REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

UNIVERSITE YAHIA FARES DE MEDEA

Faculté Des Sciences et De La Technologie

Département de Génie de la Matière

Filière Génie civil

Mémoire de Fin d'Etude pour l'obtention du diplôme Master

en Génie Civil

Option : Structures

THEME

Etude d'un bâtiment en (RDC+5 Etages +S-SOL) à usage multiple implanté dans une zone de forte sismicité III

Réalisé par :

Bourahla imen

Kechid Hanane

Dirigé par :

-**Mr. SAFIDDINE Salim**

Promotion Juin 2016

هذا المشروع يهدف إلى دراسة بناية من الخرسانة المسلحة (طابق سفلي+طابق أرضي+5 طوابق).

)مقاومة البناية لكلا الحمولات العمودية و الأفقية ليتم انجازها في ولاية الجزائر .التي تعد منطقة زلزالية (منطقة 3 مضمونة بواسطة نظام الأعمدة +الجدران المسلحة .قياس الأبعاد و التسليح بالفولاذ لكلا العناصر المقاومة تم طبقا للمعايير و القوانين المعمول بها في الجزائر قانون الخرسانة المسلحة 93 و القواعد الجزائرية

المضادة للزلزال 99 نسخة 2003. تمت الدراسة الزلزالية بالطريقة الرقمية باستعمال برنامج تحليل الهياكل SAP2000V 17.1)

Résumé :

Ce projet consiste à étudier un bâtiment en béton armé (Sous-sol + RDC + 5 étages), destiné à réalisé dans la wilaya d'Alger, classée dans la zone de forte sismicité (zone III). Le contreventement de la structure est assuré par un système mixte portiques-voiles. Le dimensionnement et le ferraillage de tous les éléments résistants ont été établis conformément au documents techniques règlementaires CBA93 et RPA99 version 2003. L'étude sismique a été menée suivant la méthode numérique moyennant le logiciel d'analyse (SAP2000 V 17.1).

Abstract :

This project involves studying a block of reinforced concrete (underground + ground for dealing + 5 stories), for realized in the city of Algiers, placed in the area of high seismicity (Zone III). The bracing of the structure through a mixed system gantry-sails. The dimensioning and the reinforcement of all the resistance elements were prepared in accordance with regulatory and technical documents CBA93 RPA99 Version 2003. The seismic survey was conducted following the numerical method through the analysis software

SOMMAIRE

INTRODUCTION GENERAL 1

CHAPITRE I : PRESENTATION DE L'OUVRAGE

I.1. INTRODUCTION 2

I.2. SITUATION 2

I.3. DESCRIPTION DE L'OUVRAGE 2

I.3.1. Dimensions 2

I.3.2.L'ossature 2

I.4 DESCRIPTION DE LA STRUCTURE 3

I.4.1 Planchers 3

I.4.2 Maçonnerie 4

I.4.3 Revêtement 4

I.4.4 Le plafond 4

I.4.5 L'acrotère 4

I.4.6 L'infrastructure 5

I.4.7 Les escaliers 5

I.4.8 Taux de travail du sol 5

I.5 CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX 6

I.5.1 Béton 6

I.5.2 Les armatures 6

CHAPITRE II : PRE DIMENSIONNEMENT ET EVALUATION DES CHARGES

II.1.INTRODUCTION 10

II.2.PRE DIMENSIONNEMENT DES PLANCHERS 10

II.2.1. Plancher à corps creux 10

II.2.2.Les dalles pleines 11

II.3. ÉBALUATION DES CHARGES 12

II.3.1. Maçonnerie : 12

II.3.1.a. Murs intérieurs (simple cloison) 12

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

II.3.2. Plancher terrasse : 14

II.3.2.a. Charges permanentes 14

II.3.2.b. Charges d'exploitation 15

II.3.3. Plancher étage courant 15

II.3.3.a. Charges permanentes 15

II.3.3.b. charges d'exploitation 16

II.3.4.Dalle pleine : 16

II.4. PRE DIMENSIONNEMENT DES POUTRES 17

II.5. PRE DIMENSIONNEMENT DES POTEAUX 18

II.5.1. Choix du poteau le plus sollicité 19

II.5.2. Dimensions des poteaux 20

II.5.3. Calcul de la longueur de flambement L_f 20

II.5.4. Calcul de l'effort $\overline{Nu}$ 21
II.5.5. la surface reprise par le poteau 22
II.5.5.a. Charges permanentes et $\overline{\mathrm{Nu}}$ 24
II.5.6. Descente des charges 26
II.5.6.a. Charges d'exploitation 26
II.5.7. Vérification selon le RPA99v2003 30
II.5.8. Vérification aux zones nodales 30
II.6. PRE DIMENSIONNEMENT DES VOILES 31

CHAPITRE III : CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES

III.1. L'ACROTERE 32
III.1.1.Introduction 32
III.1.2. Principe de calcul 32
III.1.3. Évaluation des charges permanentes et surcharges d'exploitation 32
III.1.4. Détermination des efforts 33
III.1.5. Calcul de ferraillage 33
III.1.5.a .Etat Limite Ultime 34
III.1.5.b. Vérification à l'état limite de service 35
III.1.6. Vérification de l'effort tranchant 37
III.1.7. Vérification de la contrainte de cisaillement du béton 37
III.1.8. Vérification de l'acrotère au séisme 38
III.2. PLANCHER A CORPS CREUX 39
III.2.1.La dalle de compression 39
III.2.2. Calcul des poutrelles 40
a-Calcul avant coulage 40

