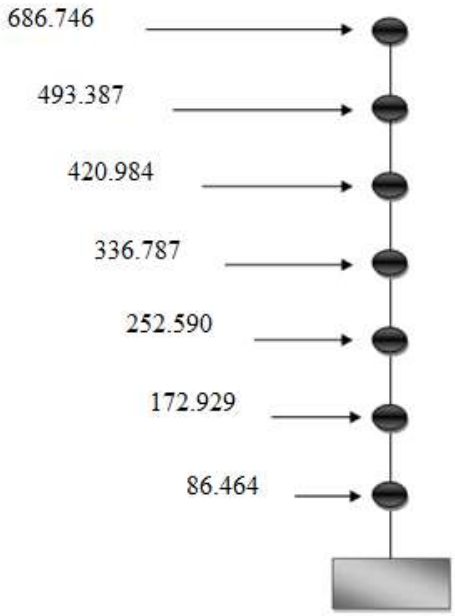


Figure VI.11.Concentration des forces sismiques aux étages suivant Y

VI.9.4.2 Moment de renversement :

Tableau VI.12 Calcul du moment de renversement

Niveau (m)	F_{ix} (kN)	F_{iy} (kN)	M_{0xi} (kN.m)	M_{0yi} (kN.m)
+21.42	719.448	686.746	15410,57616	14710,099
+18.36	516.886	493.387	9490,02696	9058,585
+15.30	441.031	420.984	6747,7743	6441,055
+12.24	352.824	336.787	4318,56576	4122,272
+9.18	264.618	252.590	2429,19324	2318,776
+6.12	181.164	172.929	1108,72368	1058,325
+3.06	90.582	86.464	277,18092	264,579
$\sum M_0$			39782.041	37973,694

VI.9.4.3 Moment stabilisant :

Tableau VI.13.calcul du moment stabilisant

Niveau (m)	W_i (kN)	X_G (m)	Y_G (m)	M_{tx} (kN.m)	M_{ty} (kN.m)
+21.42	3476,6046	13.02	6.49	22563,163854	45265,391892
+18.36	2914,0321	12.99	6.49	18912,068329	37853,276979
+15.30	2983,6851	12.98	6.50	19393,95315	38728,232598
+12.24	2983,6851	12.98	6.50	19393,95315	38728,232598
+9.18	2983,6851	12.98	6.50	19393,95315	38728,232598
+6.12	3064,0539	12.98	6.50	19916,35035	39771,419622
+3.06	3064,0539	12.98	6.50	19916,35035	39771,419622
$\sum M_t$				139489,792333	278846,205909

Donc il faut vérifier que : $M_t/M_0 \geq 1.5$

- Suivant le sens X : M_{tx}/M_{0x} = 139489,79/39782.041= 3.5 $\geq$ 1.5 (CV)
- Suivant le sens Y : M_{ty}/M_{0y} =278846,20/37973,694= 7.34 $\geq$ 1.5 (CV)

Donc la stabilité de la structure au renversement est vérifiée.

VI.9.5 Vérification des déplacements inter-étage :

Selon le **[1] ►► [Art4.4.3] ◄◄** le déplacement horizontal à chaque niveau k de la structure et calculé comme suit :

$$\delta_k = R.\delta_{ek}$$

δ_{ek} : Déplacement du 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 **[1]** ►► [Art5.10] ◄◄: le déplacement horizontal relatif d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doit pas dépasser:

$$\bar{\Delta}_k = 0.1 h_e$$

Avec : h_e : La hauteur de l'étage k.

Tableau VI.14 Vérification des déplacements inter-étage sens X

Niveau (m)	δ_{ek} (cm)	δ_k (cm)	Δ_k (cm)	$\bar{\Delta}_k$ (cm)	Vérification
+21.42	4.8	16,8			
			2.8	3.06	Oui
+18.36	4.0	14			
			3.15	3.06	Oui
+15.30	3.1	10,85			
			2.8	3.06	Oui
+12.24	2.3	8,05			
			2.8	3.06	Oui
+9.18	1.5	5,25			
			2.45	3.06	Oui
+6.12	0.8	2,8			
			2,1	3.06	Oui
+3.06	0.2	0,7			
			0,7	3.06	Oui
+0.00	0.0	0.0			

Tableau VI.15 Vérification des déplacements inter-étage sens Y

Niveau (m)	δ_{ek} (cm)	δ_k (cm)	Δ_k (cm)	$\bar{\Delta}_k$ (cm)	Vérification
+21.42	4.2	14,7			
			2.45	3.06	Oui
+18.36	3.5	12,25			
			2.8	3.06	Oui
+15.30	2.7	9,45			
			2.45	3.06	Oui
+12.24	2.0	7			
			2.45	3.06	Oui
+9.18	1.3	4,55			
			2.1	3.06	Oui
+6.12	0.7	2,45			
			1,75	3.06	Oui
+3.06	0.2	0,7			
			0,7	3.06	Oui
+0.00	0.0	0.0			

VI.9.6 Justification Vis A Vis De l'effet P-Δ :

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

$\theta = P_k . \Delta_k / V_k . h_k \leq 0.1$ **[1] ►► [Art.5.9] ◄◄**

Avec :

P_k : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au dessus du niveau « k » calculés suivant le formule ci-après

$$P_k = \sum_{i=k}^{n} (W_{Gi*} + \beta W_{qi})$$

V_k : Effort tranchant d'étage au niveau « k ».

Δ_k : Déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 ».

Si $0.10 < \theta \leq 0.20$, Les effets P-Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1° ordre par le facteur :

$$1/(1-\theta_k)$$

Si $\theta > 0.20$, la structure est partiellement instable et doit être redimensionnée.

- **Sens longitudinal :**

Tableau VI.16.Vérification l'effet P-Δ sens X

Niveau	P_k (kN)	Δ_k (cm)	F_{ix} (kN)	V_k (kN)	θ	$\theta \leq 0.10$
+21.42	3476,604	2.8	719.448	719.448	0.006	CV
+18.36	6390,636	3.15	516.886	1236,334	0.008	CV
+15.30	9374,321	2.8	441.031	1677,365	0.010	CV
+12.24	12358,006	2.8	352.824	2030,189	0.013	CV
+9.18	15341,692	2.45	264.618	2294,807	0.017	CV
+6.12	18405,745	2,1	181.164	2475,971	0.02	CV
+3.06	21469,799	0,7	90.582	2566,553	0.019	CV

- **Sens transversale :**

Tableau VI.17.Vérification l'effet P-Δ sens Y

Niveau	P_k (kN)	Δ_k (cm)	F_{iy} (kN)	V_k (kN)	θ	θ □ □ 0.10
+21.42	3476,604	2.45	686.746	686.746	0.005	CV
+18.36	6390,636	2.8	493.387	1180,133	0.008	CV
+15.30	9374,321	2.45	420.984	1601,117	0.009	CV
+12.24	12358,006	2.45	336.787	1937,904	0.01	CV
+9.18	15341,692	2.1	252.590	2190,494	0.01	CV
+6.12	18405,745	1,75	172.929	2363,423	0.02	CV
+3.06	21469,799	0,7	86.464	2449,887	0.02	CV

On a $\theta_i < 0,1$ pour chaque niveau « k » et dans les deux sens, on peut donc négliger l'effet P-Δ dans le calcule des éléments structuraux.

VI.9.7 Vérification des sollicitations normales: RPA ►► [Art.7.4.3.1] ◄◄

Outre les vérifications prescrites par le C.B.A93 et dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme.

L'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$\nu = \frac{N_d}{B_C * f_{c28}} \leq 0.3$$

Avec :

- ν: effort normal réduit.
- N_d : l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton.
- B_C : l'air (section brute) de cette section de béton.
- f_{c28}: la résistance caractéristique de béton.

Tableau VI.18 vérifications des sollicitations normales

	N_d (kN)	B_C (mm^2)	f_{c28} (MPa)	ν	$\nu \leq 0.3$
$6^{ème}$ étage	174.28	90000	25	0.07	CV
$5^{ème}$ étage	301.72	90000	25	0.13	CV
$4^{ème}$ étage	443.46	122500	25	0.14	CV
$3^{ème}$ étage	586.26	122500	25	0.19	CV
$2^{ème}$ étage	732.64	122500	25	0.23	CV
$1^{èr}$ étage	964.03	160000	25	0.24	CV
RDC	1230.00	160000	25	0.30	CV

VI.10 Le spectre de réponse de calcul :

L'action sismique doit être appliquée dans toutes les directions jugées déterminantes pour le calcul des forces sismiques ainsi que les directions qui leur sont perpendiculaires, compte tenu de la configuration en plan de la structure. Pour les structures ayant leurs éléments de contreventement distribués le long de deux directions orthogonales, ces deux directions sont à retenir comme directions d'excitation.

Selon **[1]** ►► [Art4.3.3] ◄◄: L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant :

$$\frac{S_a}{g}=\begin{cases}1.25A\left(1+\frac{T}{T_1}\left(2.5\eta\frac{Q}{R}-1\right)\right) & 0\le T\le T_1\\ 2.5\eta(1.25A)\left(\frac{Q}{R}\right) & T_1\le T\le T_2\\ 2.5\eta(1.25A)\left(\frac{Q}{R}\right)\left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & T_2\le T\le 3.0s\\ 2.5\eta(1.25A)\left(\frac{T_2}{3}\right)^{2/3}\left(\frac{3}{T}\right)^{5/3}\left(\frac{Q}{R}\right) & T>3.0s\end{cases}$$

A : Coefficient d'accélération de zone (tableau 4.1) **A** = 0.15

η : Facteur de correction d'amortissement (quant l'amortissement est différent de 5%)

η = 0.882

ξ: Pourcentage d'amortissement critique $\xi = 7\%$

R : coefficient de comportement de la structure R = 3.5

Q : Facteur de qualité $Q = Q_X = Q_Y = 1.15$

T_1 T_2 : Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site (tableau 4.7)

Tableau VI.19 Valeurs de T_1 et T_2.

Site	S_1	S_2	S_3	S_4
T_1	0.15	0.15	0.15	0.15
T_2	0.30	0.40	0.50	0.70

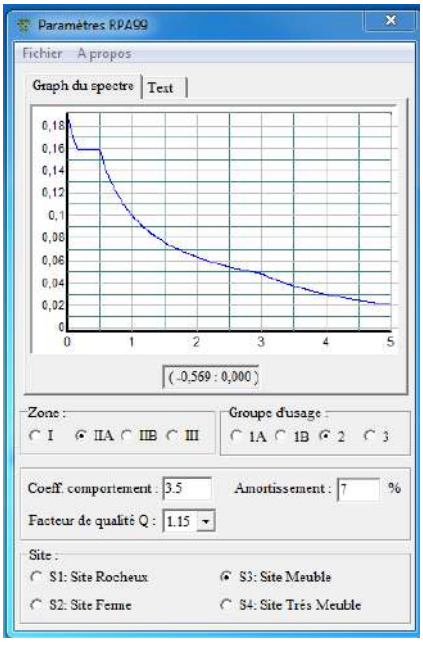


Figure VI.12 Spectres de réponse

VI.11 Conclusion général :

A travers les résultats obtenus et les vérifications, nous pouvons conclure que la conception adoptée reflète le comportement typique du bloc étudié.

CHAPITRE VII:

FERRAILLAGE DES ELEMENTS RESISTANTS

CHAPITREVII

FERRAILLAGE DES ELEMENTS RESISTANTS

Le ferraillage des éléments résistant s'effectuera selon le règlement C.B.A 93 et les règles parasismiques en vigueur en Algérie (RPA 99/ version 2003).

VII.1 Ferraillage des poutres :

Les poutres sont des éléments non exposée aux intempéries et sollicitées par des moments de flexion et des efforts tranchants, Donc le calcul se fera en flexion simple avec les sollicitations les plus défavorables en considérant la fissuration comme étant peu nuisible.

Tableau VII.1. Les données de calcul

situation durable		situation accidentelle	
Béton	Acier	Béton	Acier
γ_b =1,5	γ_s =1,15	γ_b = 1, 15	γ_s =1,00
σ_b = 25 MPa	FeE 400	σ_b =25 MPa	FeE 400
$\overline{\sigma_b}$ =14,2Mpa	σ_s=348 MPa	$\overline{\sigma_b}$ =18,50 MPa	σ_s=400 MPa

VII.1.1 Les combinaisons de calcul :

- La combinaison (1,35G+1,5Q) nous permettra de déterminer le moment maximum en travée.
- La combinaison (G + Q $\pm$ E) donne le moment négatif maximum en valeur absolue sur les appuis et permettra de déterminer le ferraillage supérieur au niveau des appuis.
- La combinaison (0.8G $\pm$ E) nous permettra de déterminer le moment négatif ou positif minimum en valeur absolue sur les appuis et permettra dans le cas où M > 0 de déterminer le ferraillage au niveau des appuis.

VII. 1.2 Recommandations de RPA99 version 2003 :

VII.1.2.A Ferraillage longitudinal RPA ►► Art [7.5.2.1] ◄◄ :

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux pour toute la poutre est de 0,5% en toute section.
- Le pourcentage maximum des aciers longitudinaux est de :
  4% en Zone courante.

6% en Zone nodale.

- Les poutres supportant des faibles charges verticales sont sollicitées principalement par les forces latérales sismiques doivent avoir des armatures symétriques. Avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appui.
- La longueur minimale de recouvrement est de 40ϕ en Zone IIa.
- A Travée et appui ≥ Amin CBA et Amin RPA
- A Travée et appui ≤ Amax RPA

VII.1.2.B Armatures transversales RPA ►► Art [7.5.2.2] ◄◄ :

La quantité d'armatures transversales est donnée par : A_t=0,003. S_t .b

b : largeur de la poutre.

S_t: Espacement maximum entre les armatures transversales, il est donné comme suit :

$S_t \leq h/2$ Zone courante

$S_t \leq \min(h/4 ; 12\phi_l)$ 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 :**

Tableau VII.2. Ferraillage longitudinal des poutres principales

	Niveau	position	M_u (kN.m)	combinaison	À (cm^2)	A_{calcul} (cm^2)	$A_{choisies}$ (cm^2)
Intermédiaire	Terrasse	Travée	25.04	G+Q-Ey	0	2.001	4HA12 =4.52
		Appui	-29.10	G+Q+Ey	0	2.334	4HA12 =4.52
	Etages	Travée	50.94	G+Q-Ey	0	4.176	4HA14 =6.16
		Appui	-49.74	G+Q+Ex	0	4.072	4HA14 =6.16
Rive	Terrasse	Travée	40.61	G+Q-Ey	0	3.295	4HA14 =6.16
		Appui	-72.03	G+Q+Ey	0	6.038	5HA14 =7.7
	Etages	Travée	79.15	G+Q-Ey	0	6.687	6HA14 =9.24
		Appui	-93.17	G+Q+Ey	0	8.000	6HA14 =9.24

- **Ferraillage longitudinal des poutres secondaires :**

Tableau VII.3. Ferraillage longitudinal des poutres secondaires

	Niveau	position	M_u (kN.m)	combinaison	$\grave{A}$ (cm^2)	A_{calcul} (cm^2)	$A_{choisies}$ (cm^2)
Intermédiaire	Terrasse	Appui	-66.07	G+Q+Ey	0	5.503	5HA14 =7.7
	Etages	Appui	-79.55	G+Q+Ey	0	6.724	4HA16 =8.04
Rive	Terrasse	Appui	-67.89	G+Q+Ey	0	5.665	5HA14 =7.7
	Etages	Appui	-89.47	G+Q+Ey	0	7.649	4HA16 =8.04

VII. 1.3 Vérification des contraintes à l'état limite de service par CBA93 :

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

	Niveau	position	M_{ser} (kN.m)	combinaison	$A_{adopter}$ (cm^2)	σ_b	σ_s	$\sigma_b \leq [\sigma_b]$	$\sigma_s \leq [\sigma_s]$
Intermédiaire	Terrasse	Travée	13.97	G+Q	4.52	3.255	107.78	C.V	C.V
		Appui	17.95	G+Q	4.52	4.182	138.49	C.V	C.V
	Etages	Travée	15.53	G+Q	6.16	3.246	89.288	C.V	C.V
		Appui	27.52	G+Q	6.16	5.753	158.22	C.V	C.V
Rive	Terrasse	Travée	22.48	G+Q	6.16	4.699	129.24	C.V	C.V
		Appui	30.05	G+Q	7.7	5.832	139.89	C.V	C.V
	Etages	Travée	26.57	G+Q	9.24	4.866	104.16	C.V	C.V
		Appui	35.52	G+Q	9.24	6.505	139.25	C.V	C.V

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

	Niveau	position	M_{ser} (kN.m)	combinaison	$A_{adopter}$ (cm^2)	σ_b	σ_s	$\sigma_b \leq [\sigma_b]$	$\sigma_s \leq [\sigma_s]$
Intermédiaire	Terrasse	Appui	54.39	G+Q	7.7	10.557	253.21	C.V	C.V
	Etages	Appui	61.74	G+Q	8.04	11.817	275.94	C.V	C.V
Rive	Terrasse	Appui	35.36	G+Q	7.7	6.863	164.61	C.V	C.V
	Etages	Appui	32.42	G+Q	8.04	6.205	144.90	C.V	C.V

VII. 1.4 Vérification des poutres selon les conditions RPA99 Version 2003 et CBA93 :

Tableau VII.6. Vérification des poutres principales selon les conditions RPA et CBA