Calcul des moments 41
Calcul des étaiements.....42
b-Calcul après coulage 45
b.1.Méthode de calcul des poutres 45
b.1.1.méthode forfaitaire 45
III.2.3. Calcul des charges et surcharges 48
III.2.4.Sollicitations de calcul 48
poutrelles à trois travées :(usage habitation) 48
a-Détermination des moments à l'Etat Limite Ultime.....48
b-Détermination des moments à l'Etat Limite de Service 49
poutrelles à trois travées :(usage administratif) 50
a-Détermination des moments à l'Etat Limite Ultime.....50
b-Détermination des moments à l'Etat Limite de Service 51
III.2.5.Récapitulations 51
III.2.6.Ferraillage des poutrelles 52
a-Calcul des armatures longitudinales 54
b-Calcul des armatures transversales 54
III.2.7.Vérifications.....55
a- Vérification de l'effort tranchant.....55
b- Vérification au voisinage de l'appui.....55
c- Vérification de la compression dans la bielle de béton 55
d- Vérification de la contrainte moyenne de compression sur l'aire d'appuis 55
e- Vérification de la flèche 56
III.3. LES ESCALIERS 58
III.3.1. Introduction.....58
III.3.2.Terminologie.....58
III.3.3. Dimensionnement 59

III.3.4. Evaluation des charges et surcharges 62
a-Charges permanentes 62
b-Surcharge d'exploitation 62
III.3.5. Détermination des sollicitations 64
III.3.6. Détermination des efforts 65
a-Etat Limite Ultime 65
b-Etat Limite de service 66
c-Récapitulation 67
III.3.6. Détermination des efforts 68
a-Etat Limite Ultime 69
b-Etat Limite de service 70
c-Récapitulation 70
III.3.7. Calcul du ferraillage 71
a-Armature de répartition 72
b-Condition d'espacement 72
c-Vérification de l'effort tranchant 73
d-Vérification à l'Etat Limite de Service 73
e-Vérification de la flèche 74
III.4. POUTRE PALIERE 77
III.4.1. Pré dimensionnement 77
III.4.2. Charges revenants à la poutre 77
III.4.3. Calcul des efforts 77
III.4.4. Ferraillage de la poutre palière 79
III.4.5. Vérifications 79
a-Vérification à ELS 79
b-RPA 99 Version 2003 80
c-Vérification de l'effort tranchant 80

d-Armatures transversales 82
e-Vérification de la flèche.....82
III.5. LA CONSOL 83
III.5.1. Pré dimensionnement.....83
III.5.2. Charges revenants à la poutre.....83
III.5.3. Calcul des efforts.....84
III.5.4. Ferraillage de la poutre palière.....85
III.5.5. Vérifications.....86
a-Vérification à ELS 86
b-RPA 99 Version 2003.....85
c-Vérification de l'effort tranchant.....87
d-Armatures transversales 87
e-Vérification de la flèche.....88

CHAPITRE IV : ETUDE DYNAMIQUE

IV.1.INTRODUCTION 98
IV.2.CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES DE LA STRUCTURE 99
IV.2.1.Centre de masse 99
IV.2.2.Centre de torsion 100
IV.2.2.1. Calcul des moments d'inertie des éléments résistants 93
a-les poteaux.....93
b-Les refends.....94
IV.2.3.Excentricité 98
IV.2.3.A. Excentricité statique 98
IV.2.3.B. Excentricité accidentelle 98
IV.3.CHOIX DE LA METHODE DE CALCUL 99

IV.3.1.Introduction 99
IV.3.2.Conditions d'application de la méthode statique équivalente 99
a-Régularité en plan 100
b- Régularité en élévation 100
IV.3.3. Méthode dynamique modale spectrale 100
IV.3.3.1. Principe 100
IV.3.3.2.Modélisation 100
IV.3.3.3.Le spectre de réponse de calcul 101
a-Coefficient d'accélération 101
b-facteur de correction d'amortissement η.....101
c-coefficient de comportement R 101
d-facteur de qualité Q 102
e-périodes caractéristiques 103
IV.4. Résultats et vérifications de l'analyse dynamique 104
IV.4.1.Vérification de comportement des trois premiers modes 105
IV.4.2.vérification de participation massique 105
IV.4.3.Vérification de la période 106
IV.4.4.Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul 107
IV.4.5.Vérification de la stabilité au renversement 108
IV.4.5.1.Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur 109
IV.4.5.2.Moment de renversement 112
IV.4.5.3.Moment stabilisant 113
IV.4.6.Vérification des déplacements 113
IV.4.7.Vérification vis à vis de l'effet P-Δ 115
IV.5.CONCLUSION GENERAL 116

CHAPITRE V : FERRAILLAGE

V.1.INTRODUCTION 126
V.1.1.Etude thermique 126
V.2.FERRAILLAGE DES POUTRES 127
V.2.1.Introduction 127
V.2.2. Recommandation du RPA99 127
V.2.2.a. Armatures longitudinales 128
V.2.2.b. Armatures transversales 134
V.2.3.Calcul des armatures longitudinales 120
V.2.5.Vérification 121
a-Vérification des contraintes à l'E.L.S 121
b-Vérification des poutres selon les conditions RPA99 Version 2003 et CBA93 122
c-Justification des poutres sous sollicitation des efforts tranchants 124
V.2.6.Calcul des armatures transversales 125
V.2.7.Vérification de la flèche 126
V.3.FERRAILLAGE DES POTEAUX 137
V.3.1.Détermination des armatures longitudinales 138
V.3.1.a. Recommandations des règlements 138
V.3.1.b.Sollicitations extrêmes de ferraillage 139
V.3.1.c. Etat limite de stabilité de forme par CBA93 139
V.3.2. Détermination des armatures à l'ELU de résistance 130
V.3.3.Vérification des contraintes à l'ELS par CBA93 131
V.3.4.Détermination des armatures transversales 133
V.3.4.a. Calcul de la contrainte de cisaillement τ_u par CBA93 133
V.3.4.b. Contrainte tangente admissible $\overline{\tau_u}$: 133
V.3.4.c.Vérification des contraintes tangentielles 134
V.3.4.d.Calcul des armatures transversales 135

V.4. FERRAILLAGE DES VOILES 151
V.4.1. Les voiles pleins 156
V.4.2.Voiles avec files d'ouvertures 156
V.4.2.a. Les trumeaux 162
V.4.2.b. Les linteaux 164
V.4.3. Méthode de calcul 165
V.4.3.a. Recommandations réglementaires 165
V.4.3.b. Recommandations pour les voiles et les trumeaux 166
V.4.4. Armatures verticales 143
V.4.4.a. Détermination des armatures a l'ELU de résistance 143
V.4.4.b. L'espacement 147
V.4.5.Calcul des armatures horizontales et les espacements dans les voiles pleines 149
V.4.6.Calcul des armatures horizontales et leurs espacements dans les trumeaux 150
V.4.7. Ferraillage des linteaux 150
V.4.7.a. Recommandation des règlements 150
V.4.7.b. Calcul du ferraillage longitudinal 153

CHAPITRE VI : LES FONDATIONS

VI.1. INTRODUCTION 170
VI.2. TYPE DES FONDATIONS 170
VI.3. CARACTERISTIQUE DU SOL 170
VI.3.1. Capacité portante du sol 171
VI.3.2. Ancrage des fondations 171
VI.4. CHOIX DU TYPE DE FONDATION 172
VI.4.1. Semelle isolée sous poteau 172
VI.4.2. Semelle filante sous voiles et poteaux 174

VI.4.2.1. Dimensionnement 176
VI.4.2.2. Ferraillage 178
VI.4.2.3. Vérification de la stabilité au renversement 181
VI.4.3. Poutre de libage 182
VI.4.3.1. Dimensionnement 183
VI.4.3.2. Ferraillage 184
VI.5. LES LONGRINES 188
VI.5.1. Dimensionnement 188
VI.5.2. Ferraillage 175

CONCLUSION GENERAL 191

LISTE DES TABLEAUX

CHAPITRE I

Tableau I.1 : Dimensions du bâtiment 2

CHAPITRE II

Tableau.II.1.charge permanente du mur intérieur. 12

Tableau.II.2.charge permanente du mur extérieur. 13

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

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

Tableau .II.5.surcharges d'exploitation du plancher courant 16

Tableau.II.6. Charge permanente dalle pleine 16

Tableau.II.7.. pré dimensionnement des poutres 18

Tableau .II.8. Pré dimensionnement des poteaux 20

Tableau.II.9. Calcule de $\overline{N}$. 21

Tableau.II.10.. Calcule de $\overline{N}$ pour les poteaux circulaires 22

Tableau.II.11. Vérifications du ($1{,}1.Nu \leq \overline{Nu}$ 24

Tableau.II.12.Vérifications du ($1{,}1.Nu \leq \overline{Nu}$). 25

Tableau.II.13.Vérifications du ($1{,}1.Nu \leq \overline{Nu}$). 25

Tableau.II.14. Détermination des charges d'exploitations 27

Tableau.II.15.. Détermination des charges d'exploitations. 27

Tableau.II.16.Détermination des charges d'exploitations. 28

Tableau.II.17.Détermination des charges d'exploitations. 28

Tableau.II.18.Détermination des charges d'exploitations. 29

Tableau.II.19.Détermination des charges d'exploitations. 29

Tableau.II.20. Vérifications de coffrage des poteaux. 30

Tableau.II.21.. Vérification aux zones nodales 30

CHAPITRE III

Tableau.III.1. Charges permanentes et surcharges d'exploitation de l'acrotère. 32

Tableau.III.2. Les efforts sur l'acrotère. 33

Tableau.III.3. Dimensions et caractéristiques des matériaux. 33

Tableau.III.4. Charges permanentes et surcharges d'exploitation des poutrelles. 41