	Niveau	position	$A_{choisies}$ (cm^2)	A_{minCBA} =1.159 (cm^2)	A_{minRPA} =5.25 (cm^2)	$A_{max\ T}$ RPA =42cm^2	$A_{max\ A}$ RPA =63cm^2	correction
Intermédiaire	Terrasse	Travée	4.52	C.V	C.N.V	C.V	C.V	4HA14 =6.16
		Appui	4.52	C.V	C.N.V	C.V	C.V	4HA14 =6.16
	Etages	Travée	6.16	C.V	C.V	C.V	C.V	4HA14 =6.16
		Appui	6.16	C.V	C.V	C.V	C.V	4HA14 =6.16
Rive	Terrasse	Travée	6.16	C.V	C.V	C.V	C.V	4HA14 =6.16
		Appui	7.7	C.V	C.V	C.V	C.V	5HA14 =7.7
	Etages	Travée	9.24	C.V	C.V	C.V	C.V	6HA14 =9.24
		Appui	9.24	C.V	C.V	C.V	C.V	6HA14 =9.24

Tableau VII.7. Vérification des poutres secondaires selon les conditions RPA et CBA

	Niveau	position	$A_{choisies}$ (cm^2)	A_{minCBA} =1.159 (cm^2)	A_{minRPA} =5.25 (cm^2)	$A_{max\ T}$ RPA =42cm^2	$A_{max\ A}$ RPA =63cm^2	correction
Intermédiaire	Terrasse	Appui	7.7	C.V	CV	CV	CV	5HA14 =7.7
	Etages	Appui	8.04	C.V	CV	CV	CV	4HA16 =8.04
Rive	Terrasse	Appui	7.7	C.V	CV	CV	CV	5HA14 =7.7
	Etages	Appui	8.04	C.V	CV	CV	CV	4HA16 =8.04

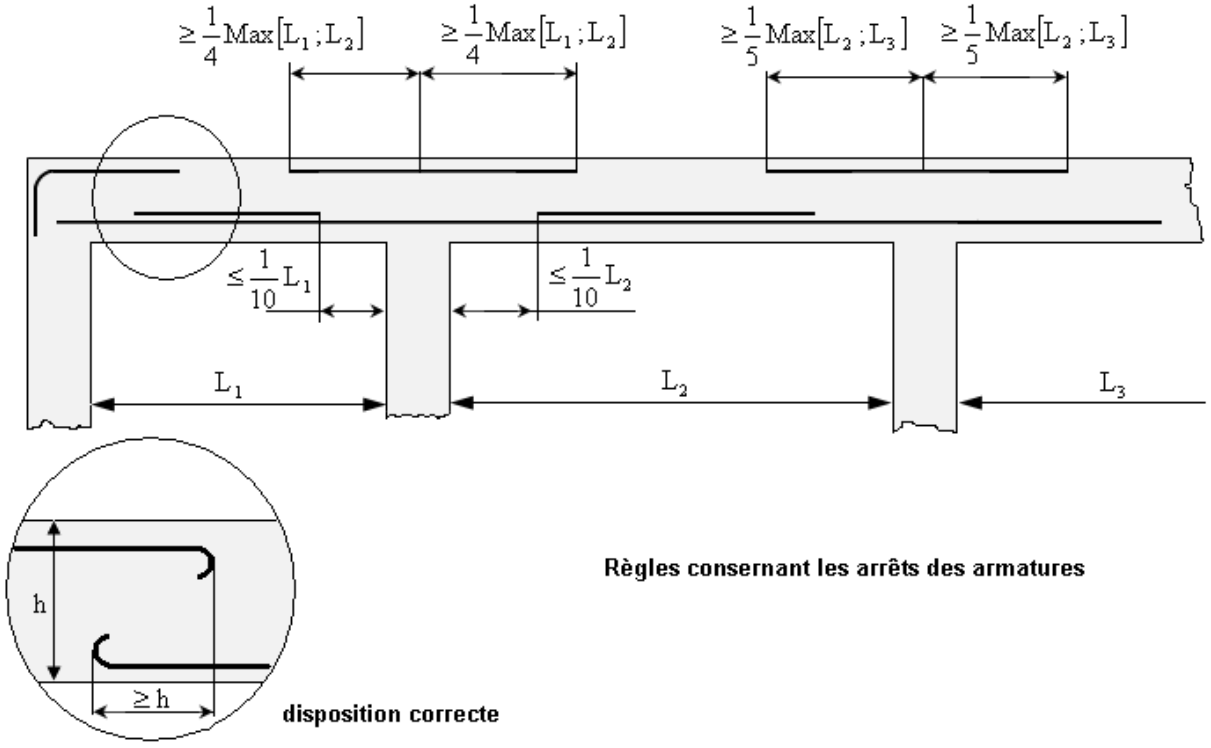


Figure VII.1. Disposition des armatures pour les poutres

VII.1.5 Vérification de la contrainte tangente :

Les règles C.B.A (A.5.1) considérant la contrainte tangente (La contrainte de cisaillement) conventionnelle ou nominale comme étant :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 d}$$

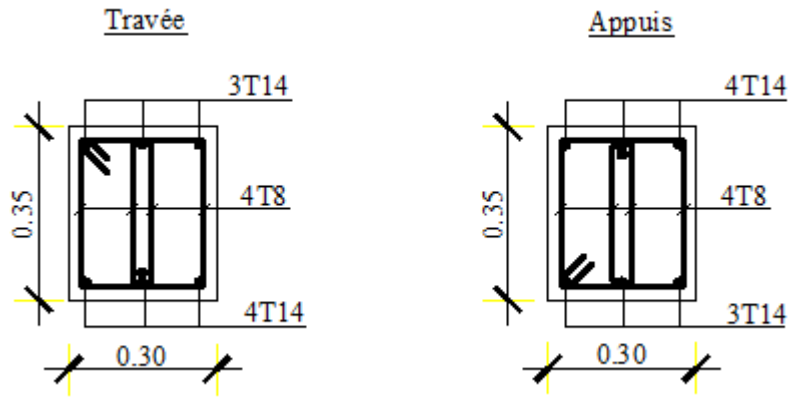


Figure VII.2 Ferraillages des poutres principales intermédiaires de la terrasse

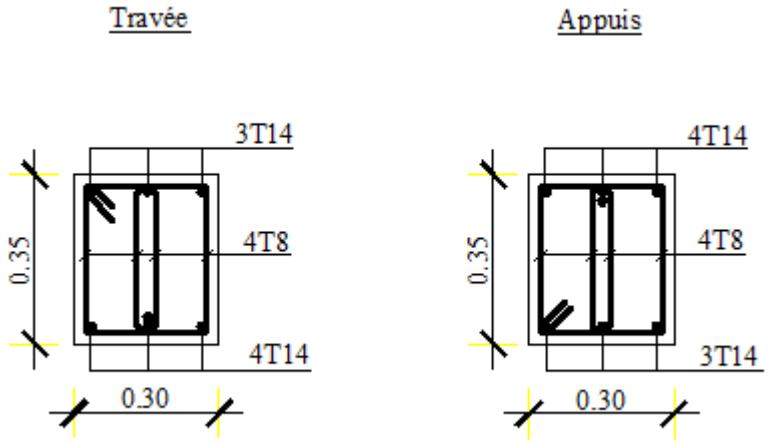


Figure VII.3 Ferraillages des poutres principales intermédiaires des étages

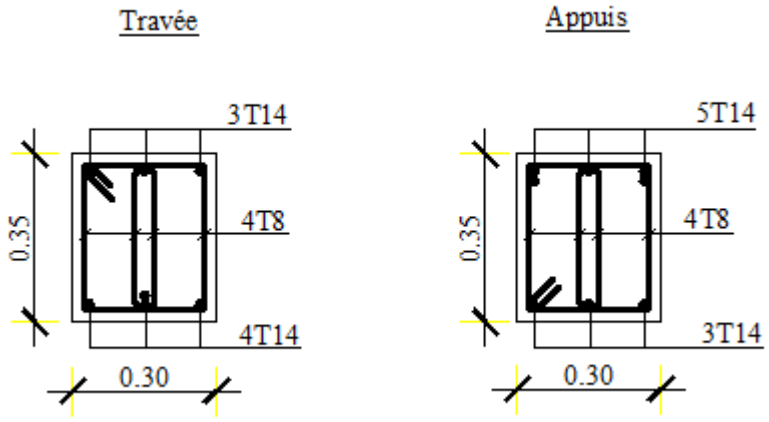


Figure VII.4 Ferraillages des poutres principales des rives de la terrasse

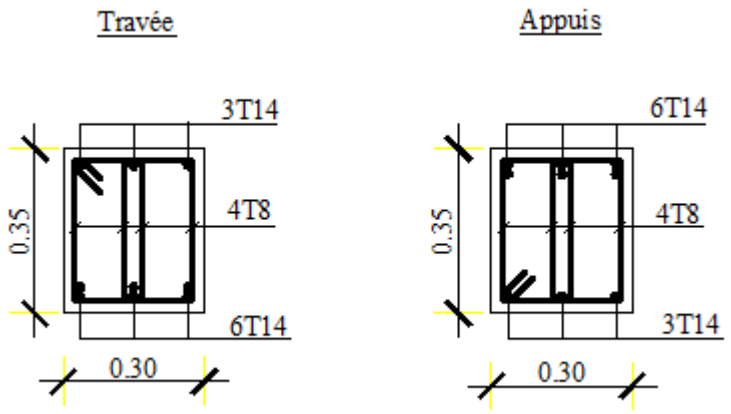


Figure VII.5 Ferraillages des poutres principales de rives des étages

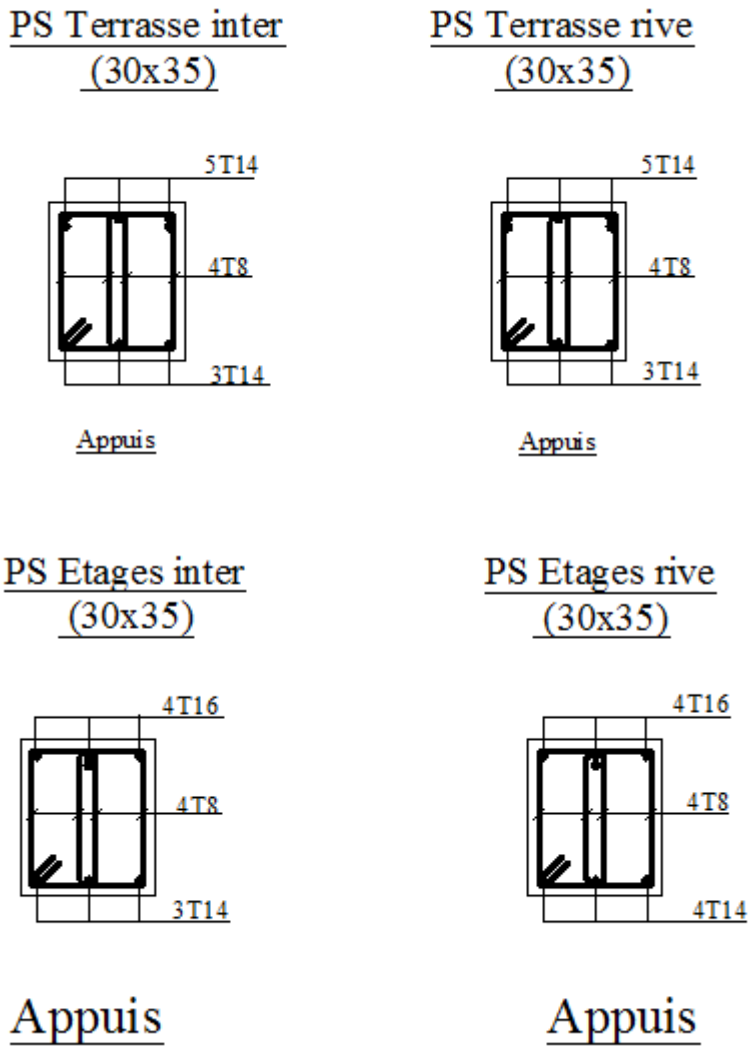


Figure VII.6 Ferraillages des poutres secondaires

Tableau VII.8. Calcul de $\overline{\tau_u}$

	poutres de rive	poutres intermédiaires
Fissuration	les fissurations est préjudiciable	les fissurations est peu nuisibles
$\overline{\tau_u}$	$\min\left[0.15\frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4MPa\right]$	$\min\left[0.2\frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5MPa\right]$
situation durable	$\overline{\tau_u} = 2.5MPa$	$\overline{\tau_u} = 3.34MPa$
Situation accidentelle	$\overline{\tau_u} = 3.26MPa$	$\overline{\tau_u} = 4.34MPa$

Tableau VII.9.Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres principales

	Niveau	V_u (kN)	combinaison	τ_u (MPa)	$\overline{\tau_u}$ (MPa)	$\tau_u \leq \overline{\tau_u}$
Intermédiaire	Terrasse	19.27	G+Q+Ey	0.2	4.34	C.V
	Etages	46.75	G+Q+Ex	0.486	4.34	C.V
Rive	Terrasse	68.25	G+Q+Ey	0.710	3.26	C.V
	Etages	114.45	G+Q+Ey	1.192	3.26	C.V

Tableau VII.10.Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres secondaires

	Niveau	V_u(kN)	combinaison	τ_u (MPa)	$\overline{\tau_u}$ (MPa)	$\tau_u \leq \overline{\tau_u}$
Intermédiaire	Terrasse	118.20	1.35G+1.5Q	1.23	3.34	C.V
	Etages	109.04	1.35G+1.5Q	1.135	3.34	C.V
Rive	Terrasse	73.16	1.35G+1.5Q	0.762	2.5	C.V
	Etages	112.02	G+Q+Ex	1.166	3.26	C.V

VII.1.6 Calcul des armatures transversal :

Pour reprendre l'effort tranchant et limiter les fissures des armatures transversales sont disposées en cours successifs plans et normaux à L'axe longitudinal de la pièce. Dans chaque cours elles forment une ceinture continue sur le contour de la pièce et embrassent toutes les armatures longitudinales. L'acier choisi est de type rond lisse de nuance FeE235.

D'après CBA 93 :

$$\begin{cases} \dfrac{A_t}{b_o S_t} \geq \gamma_s \dfrac{(\tau_u - 0.3 f_{t28}.k)}{0.9 f_e(\cos\alpha + \sin\alpha)} \\ S_t \leq \min(0.9d; 40cm) \\ \dfrac{A_t f_e}{b_0 S_t} \geq \left[\dfrac{\tau_u}{2}; 0.4MPa\right] \end{cases}$$

Les valeurs des sections d'armatures transversales (A_t) ainsi que leur espacement (S_t) pour chaque poutre sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VII.11. Calcul d'armatures transversales ainsi leur espacement

		CBA 93		RPA 99			$S_{t\ adopte}$ (cm)		
Section	τ_u (MPa)	S_t (cm)	A_t (cm^2)	S (ZN) (cm)	S'(ZC) (cm)	A_t (cm^2)	S (ZN) (cm)	S'(ZC) (cm)	$A_{t\ choisie}$ (cm^2)
30x35	1.192	28.2	1.35	8	15	1.35	10	20	4Ø8
30x35	1.166	28.2	1.28	8	15	1.35	10	20	4Ø8

VIII.1.7 Vérification de la flèche :

D'après l'Article B 6.5.1 de C.B.A On peut admettre qu'il n'est pas nécessaire de justifier l'état limite de déformation des poutres par un calcul de flèche si les conditions suivantes sont vérifiées :

- h/L ≥ 1/16
- A_s / b.d ≤ 4,2 / fe
- $\dfrac{h}{l} \geq \dfrac{M_t}{10M_0}$

Avec : Mt = K x M0

- K : est un coefficient rédacteur (0.75≤ K ≤ 0.85), on prend K = 0.85

Tableau VII.12. Vérification de la flèche des poutres

	1ère condition			2ème condition			3ème condition		
	$\frac{h}{L}$	$\frac{1}{16}$	$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$	$\frac{h}{L}$	$\frac{M_t}{10M_0}$	$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0}$	$\rho = \frac{A}{bd}$	$\frac{4.2}{fe}$	$\rho \leq \frac{4.2}{fe}$
PP	0.085	0.0625	CV	0.085	0.085	CV	0,0088	0.010	CV
PS	0.10	0.0625	CV	0.10	0.085	CV	0.0076	0.01	CV

Toutes les conditions vérifient donc il n'est pas indispensable de vérifier la déformation par le calcul de flèche.

VII. 2 Ferraillage des poteaux :

Les poteaux sont des éléments structuraux assurant la transmission des efforts des poutres vers les fondations, est soumis à un effort normal « N » et à un moment de flexion « M » dans les deux sens longitudinal et transversal. Donc ils sont calculés en flexion composée.