Tableau.III.5. Moments statiques des poutrelles. 41

Tableau.III.6. Charges et surcharges aux E.L.U et E.L.S.(usage habitation) 48

Tableau.III.7. Moments en appuis et en travées des poutrelles à l'ELU. 48

Tableau.III.8. Moments aux appuis et en travées des poutrelles à l'ELS. 49

Tableau.III.9. Charges et surcharges aux E.L.U et E.L.S.(usage administratif) 50

Tableau.III.10. Moments en appuis et en travées des poutrelles à l'ELU. 50

Tableau.III.11. Moments en appuis et en travées des poutrelles à l'ELS. 51

Tableau.III.12.Récapitulations des efforts internes. 51

Tableau.III.13. Calcul et vérification des armatures. 53

Tableau.III.14. Ferraillages longitudinaux des poutrelles. 54

Tableau.III.15. Les armatures transversales et l'espacement des poutrelles. 54

Tableau.III.16. Vérification préliminaire de la flèche. 56

Tableau.III.17. Vérification détaillée de la flèche des poutrelles. 57

Tableau.III.18. Charges permanentes du palier de repos de l'escalier 1. 62

Tableau.III.19. Charges permanentes de la paillasse de l'escalier 1. 63

Tableau.III.20. Charges permanentes de la paillasse de l'escalier 2. 63

Tableau.III.21. Combinaison des charges de l'escalier 1. 64

Tableau.III.22. Combinaison des charges de l'escalier 2. 64

Tableau.III.23. Récapitulation des résultats. 67

Tableau.III.24. Récapitulation des résultats. 71

Tableau.III.25. Les données. 71

Tableau.III.26. Calcul des sections d'acier de l'escalier. 71

Tableau.III.27. Calcul des sections d'acier de l'escalier..... 72

Tableau.III.28.Vérification du ferraillage de l'escalier à l'E.L.S. 73

Tableau.III.29.Vérification du ferraillage de l'escalier à l'E.L.S. 74

Tableau.III.30. Valeur de la flèche. 75

Tableau.III.31. Valeur de la flèche. 76

Tableau.III.32. Efforts de la poutre palière. 78

Tableau.III.33. Ferraillage de la poutre palière. 79

Tableau.III.34.Vérification des contraintes à l'état limite de service. ……80

Tableau.III.35.Vérification vis-à-vis RPA99 version2003 de la poutre palière. 80

Tableau.III.36. Efforts de la poutre palière. 84

Tableau.III.37. Ferraillage de la poutre palière. 86

Tableau.III.38.Vérification des contraintes à l'état limite de service…….86

Tableau.III.39. Dalle pleine rectangulaire encastrée sur 3 cotés 91

Tableau.III.40. Les actions sur les dalles 92

Tableau.III.41. Les actions sur les dalles 92

Tableau.III.42. Les valeurs de travail externe 93

Tableau.III.43. Les valeurs de travail interne 93

Tableau.III.44. Les différentes étapes de calcul sur la dalle de type 2 94

Tableau.III.45. Les valeurs de travail interne 94

Tableau.III.46. Les caractéristiques de calcul 95

Tableau.III.47. Les caractéristiques de calcul 95

Tableau.III.48. Calcul de ferraillage 95

Tableau.III.49. Vérification à L'ELS 96

Tableau III.50. Calcul de l'espacement 96

Tableau III.51. Calcul des armatures de répartitions 96

Tableau III.52. Calcul de l'effort tranchant 96

Tableau III.53. Vérification de flèche de la dalle 97

CHAPITRE IV

Tableau.IV.1. Calcul de centre de masse. 100

Tableau.IV.2. Calcul du centre de torsion. 102

Tableau.IV.3. Calcul de l'excentricité statique. 103

Tableau.IV.4. Calcul d'excentricité. 104

Tableau.IV.5. Coefficient d'accélération de zone **A**. 106

Tableau.IV.6. détermination du facteur de qualité Q. 107

Tableau.IV.7. Le comportement des trois premiers modes. 107

Tableau IV.8. Coefficient de participation massique. 108

Tableau.IV.9. Calcul de la force sismique. 111

Tableau.IV.10. Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul**.** 112

Tableau.IV.11. Forces sismiques selon la hauteur suivant X. 114

Tableau.IV.12. Forces sismiques selon la hauteur suivant Y. 114

Tableau.IV.13. Calcul du moment de renversement. 116

Tableau.IV.14. Calcul du moment stabilisant. 117

Tableau.IV.15. Vérification de stabilisation. 118

Tableau.IV.16. Vérification des déplacements inter-étage sens X. 119

Tableau.IV.17. Vérification des déplacements inter-étage sens Y. 119

Tableau.IV.18. Vérification l'effet P-Δ sens X. 120

Tableau IV.19. Vérification l'effet P-Δ sens Y. 120

CHAPITRE V

Tableau.V.1.les caractéristiques de calcul. 127

Tableau.V.2. Section des armatures longitudinales des poutres principales 129

Tableau.V.3. Section des armatures longitudinales des poutres secondaires**.** 129

Tableau.V.4.Vérification des poutres principales à l'E.L.S. 130

Tableau.V.5.Vérification des poutres secondaire à l'E.L.S 131

Tableau.V.6.Vérification des poutres principales selon les conditions RPA et CBA. 131

Tableau .V.7.Vérification des poutres secondaires selon les conditions RPA et CBA. 132

Tableau.V.8. Calcul de $\bar{\tau}_u$. 133

Tableau.V.9.Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres principales. 134

Tableau.V.10.Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres secondaires. 134

Tableau.V.11. Calcul d'armatures transversales ainsi leur espacement. 135

Tableau.V.12.Vérification de la flèche des poutres. 135

Tableau.V.13. détermination des armatures longitudinales des poteaux à l'ELU. 141

Tableau.V.14. détermination des armatures longitudinales des poteaux circulaire à l'ELU 142

Tableau.V.15. Vérification des armatures à ELS des poteaux. 143

Tableau.V.16. Vérification des armatures à ELS des poteaux circulaire. 144

Tableau.V.17. Vérification de ferraillage des poteaux avec les règlements. 144

Tableau.V.18. Vérifications des contraintes de cisaillement dans les poteaux. 146

Tableau.V.19. Vérifications des contraintes de cisaillement dans les poteaux circulaire 146

Tableau.V.20. Les armatures transversales et leurs espacements.. 148

Tableau.V.21. Les données de calcul. 156

Tableau.V.22. Calcul des armatures verticales des voiles pleines 156

Tableau.V.23. Vérification des contraintes a l'ELS 157

Tableau.V.24. Vérification selon les règlements 158

Tableau.V.25. Calcul des armatures horizontales et leurs espacements dans les voiles pleines.. 161

Tableau.V.26. Calcul des armatures verticales les trumeaux 162

Tableau .V.27. Vérification des contraintes a l'ELS 163

Tableau .V.28 .Calcul des armatures horizontales et leurs espacements dans les trumeaux. 164

Tableau .V.29 Détermination de la sollicitation de calcul des linteaux 168

Tableau .V.30 Armatures longitudinales et Armatures de peau dans les linteaux**.** 168

Tableau .V.31 Vérification des contraintes de cisaillement dans les linteaux**.** 168

CHAPITRE VI

Tableau VI.1. Dimensionnement des semelles isolées 173

Tableau VI.2. Dimensionnement des semelles filantes sous voiles et poteaux 176

Tableau VI.3. Vérification des contraintes des semelles filantes 178

Tableau VI.4. Armatures principales des semelles filantes 179

Tableau VI.5. Armatures de répartition des semelles filantes 180

Tableau VI.6. Vérification des longueurs de scellement des semelles filantes 181

Tableau VI.7. Vérification de la stabilité au renversement des semelles filantes 182

Tableau VI.8. Dimensionnement de la poutre de libage 183

Tableau VI.9. Chargement de la poutre de libage 184

Tableau VI.10. Calcul des armatures longitudinales de la poutre de libage 185

Tableau VI.11. Vérification des contraintes à l'E.L.S 186

Tableau VI.12. Armatures transversales de la poutre de libage 187

LISTE DES FIGURES

CHAPITRE I

Figure I.1. Plancher corps creux 3

Figure I.2. Plancher dalle pleine 4

Figure I.3. Diagramme de contraints 7

Figure I.4. Diagramme contrainte déformation d'acier 9

CHAPITRE II

Figure.II.1. Schéma du plancher. 11

Figure.II.2.Dimensions du corps creux. 11

Figure.II.3. Mur double cloison. 13

Figure.II.4.Constituant d'un plancher terrasse. 14

Figure.II.5.Constituant d'un plancher étage courant. 15

Figure.II.6. Dimensionnement de la poutre 17

Figure.II.7. Le poteau le plus sollicité. 19

Figure.II.8.. Section réduite du poteau 21

Figure.II.9.. Représentation du poteau le plus sollicité 22

Figure.II.10.. Représentation du poteau le plus sollicité 23

Figure.II.11.. Représentation du poteau le plus sollicité 23

Figure.II.12.. Coupe de voile en plan (gauche) Voile en 3D (droite). 31

CHAPITRE III

Figure.III.1.L'acrotère. 32

Figure.III.2. Ferraillage de l'acrotère. 38

Figure.III.3. Disposition des armatures de la table de compression. 40

Figure.III.4. Schéma statique de la poutrelle 41

Figure.III.5. Choix de disposition des étaiements..... 42

Figure.III.6. Travée avec un seul étai au milieu. 42

Figure.III.7. Travée avec deux étais espacés de 1,68 m. 43

Figure.III.8. Travée avec trois étais espacés de 1,26 m. 44

Figure.III.9. Travée avec quatre étais espacés de 1,01 m 44

Figure.III.10. Moment en travée et en appui de méthode forfaitaire……47

Figure.III.11. Diagramme des moments et les efforts tranchants des poutrelles à l'ELU...49

Figure.III.12. Diagramme des moments des poutrelles à l'ELS. 49

Figure.III.13. Diagramme des moments et les efforts tranchants des poutrelles à l'ELU. 50

Figure.III.14. Diagramme Moments aux appuis et en travées des poutrelles à l'ELS. 51