Les armatures seront calculées à l'état limité ultime « ELU » sous l'effet des sollicitations les plus défavorables et dans les situations suivantes :

Tableau VII.13.caractéristiques mécanique des matériaux

Situation	Béton			Acier (TYPE 1 FeE400)		
	γ_b	F_{c28} (MPa)	f_{bu} (MPa)	γ_s	F_e (MPa)	σ_s (MPa)
Durable	1,5	25	14,167	1,15	400	348
Accidentelle	1,15	25	21,73	1	400	400

VII. 2.1 Combinaison des charges :

En fonction du type de sollicitation, on distingue les différentes combinaisons suivantes :

- **Selen C.B.A:**

E L U ……1,35 G + 1,5 Q

E L S ..... G + Q

- **Selen RPA 99 Version 2003** (situation accidentelle)

G + Q ± E

0,8G ± E

La section d'acier sera calculée pour différentes combinaisons d'efforts internes. Pour équilibrer l'effort normal et le moment de flexion, nous pouvons avoir les trois cas extrêmes suivant :

N_{max} : $M_{correspondant}$

N_{min} : $M_{correspondant}$

M_{max} : $N_{correspondant}$

VII. 2.2 Recommandations de RPA99 :

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence droites et sans crochets.
- Leur pourcentage minimal sera de 0.8% (zone IIa).
- Leur pourcentage maximal sera de 4% en zone courante et de 6% en zone de recouvrement.
- Le diamètre minimum est de 12 mm.
- La longueur minimale de recouvrement est de 40Φ (zone IIa).
- La distance entre les barres verticales dans une surface du poteau ne doit pas dépasser 20 cm (zone IIa).
- pour la zone nodale dans les poteaux, les longueurs à prendre en compte pour chaque barre sont données dans la figure ci-dessous.
    - h_e : la hauteur d'étage.

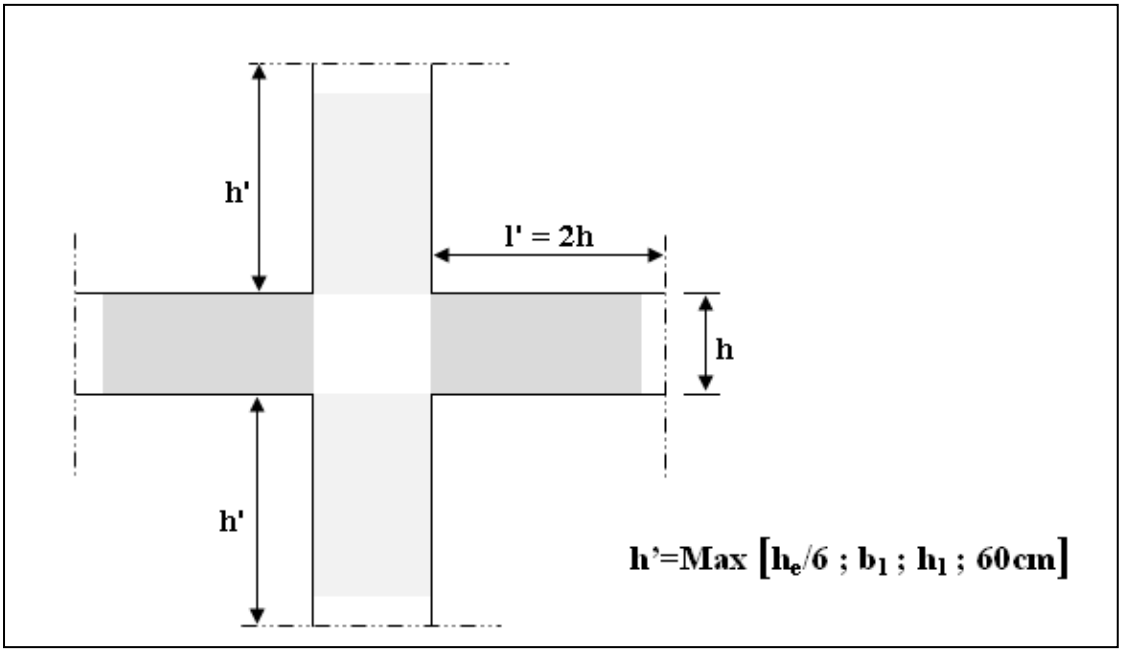


Figure VII.7 Définition de la zone nodale dans les poteaux

VII. 2.3 Etat limite de stabilité de forme par CBA93 :

Pour régler le problème du flambement dans la flexion composée il faut tenir compte des trois excentricités ; pour cela on déterminera un nouveau moment de flexion M supposé être appliqué au centre de gravité de la section du béton seul :

$$M_G = N_u . (e_1 + e_2 + e_a)$$

- e_1 : Excentricité du 1ère ordre provoqué par le moment de flexion égale à :

$$e_1 = \frac{M}{N}$$

- e_2 : Excentricités de 2ème l'ordre dû aux actions de déformation telle que le retrait et le fluage, elle tient compte le problème de flambement.

$$e_2 = \frac{3\,L^2 f\,(2+\alpha.\phi)}{10000.h}$$

Avec :

- ✓ $\phi = \frac{\text{Déformation finale due au fluage}}{\text{Déformation instantanée du béton}} = 2$: généralement pour le béton
- ✓ $\alpha = \frac{\text{Moment permanent}}{\text{Moment total}} = \frac{M_{uG}}{M_u}$
- ✓ M_{uG} : moment permanant de la barre correspond à la sollicitation considérée.
- ✓ L_f : longueur de flambement.
- ✓ h: hauteur totale de la section dans la direction de flambement.

- e_a : Excentricité additionnelle, due aux imperfections géométriques, avec ℓ_0 sa longueur libre.

$$e_a = \text{Max}\left[\frac{l_0(\text{cm})}{250}\ ,\ 2\ \text{cm}\right]$$

- on doit vérifier que :

$$\frac{L_f}{h} \leq \text{Max}\,(15 \text{ et} \frac{20*e_1}{h})$$

$$\beta = \text{Max}\,(15 \text{ et} \frac{20*e_1}{h})$$

Tableau VII.14. Corrections des moments dans les poteaux à l'ELU

	solli	valeur	M_{uG} kN.m	Combe	e_1 (cm)	e_2 10^{-4} (cm)	e_a (cm)	L_f/h (cm)	β (cm)	vérif.
Rive 30*30	N_{max} (kN)	270.28	2.71	1.35G+1.5Q	0.014	1.3	2	7.14	15	C.V
	M_{corr} kN.m	3.97								
	M_{max} kN.m	45.37	1.3	G+Q-Ex	1.468	0.8	2	7.14	15	C.V
	N_{corr} (kN)	30.89								
	N_{min} (kN)	20.06	1.3	G+Q-Ex	0.009	6.1	2	7.14	15	C.V
	M_{corr} kN.m	0.19								
inter 30*30	N_{max} (kN)	408.63	0.77	1.35G+1.5Q	0.003	1.2	2	7.14	15	C.V
	M_{corr} kN.m	1.27								
	M_{max} KN.m	34.26	13.91	G+Q-Ex	0.368	1.1	2	7.14	15	C.V
	N_{corr} (kN)	88.74								
	N_{min} (kN)	18.39	6.93	0.8G-Ex	0.005	55.00	2	7.14	15	C.V
	M_{corr} kN.m	0.10								
Rive 35*35	N_{max} (kN)	663.18	2.88	1.35G+1.5Q	0.006	1.3	2	6.12	15	C.V
	M_{corr} kN.m	4.03								
	M_{max} kN.m	64.79	1.44	0.8G-Ex	0.990	0.8	2	6.12	15	C.V
	N_{corr} (kN)	65.39								
	N_{min} (kN)	26.88	11.88	0.8G-Ex	0.023	15.00	2	6.12	15	C.V
	M_{corr} kN.m	0.64								
Int35*35	N_{max} (kN)	994.67	0.60	1.35G+1.5Q	9.14* 10^{-4}	1.3	2	6.12	15	C.V
	M_{corr} kN.m	0.91								

	M_{max} kN.m	47.10	146.3	G+Q-Ex	0.450	3.2	2	6.12	15	C.V
	N_{corr} (kN)	104.59								
	N_{min} (kN)	30.47	10.47	0.8G-Ex	0.007	35.00	2	6.12	15	C.V
	M_{corr} kN.m	0.24								
Rive 40*40	N_{max} (kN)	938.86	2.28	1.35G+1.5Q	0.001	1.92	2	5.35	15	C.V
	M_{corr} kN.m	1.52								
	M_{max} kN.m	54.06	1.01	0.8G-Ex	0.255	0.8	2	5.35	15	C.V
	N_{corr} (kN)	211.85								
	N_{min} (kN)	43.67	14.18	0.8G-Ex	0.007	33.00	2	5.35	15	C.V
	M_{corr} kN.m	0.34								
inter 40*40	N_{max} (kN)	1411.8	0.46	1.35G+1.5Q	$4.03\ 10^{-4}$	1.4	2	5.35	15	C.V
	M_{corr} kN.m	0.57								
	M_{max} kN.m	41.38	9.05	0.8Q-EX	0.363	0.95	2	5.35	15	C.V
	N_{corr} (kN)	113.69								
	N_{min} (kN)	12.03	10.58	0.8G-Ey	0.160	5.0	2	5.35	15	C.V
	M_{corr} kN.m	1.93								

VII. 2.4 Détermination des armatures à l'ELU de résistance :

Tableau VII.15.Calcule des armatures à l'ELU de résistance

	M_G (kN.m)	N (kN)	Comb	sect.	M_l(kN.m)	A (cm²)	A' (cm²)
Rive 30*30	544,379	270.28	1.35G+1.5Q	SPC	39.228	<0	0
	107.128	30.89	0.8G+Ey	SPC	4.932	<0	0
	40.312	20.06	0.8G-Ey	SPC	2.91	<0	0
inter 30*30	818.534	408.63	1.35G+1.5Q	SPC	59.264	<0	0
	210.146	88.74	G+Q+Ey	SPC	13.193	<0	0

	36.973	18.39	0.8G-Ex	SPC	2.668	<0	0
Rive 35*35	1330.425	663.18	1.35G+1.5Q	SPC	112,781252	<0	0
	195.521	65.39	G+Q-Ex	SPC	11,7637133	<0	0
	54.418	26.88	0.8G-Ey	SPC	4,5761856	<0	0
inter 35*35	1990.378	994.67	1.35G+1.5Q	SPC	169,104284	<0	0
	256.278	104.59	G+Q-Ex	SPC	18,2512896	<0	0
	61.256	30.47	0.8G-Ex	SPC	5,18309935	<0	0
Rive 40*40	1878.839	938.86	1.35G+1.5Q	SPC	183,088891	<0	0
	477.738	211.85	G+Q-Ex	SPC	41,8511369	<0	0
	87.789	43.67	0.8G-Ey	SPC	8,52014801	<0	0
inter 40*40	2824.466	1411.85	1.35G+1.5Q	SPC	275,318416	<0	0
	268.660	113.69	G+Q-Ex	SPC	22,5823527	<0	0
	25.990	12.03	0.8G-Ex	SPC	2,36515815	<0	0

Tableau VII.16.Calcul des ferraillages longitudinaux des poteaux à l'ELU

	$A_{\min\ CBA}$ (cm²)	$A_{\min\ RPA}$ (cm²)	$A_{\max\ RPA}$ (cm²)	$A_{\max\ RPA}$ (cm²)	$A_{choisie}$ (cm²)
			Nodale	Courante	
Rive 30x30	0.9	7.2	54	36	**8HA12**=9.05
inter30x30	0.9	7.2	54	36	**8HA12**=9.05
Rive 35x35	1.22	9.8	73.5	49	**8HA14**=12.32
inter 35x35	1.22	9.8	73.5	49	**8HA14**=12.31
Rive 40x40	1.6	12.8	96	64	**6HA16+2HA14**=15.14
inter 40x40	1 .6	12.8	96	64	**6HA16+2HA14**=15.14

VII. 2.5 Vérification des contraintes à l'ELS par CBA93 :

Après avoir fait le calcul du ferraillage longitudinal des poteaux à l'ELU, il est nécessaire de faire une vérification à l'état limite de service.

- ✓ les contraintes sont calculées à l'E LS sous les sollicitations de (N_{ser} ,M_{ser}) ;
- ✓ la fissuration est considérée peu nuisible donc pas de limitation des contraintes de traction de l'acier ;
- ✓ la contrainte du béton est limitée par : σ_{bc} = 0,6 fc28 = 15 MPa ;
- ✓ les poteaux sont calculée en flexion composée, et pour calculée la contrainte σ_{bc} de chaque section il faut suivre l'organigramme de la flexion composée suivant à l'ELS ;

Nous avons les notions suivantes :

B_0 = b x h +15 (A_1 +A_2)

$$V_1 = \frac{1}{B_0}\left[\frac{bh^2}{2} + 15(A_1 c + A_2 d)\right]$$

V_2 = h –v1

$$I = \frac{b}{3}(v_1^{\ 3} + v^3{}_2\ ) + 15x(A_1(v1 - c1)^2 + A_2 x(v2 - c2)^2)$$

On doit vérifier les contraintes du béton et d'acier avec les contraintes admissible :

- ❖ Section entièrement comprimée :

$$\sigma_b = \frac{N_{ser}}{B_0} + \frac{M_G^{'}.v_1}{I_G^{'}} \qquad \sigma_s = 15.\left[\frac{N_{ser}}{B_0} + \frac{M_G^{'}.(v_1 - c^{'})}{I_G^{'}}\right]$$

- ❖ Section partiellement comprimée :

$$\sigma_b = k.y_1$$

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

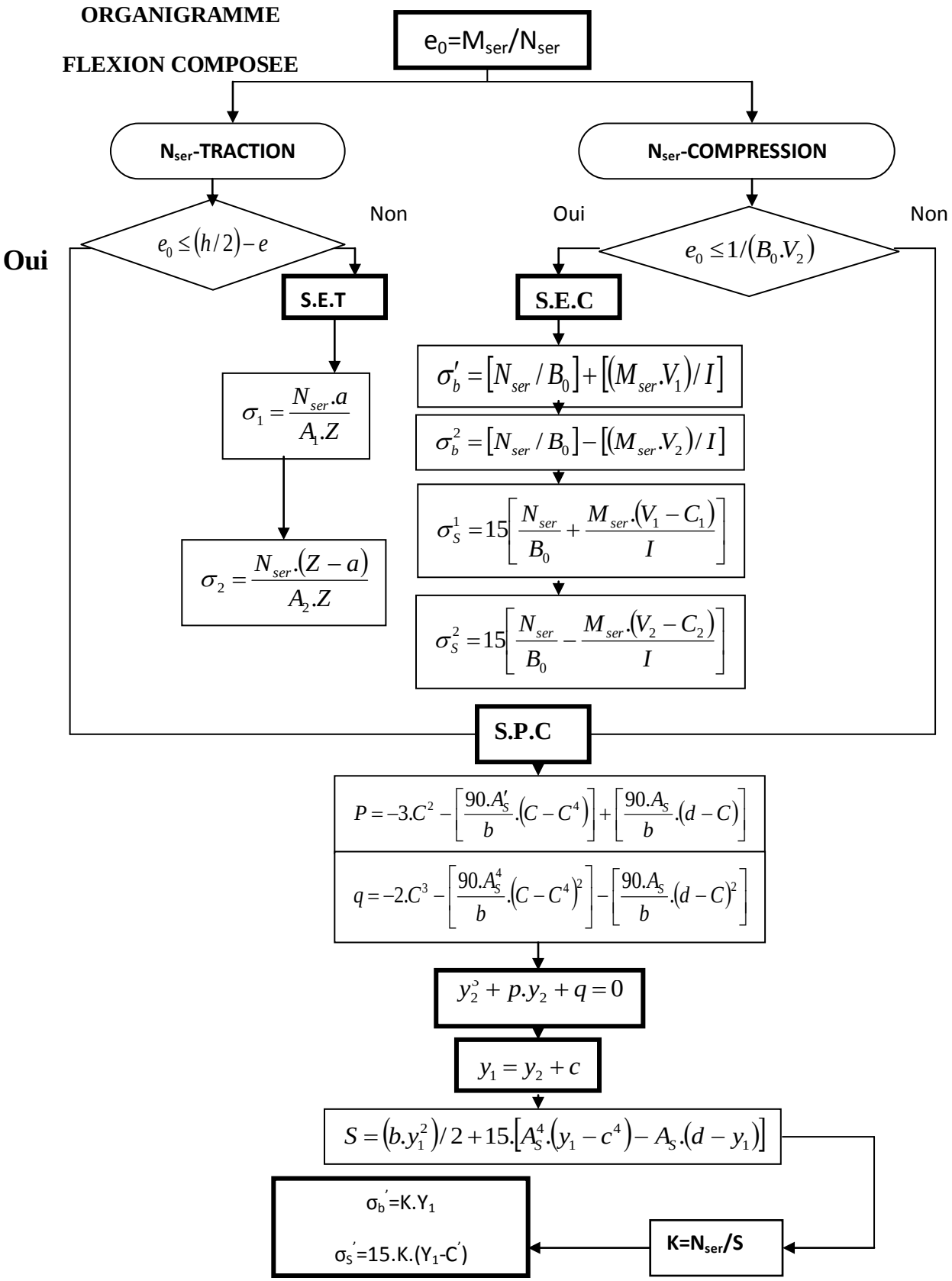


Figure VII.8 Organigramme de flexion simple

Les résultats sont donnés par les tableaux suivants :