Figure. III.15. Section de béton des poutrelles. 52

Figure.III.17. Ferraillage des poutrelles. 57

Figure.III.18 . Représentation d'un escalier. 58

Figure.III.19. Vue en trévère et en plan de l'escalier. 59

Figure.III.20. Dimensions de l'escalier 1. 59

Figure.III.21. Dimensions de l'escalier 2 61

Figure.III.22. Chargement dans l'escalier à l'E.L.U. 65

Figure.III.23.diagramme des moments dans l'escalier à l'E.L.U 65

Figure.III.24. diagramme des efforts tranchants dans l'escalier à l'E.L.U. 66

Figure.III.25. Chargement dans l'escalier à l'E.L.U. 66

Figure.III.26.diagramme des moments dans l'escalier à l'E.L.S 67

Figure.III.27. Chargement dans l'escalier à l'E.L.U. 68

Figure.III.28.diagramme des moments dans l'escalier à l'E.L.U. 69

Figure.III.29. diagramme des efforts tranchants dans l'escalier à l'E.L.U. 69

Figure.III.30. Chargement dans l'escalier à l'E.L.S. 70

Figure.III.31. Chargement dans la poutre palière 78

Figure.III.32. Schéma statique des efforts de la poutre palière à l'E.L.U. 79

Figure.III.33. Ferraillage de la poutre palière. 83

Figure.III.34. Chargement dans la consol 84

Figure.III.35. Schéma statique des efforts de la poutre palière à l'E.L.U. 85

Figure.III.36. Ferraillage de la consol. 89

Figure.III.37.. Dalle pleine 89

Figure.III.38. Dalle pleine triangulaire encastrée sur 3 cotés 90

Figure.III.39. Dalle pleine rectangulaire encastrée sur 3 cotés 91

Figure.III.40. Dalle pleine triangulaire encastrée sur 3 cotés 93

Figure.III.41. Dalle pleine rectangulaire encastrée sur 3 cotés 94

CHAPITRE IV

Figure. IV.1. Vue en 3D de la structure 98

Figure. IV.2. Disposition des voiles 99

Figure. IV.3. Excentricité théorique 102

Figure. IV.4 . Régularité en plan et en élévation 105

Figure. IV.5. détermination du facteur de qualité Q 109

Figure. IV.6 . Comportement du 1^{e} mode. 110

Figure. IV.7 . Comportement du 2^{eme} mode. 110

Figure. IV.8 . Comportement du 3^{eme} mode. 111

Figure. IV. 9. Distribution de la force sismique suivant X.....117
Figure. IV10. Distribution de la force sismique suivant Y.....118

CHAPITRE V

Figure.V.1. Disposition des armatures pour les poutres porteuse. 132
Figure.V.2. Disposition des armatures pour les poutres non porteuse 133
Figure.V.3. Ferraillages des poutres principales. 136
Figure.V.4. Ferraillages des poutres secondaires. 136
Figure.V.5.Définition de la zone nodale dans les poteaux. 136
Figure.V.6. Disposition des armatures pour les poteaux. 137
Figure.V.7. Ferraillage des poteaux des étages 5, 4, 3ème étage. 137
Figure.V.8. Ferraillage des poteaux des étages RDC, 1ere, et 2èmeétage. 138
Figure.V.9. Diagramme des contraintes (SPC). 149
Figure.V.10. Diagramme des contraintes (SET). 149
Figure.V.11. Diagramme des contraintes (SEC). 150
Figure.V.12. Disposition des armatures verticales dans les voiles. 150
Figure.V.13. Les armatures transversales et les épingles. 150
Figure.V.14. La zone de recouvrement des voiles. 152
Figure.V.15. Moment et effort tranchant résistants dans le linteau. 153
Figure.V.16. Armatures de linteaux. 153
Figure.V.17. Section du linteau. 155
Figure.V.18. Ferraillage du linteau. 159
Figure.V.19. La zone de recouvrement des voiles. 159
Figure.V.20. Moment et effort tranchant résistants dans le linteau 166
Figure.V.21. Armatures de linteaux. 167
Figure.V.22. Section du linteau. 167
Figure.V.23. Ferraillage du linteau. 169
Figure.V.24. Coupe A-A. 169

.

CHAPITRE VI

Figure VI.1. Semelle isolée sous poteau 172

Figure VI.2. Les bulles de pression 173

Figure VI.3. Semelle filante sous poteaux 175

Figure VI.4. Semelle filante sous voiles 175

Figure VI.5. Plan de fondation 177

Figure VI.6. La charge répartie sur la poutre de libage 184

Figure VI.7. Disposition des armatures longitudinales supérieures et inférieures 185

Figure VI.8. Armatures de peau 188

Figure VI.9. Ferraillage des longrines 190

NOTATIONS

Majuscules romaines :

A : Section d'acier tendue

A' : Section d'acier comprimée

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

A_v : Section d'armatures verticales

A_h : Section d'armatures horizontales

A_t : Section d'armatures transversales

B : Section du béton

B_r : Section réduite du béton

L_t : Longueur de la section tendue

L_c : Longueur de la section courante

E_v: Module de déformation longitudinale différée du béton.

E_i: Module de déformation longitudinale instantanée du béton.

I : moment d'inertie

M_0 : Moment fléchissant

M_t : Moment fléchissant en travée

M_a : Moment fléchissant en appui

M_u : Moment fléchissant à l'état limite ultime

M_{ser} : Moment fléchissant à l'état limite de service

N : Effort normal

N_u : Effort normal ultime

N_{ser} : Effort normal de service

V_u : Effort tranchant ultime

G : Charge permanente

Q : Charge d'exploitation

E : Charge sismique

W : Poids

S_t: Espacement d'armatures transversales.

S_v : Espacement d'armatures verticales.

S_h: Espacement d'armatures horizontales.