Tableau VII.17 Vérification des armatures à ELS des poteaux

Section	M_{ser} (kN.m)	N_{ser} (kN)	A (cm²)	sect.	Fissu	σ_b (MPa)	σ_s (MPa)	$\sigma_b \leq [\sigma_b]$	$\sigma_s \leq [\sigma_s]$	correction
Rive 30x30	30.88	197.72	9.05	SPC	préj	8.22	49.32	C.V	C.V	**8HA12**
Inter 30x30	18.30	298.62	9.05	SPC	peu	12.42	-	C.V	-	**8HA12**
Rive 35x35	26.68	484.23	12.31	SPC	préj	14.97	94.17	C.V	C.V	**8HA14**
Inter 35x35	20.41	725.13	12.31	SPC	peu	22.42	-	C.N.V	-	**8HA16**
Rive 40x40	24.22	685.34	15.14	SPC	préj	15.81	99.51	C.N.V	C.V	**8HA16**
Inter 40x40	16.25	1028.85	15.14	SPC	peu	23.75	-	C.N.V	-	**8HA16**

VII.2.6 Détermination des armatures transversales :

VII.2.6.a Calcul de la contrainte de cisaillement τ_u par CBA93 :

La contrainte tangentielle τ_u dans les poteaux est conventionnellement prise égale à :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 d}$$

VII.2.6.b Contrainte tangente admissible $\overline{\tau u}$:

La contrainte tangente limite $\overline{\tau_u}$ a pour valeur :

- **Selon le CBA93** :

Armatures droites ($\alpha = 90°$)

Fissuration peu nuisible :

$$\overline{\tau_u} = Min\left[0{,}2\frac{f_{c28}}{\gamma_b};5\,MPa\right] = \begin{cases}\overline{\tau_u} = 3{,}34\,MPa \rightarrow \text{situation durable}\\ \overline{\tau_u} = 4{,}34\,MPa \rightarrow \text{situation accidentalle}\end{cases}$$

Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable :

$$\overline{\tau_u} = Min\left[0{,}15\frac{f_{c28}}{\gamma_b};4\,MPa\right] = \begin{cases}\overline{\tau_u} = 2{,}50\,MPa \rightarrow \text{situation durable}\\ \overline{\tau_u} = 3{,}26\,MPa \rightarrow \text{situation accidentalle}\end{cases}$$

❖ **Selon le RPA99 version 2003 : ►► [Art 7.4.3.2] ◄◄**

Le RPA fixe la contrainte admissible par :

$$\tau_{bu} = \rho_d \, f_{c28}$$

$$\rho_d = \begin{cases} 0{,}075 & \text{si } \lambda \geq 5 \\ 0{,}04 & \text{si } \lambda < 5 \end{cases}$$

Avec :

λ: c'est l'élancement d'un poteau égale à :

$$\left.\begin{array}{l} \lambda = \dfrac{\ell_f}{i} \\ \mathrm{i} = \sqrt{\dfrac{I}{B}} \end{array}\right\}$$ Pour une section carrée de coté ''a'' l'élancement a pour valeur :

$$\lambda = \frac{\ell_f}{a}\sqrt{12} \approx 3{,}46\frac{\ell_f}{a}$$

VII.2.6.c Vérification des contraintes tangentielles :

Tableau VII.18 Vérifications des contraintes de cisaillement dans les poteaux

Section	Combe	V_u (kN)	τ_u (MPa)	λ	ρ_d	$[\tau_u]$RPA (MPa)	$[\tau_u]$CBA (MPa)	$\tau_u \leq [\tau_u]$
30x30	G+Q+Ey	25.30	0.30	24.73	0.075	1.875	4.34	C.V
35x35	0.8G+Ey	33.75	0.40	21.20	0.075	1.875	4.34	C.V
40x40	G+Q+Ey	43.47	0.52	18.55	0.075	1.875	3.26	C.V

VII.2.6.d Calcul des armatures transversales :

❖ **Selon le CBA93 ►► [Art A.5.1.2.3] ◄◄:**

- $\phi_t \leq \mathrm{Min}\left[\frac{h}{35}, \frac{b}{10}, \phi_\ell\right]$
- $A_t = n_t.a_t$: avec n_t est le nombre des barres transversales.
- $S_t \leq \frac{0.9 \times A_t \times \frac{f_{et}}{\gamma_s}}{b_0(\tau_u - 0.3 \times f_{t28} \times K)}$ Dans le cas de la flexion composée $K = 1 + 3.\frac{N_u}{B.f_{c28}}$
- $S_t \leq$ Min [0.9d, 40cm]
- $\frac{A_t \times f_{et}}{b_0 \times S_t} \geq 0.4$ MPa

❖ **Selon le RPA99 version 2003 : ►► [Art 7.4.2.2] ◄◄ :**

$$St = \frac{h \,.\, fe \,.\, At}{\rho . Vu}$$

Avec:

➢ $A_t = n_t.a_t$

- ρ : est un coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant en prenant λ_g l'élancement géométrique du poteau
- $\lambda_g = \ell_f/a$

$$\begin{cases} \rho = 2.5 \text{ si } \lambda_g \geq 5 \\ \rho = 3.75 \text{ dans les cas contraires} \end{cases}$$

- Le RPA99 version 2003 fixe les espacements maximaux comme suit :
  - Dans la zone nodale: $St \leq$ Min $(10\phi_l, 15\text{ cm})$ en zone IIa
  - Dans la zone courante: $St \leq 15\ \phi_l$ en zone IIa
- La quantité d'armatures transversales minimale $A_t/(S_t{*}b)$ en % est donnée comme suit :

$$\begin{cases} 0.3\% & \text{si } \lambda_g \geq 5. \\ 0.8\% & \text{si } \lambda_g \leq 3. \end{cases}$$

Tableau VII.19. Les armatures transversales et leurs espacements

Section	V_u (kN)	A_t (cm²)	λ_g	ρ	$S_{t\ cal\ RPA}$ (cm)	Zone	$S_{t\ RPA}$	$S_{t\ CBA}$	$S_{t\ finale}$	Choix
30x30	25.30	4.01	7.14	2.5	44.69	cour	18	24,75	15 cm	8Ø8
						nod	12	24,75	10 cm	8Ø8
35x35	33.75	4.01	6.12	2.5	39.09	cour	24	29,25	15cm	8Ø8
						nod	15	29,25	10 cm	8Ø8
40x40	43.47	4.01	5.35	2.5	34.68	cour	24	33,75	15cm	8Ø8
						nod	15	33,75	10 cm	8Ø8

❖ **Vérification de la quantité d'armatures transversales minimale**

RPA99 version 2003 : ►► [Art 7.4.2.2] ◄◄:

Tableau VII.20. Vérification de la quantité d'armatures transversales

Section	Zone	$\frac{A_t}{S_t * b}(\%)$	$\frac{A_t}{S_t * b} > 0.3\%$
30x30	cour	0.89	C.V
	nod	1.33	C.V
35x35	cour	0.76	C.V
	nod	1.14	C.V
40x40	cour	0.66	C.V
	nod	1.00	C.V

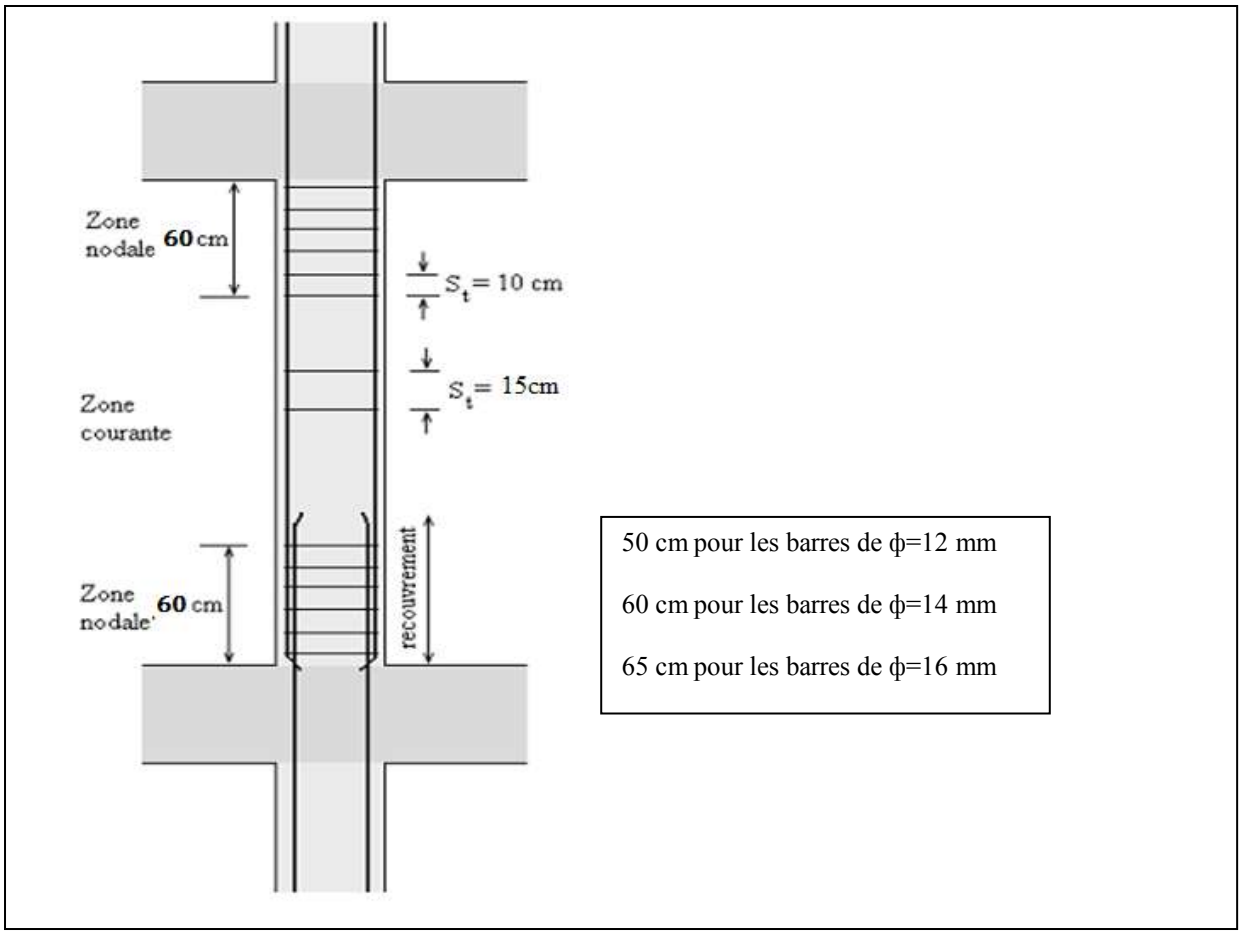
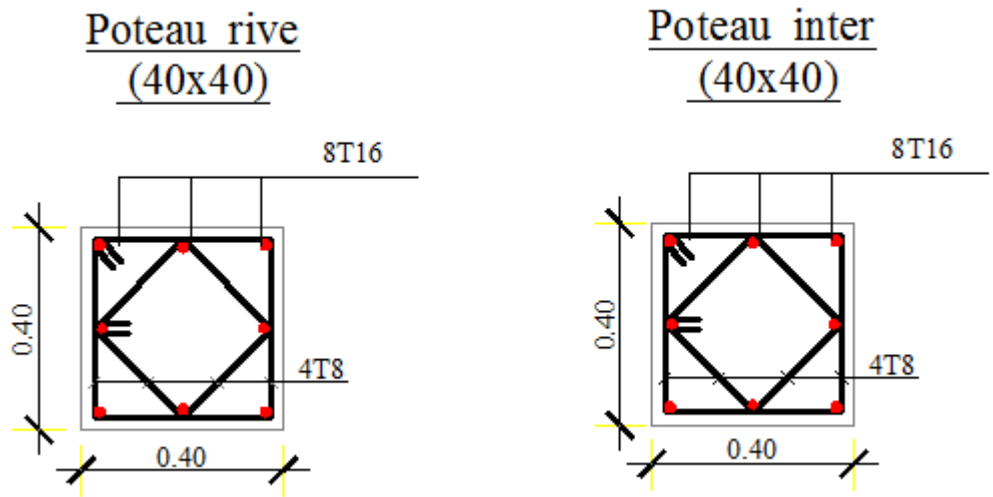


Figure VII.9 Disposition des armatures pour les poteaux



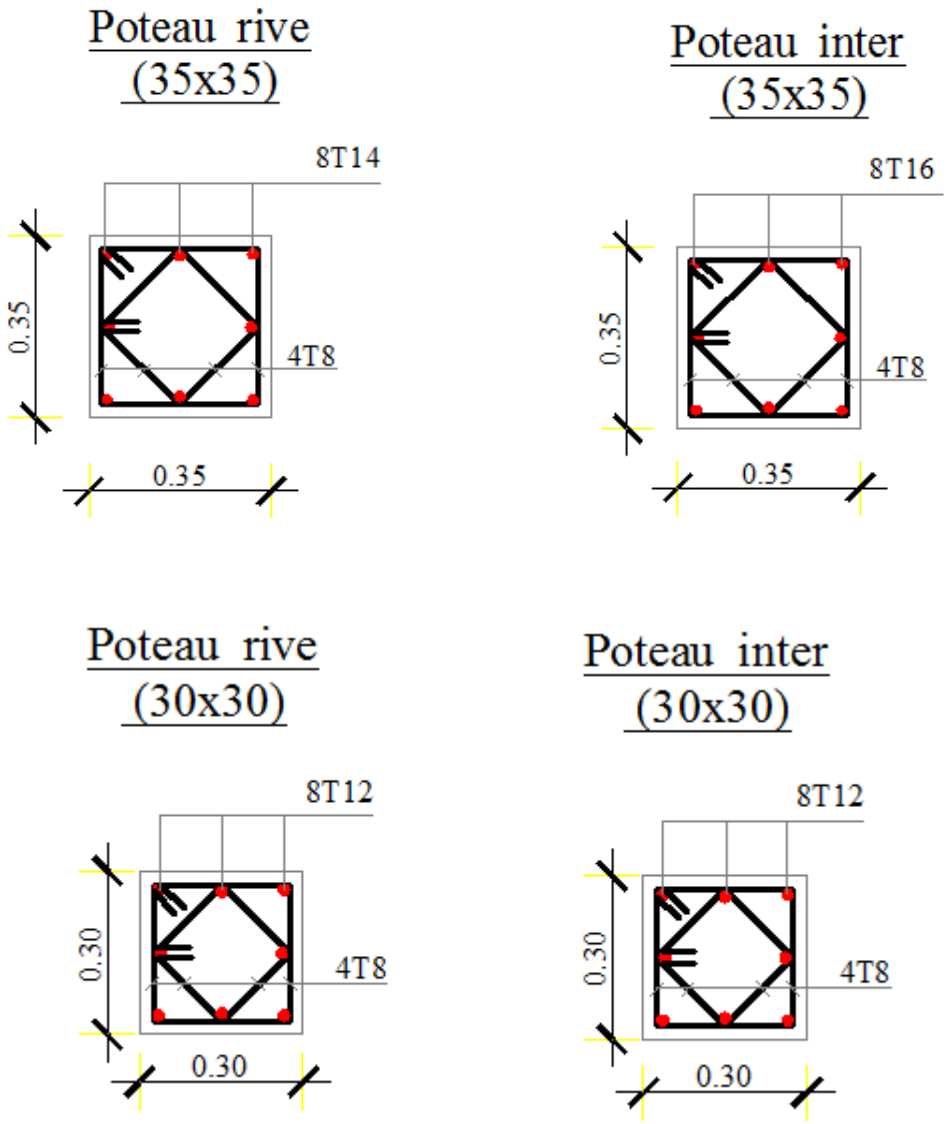


Figure VII.10 Ferraillage des poteaux

VII .3 Ferraillage des voiles :

VII .3.1 Stabilité des constructions vis-à-vis les charges latérales :

Du point de vue de la stabilité sous charges horizontales (vent, séisme), on distingue différents types des structures en béton armé :

- Structures auto stables.
- Structure contreventée par voiles.

Dans notre projet, la structure est contreventée par des voiles et portiques , dont le but est d'assurer la stabilité (et la rigidité) de l'ouvrage vis à vis des charges horizontales.

VII .3.2 Rôle de contreventement :

Le contreventement a donc principalement pour objet :

✓ Assurer la stabilité des constructions non auto stable vis à vis des charges horizontales et de les transmettre jusqu'au sol.

✓ De raidir les constructions, car les déformations excessives de la structure sont source de dommages aux éléments non structuraux et à l'équipement.

VII .3.3. Ferraillage des voiles :

Les voiles seront calculés en flexion composée sous l'effet des sollicitations qui les engendrent, le moment fléchissant et l'effort normal sont déterminés selon les combinaisons comprenant la charge permanente, d'exploitation ainsi que les charges sismiques.

A. 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.

B. Voiles avec files d'ouvertures:

a) Les trumeaux:

Les trumeaux seront sollicités comme des refends pleins en flexion composée. A fin 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.

b) Les linteaux:

Les linteaux sont calculés en flexion simple comme les poutres (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).

VII .3.4 Combinaison :

Selon le règlement parasismique Algérienne (RPA 99) les combinaisons à considérer dont notre cas (voiles) sont les suivants :

$$G + Q \pm E$$

$$0.8G \pm E$$

VII .3.5 Prescriptions imposées par RPA99 version 2003 :

a. Aciers verticaux :

L'effort de traction engendrée dans une partie du voile devra être pris en totalité par les armatures. Leurs pourcentages minimaux valent 0,2% de la section horizontal de béton tendue.

- A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la langueur de voile, cet espacement est au plus égale à 15 cm (le ferraillage vertical doit être symétrique en raison de changement en termes de moment).

b. Aciers horizontaux :

Comme dans le cas des aciers verticaux, les aciers horizontaux doivent respecter certaines prescriptions présentées ci après :

Les armatures horizontales parallèles aux faces du mur doivent être disposées sur chacune des faces entre les armatures verticales et la paroi du coffrage et doivent être munie de crochets à (135°) ayant une longueur de 10Φ.

❖ **Règles communes RPA99 version 2003 : ►► [Art 7.7.4.3] ◄◄**

a) Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des trumeaux, est donné comme suit :

- Globalement dans la section du voile 0,15%
- En zone courante 0,10%

b) L'espacement des barres verticales et horizontales doit être inférieur à la plus petite valeur de deux valeurs suivantes.

$S \leq 30cm$

$S \leq 1,5.e$

Avec : e : épaisseur du voile

c) Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins quatre épingles au mettre carrée. Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieure.

d) Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser 1/10 de la l'épaisseur du voile.

e) Les longueur de recouvrement doivent être égales à :

- 40Φ pour les barres situées dans les zones ou le renversement du signe des efforts sont possibles.
- 20Φ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons des charges possibles.

VII .3.6 Armatures transversales CBA93 :

Elles sont perpendiculaire aux faces du voile elles servent de lien entre les deux nappes d'armatures verticales et empêchent leur flambement éventuel, ces armatures sont généralement des épingles au nombre au moins de quatre par mètre carrée.

- **Méthode de calcul : [6]**

Dans ce chapitre nous supposerons que les sollicitations de calcul, et nous étudierons comment les armateurs peuvent être déterminées à partir de la méthode du NAVIER : Les éléments de réduction des forces directement appliquées aux voiles sont constituées à un niveau donné par :

N : l'effort normal.

M : moment de flexion.

T : l'effort tranchant.

Les contraintes sont données par les formules classiques. Soit :

Ω: La section horizontale du voile.

e : son épaisseur.

$\frac{I}{v}$; $\frac{I}{v'}$: Les modules de résistance de cette section.

Les contraintes normales sur les fibres extrêmes sont :

$$\begin{cases} \sigma = \frac{N}{\Omega} + \frac{M.v}{I} \\ \sigma' = \frac{N}{\Omega} - \frac{M.v'}{I} \end{cases}$$

Sous l'action des efforts sollicitant le voile résultant trois cas de contraintes possibles:

1- Section entièrement tendue (**SET**): σ_1 et $\sigma_2 < 0$

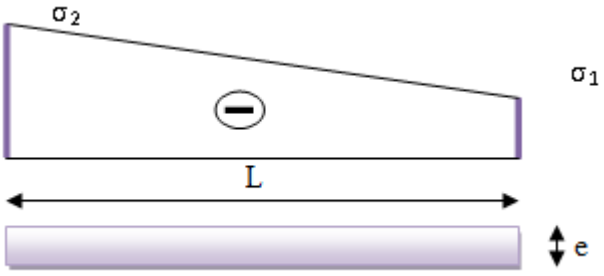


Figure VII.11 Section entièrement tendue

$$A_S = \frac{F}{\sigma_S} \Rightarrow F = \left[\frac{(\sigma_1 + \sigma_2)}{2}\right] \times e \times L$$

2- Section entièrement comprimée (**SEC**): σ_1 et σ_2 **>0**

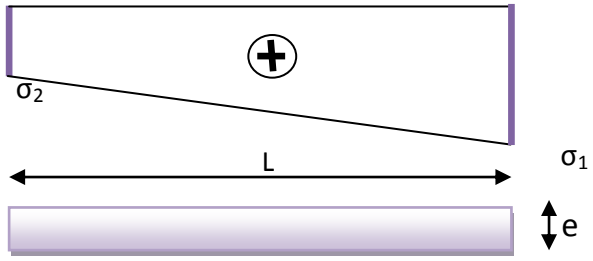


Figure VII.12 Section entièrement comprimée

$$A_{S\min} = 0.15\% \times e \times L$$

3- Section partiellement comprimée (ou partiellement tendue) : σ_1 et σ_2 **de signes opposées.**

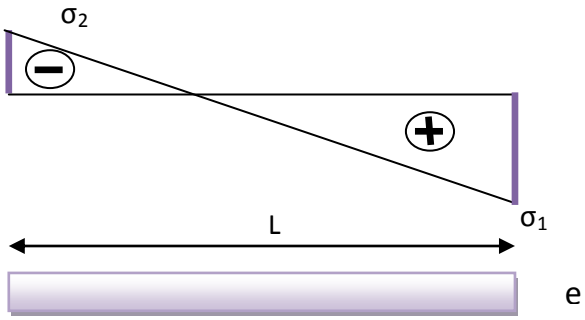


Figure VII.13 Section partiellement comprimée

$$L_t = \left[\frac{\sigma_2}{\sigma_1 + \sigma_2}\right] \times L \Rightarrow F = \frac{\sigma_2 \times L_t \times e}{2} \Rightarrow A_S = \frac{F}{\sigma_S}$$

VII .3.7 Ferraillage longitudinales :

Tableau VII.21 Les armatures verticales des voiles

épaisseur	15(cm)	
Voile	V1	V2
L (m)	3.35	2.60
σ_1 (MPa)	0.19	0.05
σ_2 (MPa)	4.72	5.92
Nature	SEC	SEC
σ_s (MPa)	400	400
(A_s /ml)(cm^2)	3.76	2,925
($A_{s'}$/ml) (cm^2)	3.76	2,925
A_{min} CBA (cm^2)	5,025	3,9
A_{min} RPA (cm^2)	7.53	5,85
S_t d'about (cm)	11	11
S_t courante (cm)	22	22
(2) armatures d'about (cm^2)	**8HA12** =9.05 cm^2	**4HA12+ 6HA10** =9.23 cm^2
(2) armatures Courante (cm^2)	**11HA10** =8.63 cm^2	**6HA10** =4.71 cm^2

VII .3.8 Ferraillage transversales :

Les armatures des voiles seront reliées par des aciers de coutures (épingles) dont le diamètre des armatures $\phi_t \leq \phi_v$.

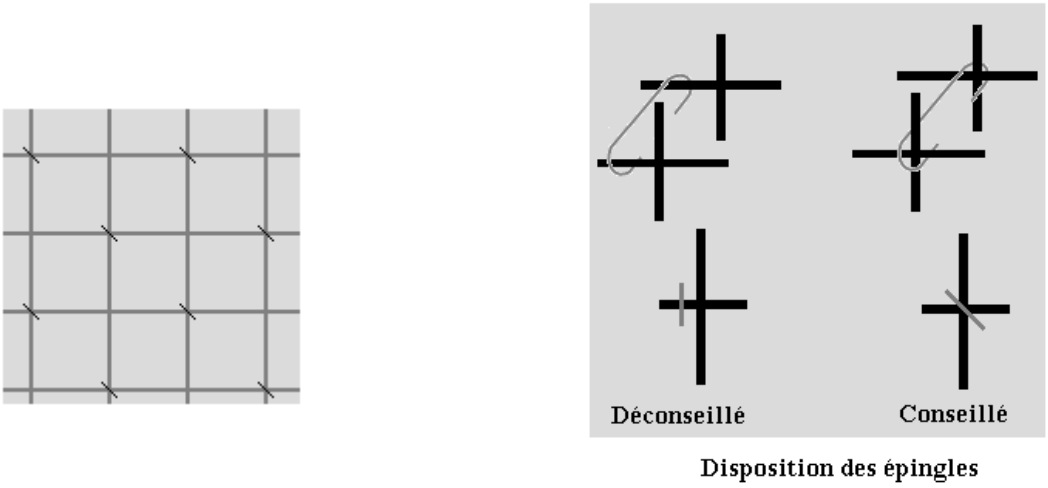


Figure VII.14 Les armatures transversales et les épingles

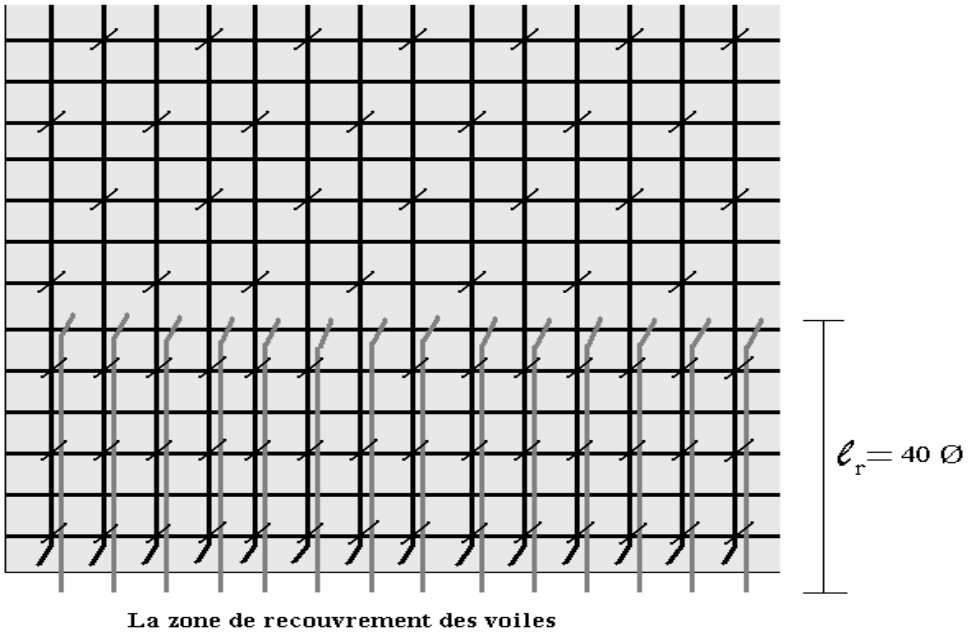


Figure VII.15 La zone de recouvrement des voiles

- **Vérification des voiles à l'effort tranchant :**

RPA99 version 2003 ►► [Art 7.7.4.3] ◄◄

La vérification de la résistance des voiles au cisaillement se fait avec la valeur de l'effort tranchant trouvé à la base du voile majoré de 40%.

La contrainte de cisaillement est : $\tau_u = \dfrac{1{,}4T_{cal}}{b_0 d}$

Avec : T : l'effort tranchant à la base du voile.

b_0 : épaisseur de voile.

d : hauteur utile d=0.9h

h : hauteur totale de la section brute

La contrainte limite est : $\bar{\tau} = 0{,}2\, f_{c28}$,Il faut vérifier la condition suivante : $\tau_u \leq \bar{\tau}$

Tableau VII.22. Vérification a l'effort tranchant des voiles

Voile	Epaisseur (cm)	T(KN)	τ_u (MPa)	$\bar{\tau}$ (MPa)	$\tau_b \leq \bar{\tau}$
V2	15	915.12	3.10	5	C.V
V1	15	209.87	0.71	5	C.V

➢ **Calcul des armatures horizontales :**

Selon le CBA93, les aciers horizontaux seront calculés et disposés dans le voile afin d'équilibrer l'effort tranchant.

Comme At est connue, alors : A_t=2.a_t=2.$\pi\phi_t^2/4$=1.00cm^2, ϕ_t=8 mm.

L'espacement St des aciers horizontaux :$S_t \leq \frac{0.9*A_t*\frac{f_{et}}{\gamma_s}}{a(\tau_u - 0.3*f_{t28}*K)}$

$k = 1 + 3(\sigma_{cm}/f_{c28})$ en flexion composée avec compression

$k = 1 - 10(\sigma_{tm}/f_{c28})$ en flexion composée avec traction

$\sigma_{cm} = N_c/B$; $\sigma_{tm} = N_c/B$

(N_c: effort normal de compression, N: effort normal de traction B=L*a : section totale du béton et F_{cj} : contrainte de traction du béton.)

Et on doit vérifier que : $\begin{cases} S_t \leq \text{Min}\,[0.9d, 40\text{cm}]$ **CBA** \\ St $\leq$ min (1,5a, 30cm) **RPA ►► [Art 7.7.4.3] ◄◄** \end{cases}$

Tableau VII.23 Détermination des armatures horizontales

Voile	Ep (cm)	N(kN)	K	St CBA93	St RPA99	St choisis	Ah choisis (cm^2)	Amin =0.15$^0/_0$B	Ah≥ Amin
V1	15	-209.12	0.83	40	22.5	18	**2(17Ø8)** =8.53	2.25	C.V
V2	15	915.12	1.28	40	22.5	18	**2(17Ø8)** =8.53	2.25	C.V

VII .3.9 Ferraillage des linteaux :

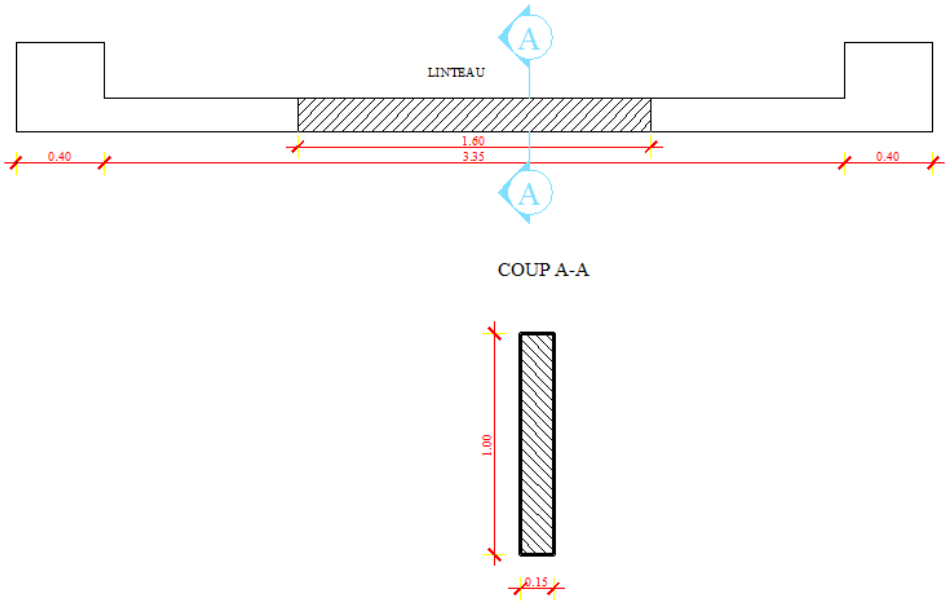


Figure VII.16 Représentation de linteau

Premier cas $\tau_b \leq 0.06 f_{c28}$

VII .3.9.a Aciers longitudinaux :

Les aciers longitudinaux inférieurs et supérieurs sont calculés par la formule :

$$A_l \geq \frac{M}{Z.f_e}$$

Ave Z = h-2d' ou h est la hauteur totale du linteau.

d' : est la distance d'enrobage

M : moment du à l'effort tranchant ($V=1.4V_{u\ calcul}$)

VII .3.9.b Acier transversaux :

α) **Premier sous cas :** linteaux longs ($\lambda = \frac{l}{h} \succ 1$)

On a : $S \leq \frac{A_t.f_e.Z}{V}$

$A_t = 2.a_t = 2.\pi\phi_t^2/4$

Ou S = espacement des cours d'armatures transversales.

A_t = section d'un cours d'armatures transversales

Z = h .2d'

V = effort tranchant dans la section considérée ($V = 1.4\ V_{u\ calcul}$)

l = portée du linteau

β) **Deuxième sous cas** : liteaux courts ($\lambda_g \leq 1$)

On doit avoir :

$$S \geq \frac{A_t . f_e . l}{V + A_t . f_e}$$

V = min (V$_1$, V$_2$)

$$V_2 = 2V_{u\ calcul} \quad \text{et} \quad V_1 \leq \frac{M_{ci} + M_{cj}}{l_{ij}}$$

Avec M_{cj} et M_{cj} moment « résistante ultimes » des sections d'about à gauche et à droit du linteau de portée l_{ij} et calculée par :

$$M_c = A_l . f_e . Z$$

Avec Z = h -2 d' (voir figure)

- **Deuxième cas :** $\tau_b \succ 0.06 f_{c28}$

Dans ce cas, il y a lieu de disposer les ferraillages longitudinaux (supérieurs et inférieurs), transversaux et en zone courante (armatures de peau) suivant les minimum réglementaires.