Minuscules romaines :

h : Hauteur de la section du béton

b : Largeur de la section du béton

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

c, c' : Enrobage inférieur et supérieur

d : Hauteur utile de la section du béton

f : Flèche

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

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

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

f_{c28}: Résistance caractéristique du béton à la traction à 28 jours.

f_e: Limite d'élasticité de l'acier.

i : Rayon de giration

l_f : Longueur de flambement

Majuscules grecques :

Δ : Variation

∑ : Somme

Ø : Diamètre nominal d'une barre d'acier

$Ø_v$: Diamètre des armatures verticales

$Ø_h$: Diamètre des armatures horizontales

$Ø_t$: Diamètre des armatures transversales

Minuscules grecques :

α : Angle

γ_b : Coefficient de sécurité pour le béton

γ_s : Coefficient de sécurité pour l'acier

γ_h : Poids volumique humide du sol

ϕ : Angle de frottement

η : Coefficient de fissuration

σ_{sol} : Contrainte normale du sol

σ_b : Contrainte normale dans le béton

σ_s : Contrainte normale dans l'acier

τ_b : Contrainte tangentielle dans le béton

λ: Elancement mécanique

μ : Coefficient de frottement

υ : Coefficient de POISSON

δ : Déplacement

Autres notations :

E.L.U : Etat limite ultime

E.L.S : Etat limite de service

C.V : Condition vérifiée

C.N.V : Condition non vérifiée

ACC : Accidentelle

P.P : Poutre principale

P.S : Poutre secondaire

S.F : Semelle filante

P.L : Poutre de libage

INTRODUCTION GÉNÉRALE

Construire a été toujours l'un des premiers soucis de l'homme et l'une de ses occupations privilégiées. La construction des ouvrages a été depuis toujours, le sujet de beaucoup de questions centrées principalement sur le choix du type d'ouvrage.

Malheureusement ces ouvrages et ces constructions sont toujours endommagés par des risques naturels, tel que : les séismes, les cyclones, les volcans…etc. Et pour construire des structures qui permettent une fiabilité vis à vis ces aléas naturels, il faut suivre les nouvelles techniques de constructions.

La construction parasismique est l'une de ces nouvelles techniques, et elle est incontestablement le moyen le plus sûr de prévention du risque sismique. Elle exige le respect préalable des règles normales de la bonne construction, mais repose également sur des principes spécifiques, dus à la nature particulière des charges sismiques. Ces principes et leurs modes d'application sont généralement réunis, avec plus ou moins de détails, dans les règles parasismiques. (Règlement parasismique algérien "***RPA99 version 2003***"), l'objectif de ces règlements est d'assurer une protection acceptable des vies humaines et des constructions.

A travers ce mémoire, on fixe l'objectif de mettre en application les connaissances acquises durant la formation d'ingénieurs. Le travail est subdivisé en six chapitres, le premier contient une présentation de l'ouvrage. Dans le second chapitre on a fait un pré dimensionnement et évaluation des charges de notre bâtiment. Ensuite dans le troisième chapitre on a présenté le calcul des éléments secondaires. Après cela on a fait une étude dynamique (sismique) .En Ce qui concerne le cinquième chapitre on a exposé le ferraillage des éléments résistants. Dans le dernier chapitre on a réalisé l'étude des fondations. On fin le mémoire est terminé par une conclusion générale.

CHAPITRE I

DESCRIPTION DE L'OUVRAGE

I.1. INTRODUCTION :

Le travail dans le cadre de notre projet de fin d'étude consiste en l'étude et aux calculs des éléments résistants d'un bloc (RDC+5+Sous-sol) en béton armé contreventé par des voiles , à usage d'habitation et usage administration .

I.2. SITUATION :

Le projet est implanté dans une zone de forte sismicité (**zone III**), classée selon les règles parasismiques algériennes (RPA 99 version 2003),

Notre étude sera conforme aux exigences des règlements algériens en vigueur à savoir:

- Le règlement de Béton Armé "CBA93».
- Le règlement "Charges Permanentes et Charges d'Exploitation».
- Le règlement parasismique Algérien "RPA99 version 2003.

I.3. DESCRIPTION DE L'OUVRAGE:

I.3.1. Dimensions :

Tableau I.1 : ***Dimensions du bâtiment***

Dimensions en plans	Dimension en élévation
Longueur totale du bâtiment :L_0=32,24 m Largeur totale du bâtiment :L_a=33,26 m	Hauteur totale du bâtiment : H=24,48 m Hauteur de l'étage courant :h_{ec}=3,40 m Hauteur de RDC : h_{RDC}=4,08 m $H_{sous-sol}$=3,40 m

I.3.2.L'ossature :

La fonction de l'ossature est d'assurer la stabilité de l'ensemble qui est sollicitée par deux efforts :

- Les efforts verticaux dûs aux poids propres de la construction et la charge d'exploitation.
- Les efforts horizontaux dûs au séisme.

Notre bâtiment comporte une hauteur dépassant les 11m, dans ce cas le règlement parasismique Algérien (RPA99 version 2003) préconise un système de contreventement assuré par des voiles.

I.4 DESCRIPTION DE LA STRUCTURE :

I.4.1 Planchers :

Les planchers sont considérés comme des diaphragmes rigides d'épaisseur relativement faible par rapport aux autres dimensions de la structure .