Les efforts (M, N) sont repris suivant des bielles diagonales (de compression et de traction) suivant l'axe moyen des armatures diagonales A_D à disposer obligatoirement, le calcul de ces armatures se fait suivant la formule :

$$A_D = \frac{V}{2 f_e \sin \alpha}$$

$$\text{Avec } tga = \frac{h - 2d}{l} \quad \text{et} \quad V = V \text{ calcul (sans majoration)}$$

VII .3.9.c Ferraillage minimal

- **Armatures longitudinales :**

$(A_l, \hat{A_l}) \geq 0.0015.b.h$

- **Armatures transversales :**

-pour $\tau_b \leq 0.025 f_{c28}$ $A_t \geq 0.0015.b.S_t$ (0.15%)

-pour $\tau_b \succ 0.025 f_{c28}$ $A_t > 0.0025.b.S_t$ (0.25%)

Les résultats sont donnés par les tableaux suivants :

- **Ferraillage longitudinales :**

Tableau VII.24 Ferraillage longitudinales de linteau

e (cm)	L (cm)	h (cm)	V (kN)	M (kN.m)	τ_b	$\tau_b \leq 0.06 f_{c28}$	A_l cm^2	$\hat{A}_l$ cm^2	$A_{l\,min}$ cm^2	$A_{l\,choise}$
15	160	100	193.90	2.47	0.65	C.V	0.063	0.063	2.25	9HA10 =7.06

- **Ferraillage transversales :**

Tableau VII.25 Ferraillage transversales de linteau

e (cm)	L (cm)	h (cm)	V (kN)	f_e (MPa)	λ_g	$\lambda_g > 1$	S_t	A_t (cm^2)	$A_{t\,min}$ (cm^2)	$A_{t\,choise}$
15	160	86	193.90	400	1.86	C.V	19.2	1.00	2.88	7HA8 =3.51

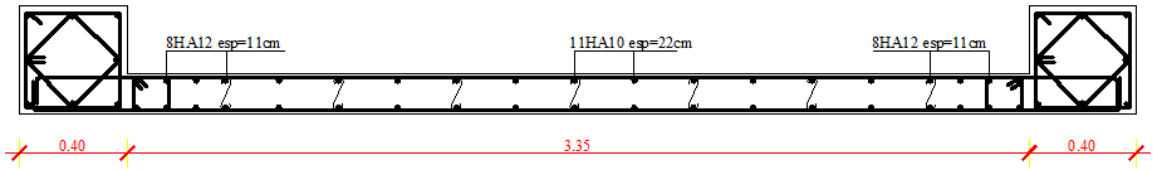


Figure VII.17 Disposition des armatures dans les voiles V1 d'épaisseur 15 cm

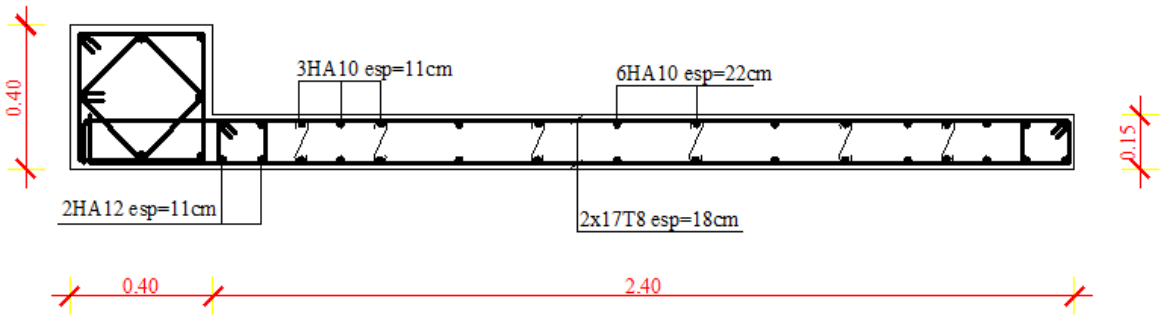


Figure VII.18 Disposition des armatures dans les voiles V2 d'épaisseur 15 cm

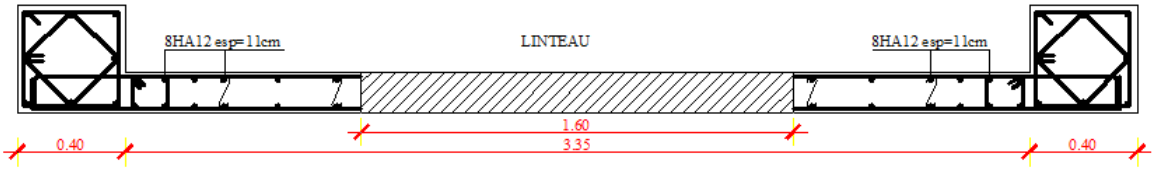


Figure VII.19 Disposition des armatures dans les voiles avec ouverture

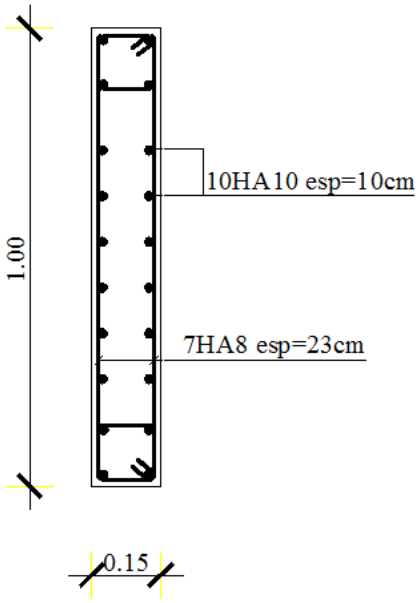


Figure VII.20 Disposition des armatures des linteaux

CHAPITRE VIII :

ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

CHAPITREVIII

ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

VIII.1 Généralité :

Les éléments de fondations ont pour objet de transmettre et repartir au sol les efforts apportés par les éléments de la structure (poteau, voiles, mur ….).

Cette transmission de charge peut être directement (cas des semelles reposant sur le sol comme le cas des radiers) ou être assurée par l'intermédiaire d'autres organes.

- **Reconnaissance du lieu et du sol :**

Pour projeter correctement une fondation, Il est nécessaire d'avoir une bonne connaissance de l'état des lieux, au site de la construction à édifier, mais il est surtout indispensable d'avoir des renseignements aussi précis que possible sur les caractéristiques géotechniques des différentes couches qui constituent le terrain.

Le rapport du sol donne les informations suivantes :

- **Configuration du terrain** : terrain d'assiette en pente faible à douce
- **Nature du sol** : le sable crayeux intercalé des encroutements de calcaire et limon argileux rougeâtre compacte
- **Type de fondation :** semelle isolée
- **Profondeur d'ancrage :** 1.5m ; à partir de la surface haut à la surface bas de semelle
- **Contrainte du sol :** 2.2 bars
- **Risque :** aucun
- **Agressive du sol :** très fort (type de ciment CRS)
- **Recommandations :** la topographie du terrain ne laisse pas prévoir des terrassement de grande masse, si ce n'est qu'un nivellement
- **Assainissement :** prévoir la collecte des eaux pluviales

- **Choix du Type de fondation :**

Le choix du type de fondation dépend de :

- Type d'ouvrage à construire.
- La nature et l'homogénéité du bon sol.
- La capacité portante du terrain de fondation.
- La raison économique.
- La facilité de réalisation.
- La distance entre axes des poteaux.

Vu la présence des voiles et le rapprochement des poteaux, les semelles seront de 3 types :

- Semelles isolées.
- Semelles filantes sous voiles.
- Radier partiel

Les schémas suivants montrent le choix initial des semelles :

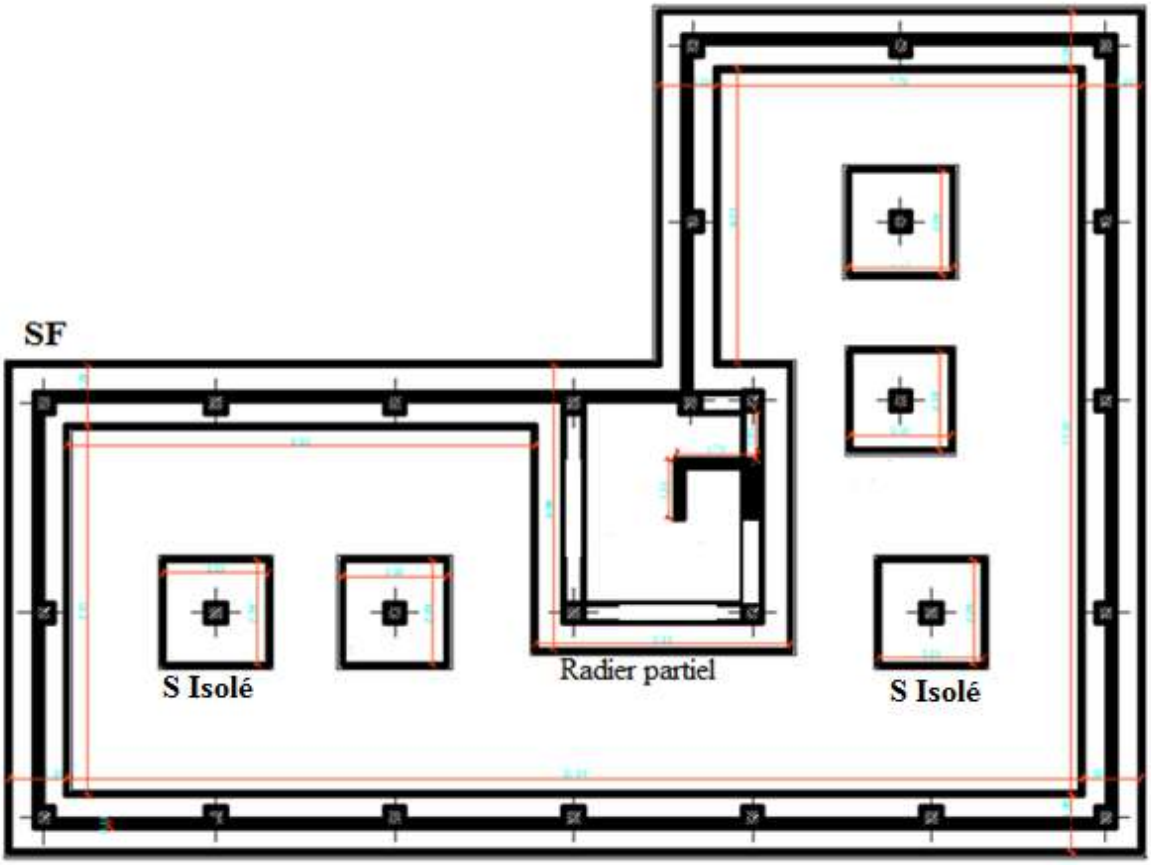


Figure VIII.1 Représentation initiale des semelles

Nous proposons en premier cas des semelles filantes pour cela, nous allons procéder à une vérification telle que :

VIII.2. Calcul des semelles isolées :

On adoptera une semelle homothétique, c'est-à-dire le rapport de A sur B est égal au rapport a sur b : $\frac{a}{b} = \frac{A}{B}$

Nous avons des poteaux carrés : a = b donc A = B

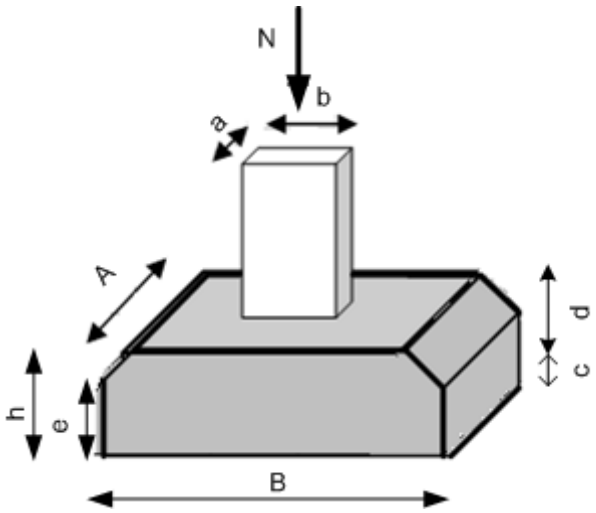


Figure VIII.2 représentation des semelles isolées sous poteaux carrés

✓ **Si M=0 :**

$$A \geq \sqrt{\frac{N}{\sigma_S}}$$

$$d_a \geq \frac{A-a}{4} \Rightarrow h \geq d+e+\frac{\phi}{2} \Rightarrow h_{adp} \Rightarrow \begin{cases} da_{adp} = h_{adp} - e - \frac{\phi}{2} \\ d_b = d_{a\ adp} - \frac{\phi a + \phi b}{2} \end{cases}$$

Par la méthode des bielles on détermine le ferraillage comme suit :

$$\begin{cases} A_a = \frac{N(A-a)}{8.da.\sigma s} \\ A_b = \frac{N(B-b)}{8.db.\sigma s} \end{cases}$$

✓ **Si M≠0 :**

On procède comme suit:

Tableau VIII.2.récapitulation de la méthode de calcul des semelles isolées

<table>
<tr><th colspan="3">Repartition trapézoïdale</th><th colspan="3">Repartition triangulaire</th></tr>
<tr><td colspan="6">Dimensionnement des semelles</td></tr>
<tr><td colspan="3">$e_{0b}=\frac{Mb}{N} \leq B/6$</td><td colspan="3">$e_{0b}=\frac{Mb}{N} \geq B/6$</td></tr>
<tr><td colspan="3">$\frac{a}{b}\sigma s.B^3 - N.B - 3.e_{0b}.N \geq 0$ (1)</td><td colspan="3">$\frac{1.995a}{b}\sigma s.B^2 - (3.99\frac{a}{b}.e_{0b}.\sigma s)B - 2.N \geq 0$</td></tr>
<tr><td>Ma=0</td><td colspan="2">$\Rightarrow B \Rightarrow A$</td><td colspan="3" rowspan="2">$A=\frac{a}{b}.B$</td></tr>
<tr><td>Ma≠0</td><td colspan="2">$\frac{b}{a}\sigma s.A^3 - N.A - 3.e_{0a}.N \geq 0$ (2)</td></tr>
<tr><td colspan="6">Ferraillage des semelles</td></tr>
<tr><td>$e_{0b} \leq B/18$</td><td colspan="2">$A_b=N(1+(3\ e_{0b}/B))(\frac{B-b}{8\ db\ \sigma s})$</td><td colspan="3">$M_{1b}=A(B/2-0.35b)^2.((\sigma 3b + 2.\sigma 2b)/6)$
$Ab= M_{1b}/\beta.db.\sigma s$</td></tr>
<tr><td>Ma=0</td><td colspan="2">$A_a=N(1+(3\ e_{0b}/B))(\frac{A-a}{8\ da\ \sigma s})$</td><td>Ma=0</td><td colspan="2">$A_a=N(1+(3\ e_{0b}/B))(\frac{A-a}{8\ da\ \sigma s})$</td></tr>
<tr><td>Ma≠0 et
$e_{0a} \leq A/18$</td><td colspan="2">$A_a=N(1+(3\ e_{0b}/A))(\frac{A-a}{8\ da\ \sigma s})$</td><td>Ma≠0</td><td colspan="2">$M_{1b}=B(A/2-0.35a)^2.((\sigma 3b + 2.\sigma 2b)/6)$
$Aa= M_{1a}/\beta.da.\sigma s$</td></tr>
</table>

L'espacement est le suivant : $S_a = \frac{B-2(e+\phi b+\frac{\phi a}{2})}{na-1}$; $S_b = \frac{A-2(e+\frac{\phi b}{2})}{nb-1}$

Tel qu'on adopte le ferraillage maximal entre l'ELU et l'ELS.

VIII.2.1. Dimensionnement des semelles isolées:

Tableau VIII.5.Dimensionnement des semelles isolées à l'ELS

	N_{ELS} (kN)	$M_{X\ ELS}$ (kN.m)	$M_{Y\ ELS}$ (kN.m)	A (m)	B (m)	h (cm)	d_a (cm)	d_b (cm)	e (cm)
S1	1003,75	0,22	0,10	2.20	2.20	50	45	43,8	15
S2	1028,85	0,35	0.41	2.20	2.20	50	45	43,8	15
S3	913,37	1,39	2.20	2.10	2.10	45	40	38,8	15
S4	838,24	0,07	0.68	2.00	2.00	40	35	33,8	15
S5	990,63	0.31	0.29	2.20	2.20	50	45	43,8	15
S6	930,88	0,21	4.64	2.10	2.10	45	40	38,8	15
S7	991,99	0,15	0.58	2.20	2.20	50	45	43,8	15

On adopte la même dimension pour toute la semelle

Tableau VI.6. Vérification des contraintes des semelles isolées à l'ELU

	N_{ELU} (kN)	$M_{X\ ELU}$ (kN.m)	$M_{Y\ ELU}$ (kN.m)	(1)	(2)
S Isolé	1252,15	1,91	3.04	C.V	C.V

VIII.2.2. Ferraillage des semelles isolées :

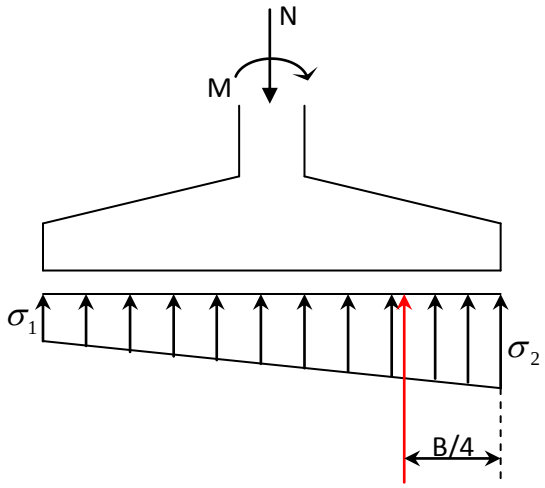


Figure VIII.3 représentation des contraint

Tableau VIII.2.Calcul du ferraillage des semelles isolées à l'ELU

	$\grave{N}$ (kN)	Méthode des Bielles		$A_{a\ ELU}$ (cm^2)	$A_{b\ ELU}$ (cm^2)
		$e_{0a\ ELU} \leq A/18$	$e_{0b\ ELU} \leq B/18$		
S Isolé	1256.44	C.V	C.V	16.67	17.19

- **Recapitulation:**

Tableau VIII.8.Ferraillage final des semelles isolées et leur espacement

	$A_{a\ final}$ (cm^2)	$A_{b\ final}$ (cm^2)	S_a(cm)	S_b(cm)
S3	**16HA12**=18.10	**16HA12**=18.10	13	13

✓ **Vérification des longueurs de scellement :**

La contrainte admissible d'adhérence τ_S =0,6. $\psi_s^2 f_{tj}$ = 2.835 MPa.

La longueur de scellement égale à : $ls \geq (\phi/4) * (f_e/\tau_S) = \frac{1{,}2\ .\ 400}{4\ .\ 2{,}835}$ =42.32 cm

Tableaux VIII.9.Vérification des longueurs de scellement des semelles isolées

	B (m)	A (m)	A/4 (cm)	***l***s (cm)	Ls≥ **A /4**	A/8 (cm)	A/8≤Ls≤ **A/4**
S Isolé	2.10	2.10	52.5	45	C.N.V	26,25	C.V

Conclusion :

Donc toutes les barres doivent être prolongées jusqu'aux extrémités de la semelle mais peuvent ne pas comporter des crochets.

- **Vérification de la stabilité au renversement : [1] ►► [Art 10.1.5] ◄◄**

Quelque soit le type de fondation (superficielles ou profondes) on doit vérifier que l'excentrement de la résultante des forces verticales gravitaires et des forces sismiques reste à

l'intérieur de la moitié centrale de la base des éléments de fondation résistant au renversement (e= M/N ≤ B/4).

Tableau VIII.10. Vérification de la stabilité au renversement des semelles isolées

	N_{ELU} (kN)	$M_{X\,ELU}$ (kN.m)	$M_{Y\,ELU}$ (kN.m)	e_X (m)	e_Y (m)	B (m)	B/4 (m)	e ≤ B/4
S Isolé	1252,15	1,91	3.04	$1,5.10^{-3}$	$2,4.10^{-3}$	2.10	0,525	C.V

VIII.4 Semelles filantes sous voile périphériques :

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 ;

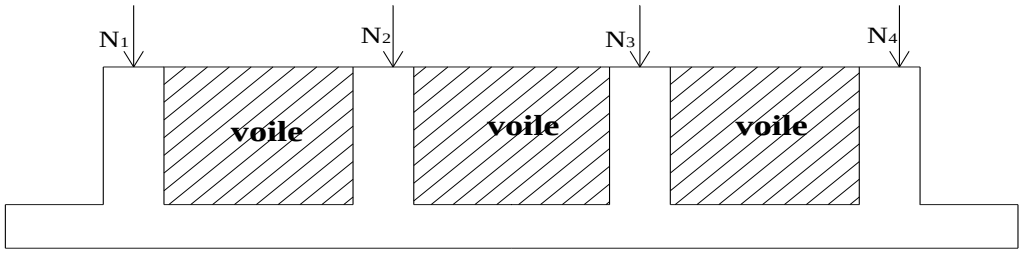


Figure VIII.4 Schéma d'une semelle filante sous voile

VIII.4.1 Dimensionnement :

On a des semelles filantes sous voiles périphériques, les efforts normaux répartis sont calculés comme suit :

$$N = \frac{\sum N}{L} \quad M = \frac{\sum M}{L}$$

Avec :

- ∑ N : est la somme des efforts normaux.
- ∑ M : est la somme des moments.
- L : la longueur totale de la semelle filante.

La largeur et la hauteur de la semelle filante se déterminent respectivement comme suit :

$$B \geq \frac{N}{1000\,.\,\sigma_{sol}} \quad ; \quad d \geq \frac{B-b}{4} \quad ; \quad h = d + c + \frac{\phi}{2}$$

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 :

Tableau VIII.12.Dimensionnement des semelles filantes sous voiles à l'ELS

	N_{ELS}/ml (kN)	M_{xELS}/ml (kN)	B (m)	A (m)	h (cm)	d_a (cm)
SF	211.78	5.09	1.20	1.00	30	24.4

Tableau VIII.13.Vérification des semelles filantes à l'ELU

	N_{ACC}/ml (KN)	$M_{Y\ ACC}$/ml (kN)	(2)
SF	364.66	5.66	C.V

VIII.4.2 Ferraillage :

❖ **Armatures principales :**

$$A = \frac{N\,(B-b)}{8\,.\,d\,.\,\sigma s}$$

Avec :

✓ n: étant le nombre de barres

❖ **Armatures de répartition :**

$$A_{rep} = \frac{A(cm^2)\,.\,B(m)}{4}$$

Avec :

✓ $[\sigma_S]$= 348MPa à l'ELU : en situation durable.

✓ $[\sigma_S]$ = 202MPa à l'ELS.

Les résultats de ferraillage sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau VIII.14.Ferraillage de la semelle filante SF à l'ELU

	$\grave{N}$(kN)	$e_{0b\ ACC} \leq A/18$	A_b (cm^2)	A_{rep} (cm^2)
SF	364.82	C.V	3.73	0.93

❖ **Recapitulation:**

Tableau VIII.15. Ferraillage finale de la semelle filante SF

	$A_{b\ finale}$ (cm^2)	$A_{rep\ finale}$ (cm^2)	S_b (cm)	S_{rep} (cm)
SF	**6HA12**=6.78	**5HA10**=3.92	21.76	22.25

❖ **Vérification des longueurs de scellement :**

Tableau VI.16. Vérification de la longueur de scellement de la semelle filante SF

	B(m)	A(m)	B/4(cm)	l_s (cm)	$l_s \geq B/4$
SF	1.20	1.00	30	45	C.V

Conclusion :

Donc toutes les barres sont prolongées jusqu'aux extrémités de la semelle et comportent des ancrages courbés de 135^0.

Tableau VIII.17. Vérification de la stabilité au renversement de la semelle filante SF

	N_{ELU} (kN)	M_{ELU} (kN.m)	e (cm)	B (cm)	B/4 (cm)	e ≤B/4
SF5	364.66	5.66	0.015	120	30	C.V

VI.5 Le Radier :

Le radier (radier nervuré) sera muni de nervures reliant les poteaux et sera calculé comme un panneau de dalle pleine sur quatre appuis –nervures- chargés par une contrainte uniforme qui représente la contrainte maximale du sol résultante des efforts normaux dans les poteaux.

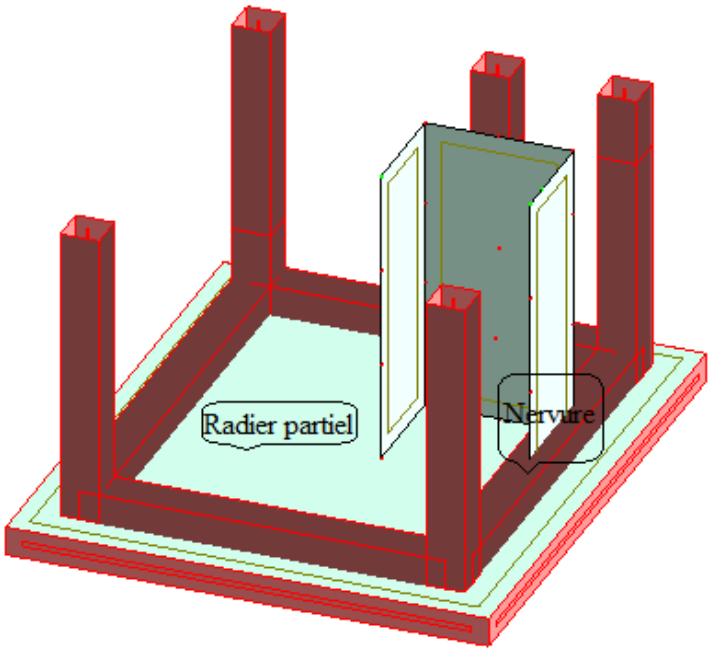


Figure VIII.5 Schémas d'un radier nervuré

VIII.5.1 Dimensionnement du radier :

La surface du radier :

S = 4.45*3.75 = 16,6875 m^2

On prend un débord de 60 cm sur le périmètre du radier.

La surface nécessaire de radier :S_R = 21,9675 m^2

La hauteur h du radier sera déterminée à l'aide de la formule suivante :

$$h \geq \frac{Lmax}{20} = \frac{445 - 40}{20} = \frac{405}{20} = 20{,}25cm$$

On adopte : h=30 cm.

VIII.5.2 Ferraillage du radier :

Le radier se calculera comme plancher renversé appuyé sur le voile et les poteaux. Nous avons utilisé pour le ferraillage du panneau, la méthode proposée par le CBA 93.

La fissuration est considérée préjudiciable, vu que l'état d'agressivité fort en sulfates

Le panneau constituant le radier est uniformément chargé et sera calculé comme une dalle appuyée sur quatre cotés et chargée par la réaction du sol, pour cela on utilise une méthode parmi les méthodes de calcul des dalles pour déterminer les moments unitaires µx ,µy qui dépend du coefficient de POISSON et du rapport

$$\rho = \frac{l_x}{l_y}$$

On a:

$$\rho = \frac{3.35}{4.05} = 0.82 > 0.4 \Rightarrow \text{panneau travaillant suivant les deux direction}$$

VIII.5.2.1. Calcul des Charges du radier :

q_{rad} =PP+$P_{remblai}$ =25*0.30 + 18*(1.5 - 0.30) = 29.10 kN/m².

À l'ELU: q_U = 1.35. q_{rad} = 39.28 kN/m².

À l'ELS: q_{SER} = q_{rad} =29.10 kN/m².

VIII.5.2.2 Vérification de la surface du radier :

$$\sigma_{radier} = q_{rad} = \frac{29.10\ kN}{1m^2} = 0.029\ MPa$$

Cette contrainte est inferieur à la contrainte admissible du sol :

$$\sigma_{radier} = 0.29\ bars < \overline{\sigma_{adm}} = 2.2bars$$

Donc le surface du radier est suffisante.

VIII.5.2.3 Calcul des moments :

Le calcul des moments se fera pour une bande de 1m de largeur.

❖ **Détermination des moments à l'ELU:**

$M_x = \mu_x . q_U . l_x^2$ = 0.0530 x 39.28x (3.35)² = 23.36 kN.m

$M_y = \mu_y . M_x$ = 0.6313x23.36= 14.75 kN.m

En travée:

M_{tx} = 0.85M_x = 0.85 x 23.36 = 19,856 kN.m

M_{ty} = 0.85M_y= 0.85 x 14.75 = 12,537 kN.m

Aux appuis:

M_{ax} = - 0.3 M_x = - 0.3 x 23.36 = - 7,008kN.m

M_{ay} = - 0.3 M_x = - 0.3 x 14.75 = - 4,425kN.m

❖ **Détermination des moments à l'ELS:**

$M_x = \mu_x . q_{SER} . l_x^2$ = 0, 0607 x 29.10 x (3.35)² = 19.82 kN.m

$M_y = \mu_y . M_x$ = 0.7381 x 19.82 = 14.63 kN.m

En travée:

M_{tx} = 0.85M_x = 0.85 x 19.82 = 16,847 kN.m

M_{ty} = 0.85M_y = 0.85 x 14.63 = 12,435 kN.m

Aux appuis:

M_{ax} = - 0.3 M_x = - 0.3 x 19.82 = - 5,946 kN.m

M_{ay} = - 0.3 M_y = - 0.3 x 14.63 = - 4,389 kN.m

❖ **Détermination des armatures longitudinales à l'ELU de résistance:**

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2\sigma_b} \qquad \alpha = 1.25\left(1-\sqrt{(1-2\mu)}\right) \qquad Z = d(1-0.4\alpha)$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z\sigma_s} \qquad A_{s\min} = \frac{0.23\,b\,d\,f_{t28}}{f_e}$$

Le calcul se fait pour une bande de « b=1m ».

Section minimale :

$$A_{\min} = \frac{0{,}23.b.d.f_{t28}}{f_e} = 2.415\ cm^2$$

Espacement maximal :

Et travée :

$S_t \leq$ min (3.h; 33cm) = 33cm

Sur appui:

$S_t \leq \min(3.h; 33cm) = 33c$

Tableau VIII.18 calcul des armatures longitudinales à l'ELU du radier

	sens	M (kN.m)	d (cm)	A (cm²)	A_{min}	A choisi (cm²)
Travée	X	19,856	24.4	2.30	3.01	5HA12 =5.65
	Y	12,537	24.4	1.45	3.01	5HA12 =5.65
Appui	X	- 7,008	24.4	0.80	3.01	5HA12 =5.65
	Y	- 4,425	24.4	0.51	3.01	5HA12 =5.65

❖ **Vérification des contraintes à l'ELS:**

$$\overline{\sigma_b} = 0{,}6\, f_{c28} = 15MPa$$

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

y : position de l'axe neutre donnée par l'équation :

$$b.y^2 + 30.A_s.y - 30A_s.d = 0$$

I : Le moment d'inertie donné par :

$$I = b.y^3/3 + 15\,[A_s.(d-y)^2]$$

Fissuration préjudiciable :

$$\overline{\sigma_s} = \min(2/3\, f_e; \max(240\ ; 110\sqrt{\eta.f_{t28}}))\ \text{MPa} = 240\ \text{MPa}$$

$$\sigma_s = 15M_{ser}(d-y)/I$$

Tableau VIII.18 Vérification des armatures du radier à l'ELS

	sens	A_{ELU} (cm²)	M_{ser} (kN.m)	σ_s (MPa)	σ_b (MPa)	$\sigma_s \leq [\sigma_s]$	$\sigma_b \leq [\sigma_b]$
Travée	X	5.65	16,847	129.11	2.55	C.V	C.V
	Y	5.65	12.435	95.29	1.88	C.V	C.V
Appui	X	5.65	-5,946	45.56	0.9	C.V	C.V
	Y	5.65	-4.839	37.08	0.73	C.V	C.V

On remarque que les contraintes sont vérifie.

❖ **Vérification de la contrainte de cisaillement:**

$$T_X = \frac{q_U\,.\,lx\,.\,ly}{2ly + lx} = 46.54\ \text{kN}$$

$$T_Y = \frac{qu\,.\,lx\,.\,ly}{3ly} = 43.86\ \text{kN}$$

On doit vérifier :

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b_0 \, . \, d} = \frac{46.54.10^3}{1000 * 244} = 0.232 \text{ MPa} \leq \frac{0.07 \, .fc28}{\gamma_b} = 1.167\text{MPa}$$

Donc, on n'a pas besoin d'armatures transversales.

VIII.5.3 Nervure :

VIII.5.3.1 Dimensionnement :

On cherche la hauteur de la nervure à l'aide de la formule :

$$h \geq 3\sqrt{\frac{48 \, . \, l^4 \, . \, K}{\pi^4 \, . \, E}} = 54.87\text{cm}$$

Avec :

- ✓ L=4.05 m : la longueur de la nervure.
- ✓ K=0.04MPa : coefficient de raideur du sol.
- ✓ E=32164.19 MPa : le module d'élasticité du béton.

Donc : on choisit h=60 cm.

Alors : on a des nervures de 40x60cm².

VIII.5.3.2 Evaluation des charges :

❖ **À l'ELU :**

$$q_u = \frac{N1u + N2u}{l} + 1.35 \text{ PP} + qu \text{ SOL} \, . \, b = 442{,}965 \text{ kN/m.l}$$

❖ **À l'ELS :**

$$q_{ser} = \frac{N1ser + N2ser}{l} + PP + qser \text{ SOL} \, .b = 323{,}73 \text{ kN/m.l}$$

VIII.5.3.3 Calcul des moments :

a) Aux appuis :

❖ **À l'ELU :**

$$M_a = -\frac{q_u x l^2}{12} = \frac{442{,}965 \text{ x} 4.05^2}{12} = \text{-}605{,}477 \text{ kN.m}$$

❖ **À l'ELS :**

$$M_a = -\frac{q_{ser} x l^2}{12} = \frac{323{,}73 \text{x} 4.05^2}{12} = \text{-}442{,}499 \text{ kN.m}$$

b) En travées :

❖ **À l'ELU :**

$$M_t = -\frac{q_u x l^2}{24} = \frac{442{,}965 \text{x} 4.05^2}{24} = 302{,}738 \text{ kN.m}$$

❖ **À l'ELS :**

$$M_t = -\frac{q_{ser}\, xl^2}{24} = \frac{323{,}73x4.05^2}{24} = 221{,}249\ \text{kN.m}$$

VIII.5.3.4 Calcul du ferraillage :

a) armatures longitudinales :

❖ **Calcul à l'ELU de résistance :**

Les nervures travaillent en flexion simple.

$$d = h - e - \frac{\phi}{2} \cong 0.9.h \qquad \text{et} \qquad c = c' = h - d$$

$$\mu = \frac{Mu}{\sigma_b.b.d^2}\ ; \quad Si\ \mu \leq \mu l = 0.392 \quad \Rightarrow\ A' = 0\ \text{ et }\ A = \frac{Mu}{\beta.d.\sigma s}$$

Tableau VIII.19 Calcul des armatures longitudinales de la nervure

	Mu (kN.m)	μ	d (cm)	A (cm²)	Choix (cm²)
Travée	302,738	0,183	55	17.54	8HA20 = 25.13
Appui	-605,477	0,367	55	36.01	12HA20 = 37.69

❖ **Vérification des contraintes à l'ELS :**

Pour une fissuration préjudiciable, la vérification a été faite :

Tableau VIII.20 Vérifications des armatures longitudinales de la nervure à l'ELS

	A_{ELU} (cm²)	M_{ser} (kN.m)	σ_b (MPa)	σ_s (MPa)	$\sigma_b \leq [\sigma_b]$	$\sigma_s \leq [\sigma_s]$	corr.
Travée	25.13	221,249	9.76	187.48	C.V	C.V	8HA20
Appui	37.69	- 442,499	14.86	225.44	C.V	C.V	10HA20+10HA16

b) Armatures transversales :

❖ **Calcul de l'effort tranchant Tu :**

Tu=$q_U . l/2$ = 442,965 x (1m)/2=221.48 kN.

❖ **Calcul de la contrainte de cisaillement τ_u :**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 * d} = \frac{221.48\ *\ 10^3}{400\ .550} = 1.00\ \text{MPa} < [\tau] = 2.50\ \text{MPa}\quad \text{C.N.V}$$

En appliquant même formules qu'on a vu dans le chapitre précédant pour une fissuration préjudiciable les armatures transversales sont :

❖ **Zone nodale :**

- Sa longueur l_{nodal} =100 cm.
- A_t = 4T10.
- S_t= 10cm.

❖ **Zone courante :**

- A_t = 4T10.
- S_t = 20cm.

VIII.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.

VIII.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 30cm²

On adopte une section de (30 x 40) cm².

VIII.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.

Tableau VIII.21. Valeurs de α

site	zone I	zone IIa	zone IIb et III
S_3	15	**12**	10

$$F_u = \frac{Nu}{\alpha} = \frac{1411,85}{12} = 117.65\ kN$$

$$F_{ser} = \frac{N_{ser}}{\alpha} = \frac{1028,85}{12} = 85.73\ kN$$

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 :

- **Armatures longitudinales**

a) À l'état limite ultime :

Les armatures longitudinales sont données par:

$$A_u = \frac{Fu}{\sigma_s}$$

Où : $F_u = 117.65$ kN

Alors: $A_u = \frac{117.65*10^3}{400} = 2.94 cm^2$

b) Condition de non fragilité :

On doit aussi respecter la condition de non fragilité de la section de béton armé donnée par le **CBA 93** :

$$A \geq \frac{B f_{t28}}{f_e}$$

On a : $A \geq \frac{(30*40)*2.1}{400} \Rightarrow A \geq 6.3 cm^2$

Donc on adopte **A=6HA12=6.78cm²**

c) Vérification des contraintes à l'ELS :

La fissuration est considérée comme préjudiciable.

F_{ser} = 84.69 kN

Alors:

$$\sigma_s = \frac{F_{ser}}{A} = \frac{85.73 * 10^3}{678} = 126.44 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_s = 202 \text{ MPa (C.V)}$$

Le ferraillage minimum doit être de 0,6 % de la section B:**[1]: ►► [Art 10.1.1.b] ◄◄**

On a :

$$A_{min} = \frac{0,6b.h}{100} = \frac{0,6*30*40}{100} = 7.2 cm^2$$

Donc on adopte **A=6HA14=9.23 cm²**

- **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 ; $15\Phi_\ell$).

a) Section :

On a :

$$\varphi_t \geq \frac{\varphi_l}{3} = \frac{14}{3} = 4.66\text{mm}$$

On adopte: $\varphi_t = 8\,\text{mm}$

$A_t = 4\phi 8 = 2.01\ cm^2$

b) Espacement:

$$S_t \leq \min\left[20\text{cm}; 15\varphi_l\right] = \min\left[20\text{cm}; 21\text{cm}\right]$$

On adopte: **S_t = 15 cm.**

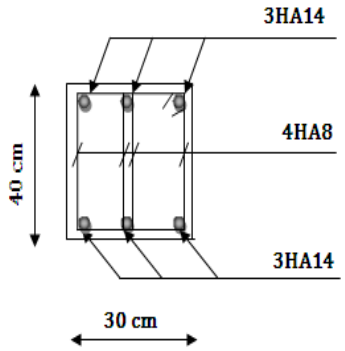


Figure VIII.6 Ferraillage des longrines

VIII.7 Voile périphérique :

VIII.7.1 introduction :

L'instabilité des constructions lors d'un séisme majeur est souvent causée par le sous dimensionnement des fondations. Celles-ci doivent transmettre au sol, les charges verticales, les charges sismiques horizontales. Cela exige d'une part une liaison efficace des fondations avec la superstructure, et d'autre part, un bon ancrage au niveau du sol.

VIII.7.2 Etude du voile périphérique [1] ►► [Art 10.1.2] ◄◄:

VIII.7.2.1 Dimensionnement:

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 des fondations (semelles, radier...) et le niveau de base. Toutefois, en zone IIa, cette prescription est facultative pour les maisons individuelles et bâtiments assimilés ou pour toute autre construction de hauteur inférieure ou égale à 10m au dessus du niveau moyen du sol.

Dans le cas de blocs séparés par des joints de rupture, le voile périphérique doit ceinturer chaque bloc.

D'après RPA99/version 2003 le voile périphérique doit avoir les caractéristiques minimales suivantes:

- Epaisseur ≥ 15 cm.
- Les armatures sont constituées de deux nappes.

Le pourcentage minimum des armatures est de 0.10 % dans les deux sens (horizontal et vertical)

- Un recouvrement de 40 ϕ pour les renforcements des angles.

On adopte une épaisseur : e = 15 cm.

La hauteur de voile périphérique = 1.70m.

VIII.7.2.2 Détermination des sollicitations:

On prend comme hypothèse pour le calcul : « Le voile périphérique est considéré comme un ensemble de panneaux appuyés à leurs parties supérieures et encastrés à leurs bases ».

Les charges exercées sur le voile périphérique sont dues à trois effets principaux :

- Effet de la poussée des terres
- Effet de surcharge
- Effet de cohésion

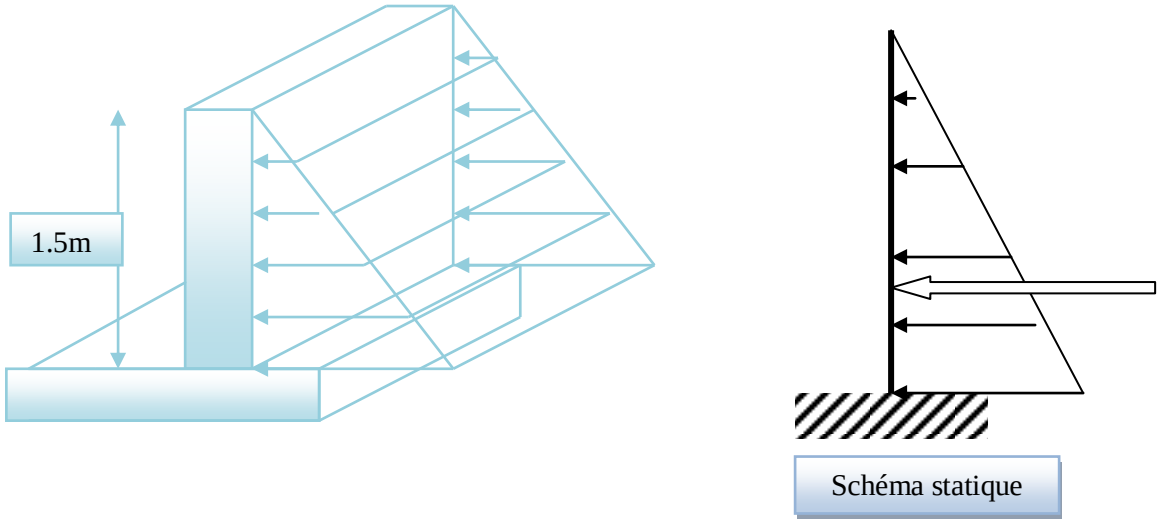


Figure VIII.7 Schéma du chargement qui vient au voile périphérique

VIII.7.2.3 Evaluation des charges :

En Plus de la poussée des terres, le voile périphérique subit aussi la charge d'exploitation q=1.50 kN/m².

a) charge permanente :

Nous avons :

- un terrain plat : β=0
- mur droit : λ=0
- le poids volumique du terrain à 2/3 du mur par rapport au terrain naturel : γ=18 kN/m^3.
- l'angle de frottement interne : φ=22^o

D'après *RANKINE*, La poussée des terres P est égale à : $\begin{cases} P = 1/(2.k\gamma a.\gamma.h^2) \\ G = k_{\gamma a}.\gamma.\ h \end{cases}$

- Le coefficient de contrainte : $k_{\gamma a} = tg^2\ [(\pi/4)-(\varphi/2)]$; D'où : $k_{\gamma a}$ =0.455

  Alors : G= 0.455 * 18 * 1.7=13,923 kN/m²

b) charge d'exploitation :

Nous avons :

- Q=k_q .q
- $k_q = k_{\gamma a}$ /cos (β- λ)=0.455

  Alors : Q= 0.455 x 1.5=0,6825kN/m².

c) combinaisons d'actions :

q_u = 1.35G + 1.5Q = 19,819 kN/m².

q_{ser} = G + Q = 14,696 kN/m².

Pour une bande de 1m :

q_u = 19, 956 kN/ml

q_{ser} = 14, 605 kN/ml

VIII.7.2.4 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.

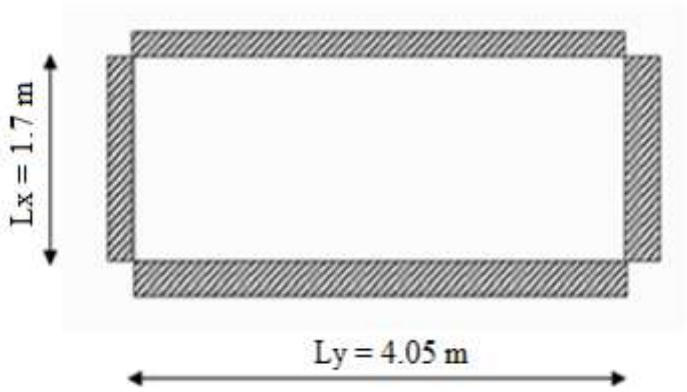


Figure VIII.8 Schéma des dimensions du voile périphérique

$$\rho = \frac{l_x}{l_y}$$

Dans notre cas : $\rho = \frac{1.7}{4.05} = 0.419 > 0.4$

Ce qui indique d'un panneau travaillant suivant les deux directions. Ce qui implique l'utilisation de la méthode forfaitaire.

VIII.7.2.4.a Détermination des moments a l'ELU :

$$\begin{cases} M_x = \mu_x * q_u * l_x^2 = 0{,}1088*19.819*(1.7)^2 = 6{,}27 \text{ kN.m.} \\ M_y = \mu_y * M_x = 0.2500*14.605 = 1{,}57 \text{ kN.m.} \end{cases}$$

Il s'agit d'un panneau de rive, ses moments sont définis par :

❖ **En travée :**

$$\begin{cases} M_{tx} = 0.85 M_x = 5{,}3295 \text{ kN.m.} \\ M_{ty} = 0.85 M_y = 1{,}3345 \text{ kN.m.} \end{cases}$$

❖ **Aux appuis :**

$$\begin{cases} M_{ax1} = M_{ax2} = -0.3\ M_x = -1{,}881 \text{ kN.m.} \\ M_{ay1} = M_{ay2} = -0.5\ M_y = -3{,}135 \text{ kN.m.} \end{cases}$$

VIII.7.2.4.b Détermination des moments a l'ELS :

$$\begin{cases} M_x = \mu_x * q_{SER} * l_x^2 = 0{,}1110*14.605*(1.7)^2 = 4.69 \text{ kN.m.} \\ My = \mu_y * M_x = 0.5704*33.97 = 1.37 \text{ kN.m.} \end{cases}$$

❖ **En travée :**

$$\begin{cases} M_{tx} = 0.85 M_x = 3{,}986 \text{ kN.m.} \\ M_{ty} = 0.85 M_y = 1{,}164 \text{ kN.m.} \end{cases}$$

❖ **Aux appuis :**

$$\begin{cases} M_{ax1} = M_{ax2} = -0.3\ M_x = -1{,}407 \text{ kN.m.} \\ M_{ay1} = M_{ay2} = -0.5\ M_y = -0{,}685 \text{kN.m.} \end{cases}$$

VIII.7.2.4.c Détermination des armatures longitudinales à l'ELU de résistance en flexion simple :

➢ **Les conditions exigées par le RPA99/version 2003 sont :**

Un pourcentage minimum de 0,1% de la section dans les deux sens et la disposition se fait en deux nappes.

✓ $A_l = 0{,}1\%$

✓ $A_t = 0{,}1\%$

➢ **Vérification la Condition de non fragilité :**

$$As\ min = \frac{0.23*100*120*2.1}{400} = 1.45\ cm^2/ml$$

Tableau VIII.22 Calcul des armatures du voile périphérique à l'ELU

	Sens	M (kN.m)	d (cm)	A (cm²)	A_{min} (cm²)	A_{choisi}
Travée	X	5,3295	12	1.29	1.5	4HA12=4.52
	Y	1,3345	12	0.32	1.5	4HA12=4.52
Appui	X	-1,881	12	0.45	1.5	4HA12=4.52
	Y	-3.135	12	0.75	1.5	4HA12=4.52

VIII.7.2.4.d Vérification des contraintes à l'ELS :

Tableau VIII.23 Vérifications des armatures du voile périphérique à l'ELS

	Sens	A_{ELU} (cm²)	M_{ser} (kN.m)	σ_s (MPa)	σ_b (MPa)	$\sigma_s \leq [\sigma_s]$	$\sigma_b \leq [\sigma_b]$
Travée	X	4.52	3,986	81.18	2.15	C.V	C.V
	Y	4.52	1.164	23.7	0.62	C.V	C.V
Appui	X	4.52	-1,407	28.65	0.75	C.V	C.V
	Y	4.52	-1.685	34.31	0.9	C.V	C.V

VIII.7.2.4.f Vérification de la contrainte de cisaillement :

❖ **suivant X :**

$$Tx = \frac{qu\ .\ lx\ .\ ly}{2ly + lx} = 4.40 \text{ kN}$$

❖ **suivant Y :**

$$Ty = \frac{qu \,.\, lx \,.\, ly}{3ly} = 3{,}553 \text{ kN}$$

Et on vérifie pour les deux sens:

$$\tau_u = \frac{T^{max}}{b_0 \,.d} = \frac{4.40 * 10^3}{1000 * 120} = 0.036 \text{ MPa} \leq \frac{0.07 \,.fc28}{\gamma_b} = 1.167\text{MPa}$$

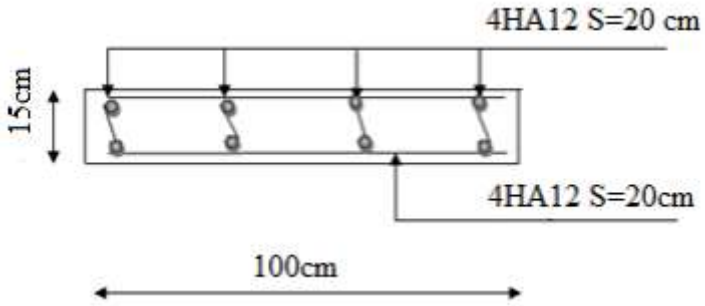


Figure VIII.9 disposition de ferraillage du voile périphérique

CHAPITRE IX :

CONCLUSION GENERALE

Conclusion générale

Au cours de cette étude, nous pensons avoir réussi à avoir un aperçu général, sur la majorité des parties étudiées.

Cette étude nous a permis d'enrichir nos connaissances sur les différentes étapes de calcul d'une structure en utilisant surtout le logiciel de calcul « ROBOT ».

Lors de cette étude, nous avons tenté d'utiliser des logiciels techniques, afin d'automatiser au maximum les étapes de calcul et de consacrer plus de temps à la réflexion. Les calculs ne nous permettent pas de résoudre tous les problèmes auxquels nous avons été confrontés, il a fallu faire appel à notre bon sens et à la logique pour aboutir à des dispositions des éléments structuraux qui relèvent plus du bon sens de l'ingénieur.

Le travail que nous avons présenté est le couronnement de cinq années d'étude. Il nous permis de faire une rétrospective de nos connaissances accumulées pendant notre cursus universitaire.

Enfin, nous espérons avoir atteint nos objectifs et pouvons exploiter ces connaissances dans la vie pratique.

BIBLIOGRAPHIE

- Règle parasismique Algérien. (RPA99/VERSION 2003).
- Règles de conception et de calcul des structures en béton armé CBA93.
- Règle BAEL91.
- Règlement neige et vent. (RNV99)/D.T.R C 2-4.7
- Charges permanentes et surcharges d'exploitations / D.T.R-B.C.2.2
- Cours du béton armé 3eme et 4eme année. /Mr BOKHANDJAKHDJI
- Cours de DDS master 1. / Mr DEBIEB
- Cours du RDM master 1. / M^{me} AMOKHRAN
- Calcul des ouvrages en Béton Armé. M. BELAZOUGHI.
- Calcule des éléments simples et des structures de bâtiments JEAN-PIERRE MOUGIN
- NOTIONS DE RESISTANCE DES MATERIAUX /Guy VILLARD
- Thèse traitée des années précédentes.

- **Logiciels :**

  ROBOT version 23.0

  AUTO CAD 2013