Notre bâtiment comporte deux types de planchers :

- Planchers à corps creux ;
- Planchers à dalle pleine .

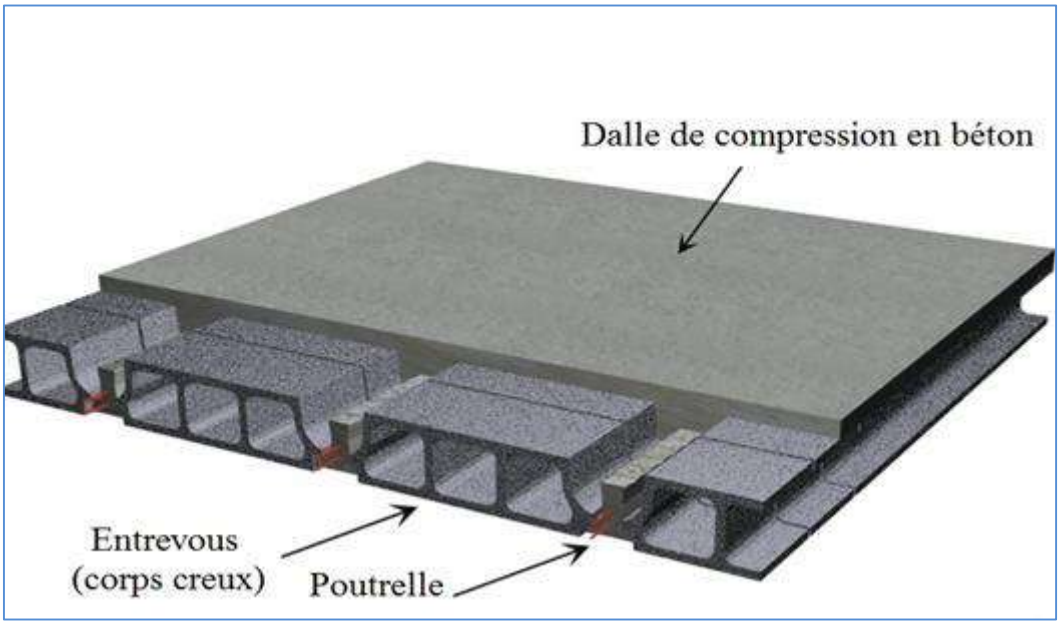


Figure I.1. ***Plancher corps creux***

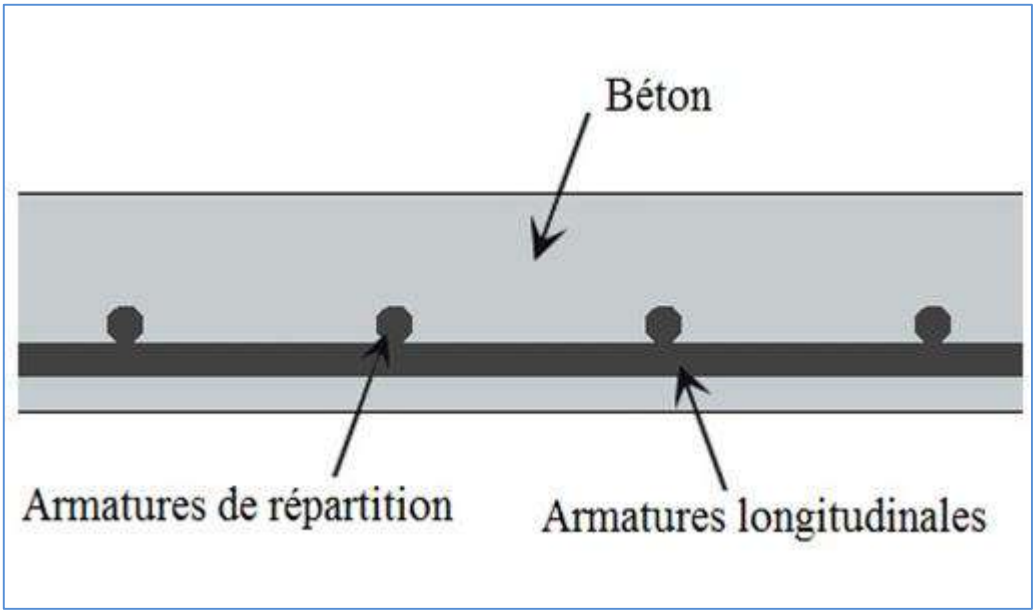


Figure I.2.*Plancher dalle pleine*

I.4.2 Maçonnerie :

Il existe deux types :

- **Murs extérieurs** :sont composés de :
  - Une cloison en briques creuses de 10 cm d'épaisseur .
  - Une lame d'air de 10 cm d'épaisseur .

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

I.4.3 Revêtement :

Le revêtement de la structure est constitué par :

- Carrelage de 2 cm pour les chambres , les couloirs et les escaliers .
- Céramique recouvrant tous les murs dans les salles d'eau .
- Enduit de ciment pour les murs intérieurs et les plafonds .
- Enduit de ciment pour les murs extérieurs et les plafonds .

I.4.4 Le plafond :

Il est réalisé sous l'élément porteur , enduit de plâtre et plaques préfabriquées .

I.4.5 L'acrotère :

L'acrotère est un élément secondaire de la structure , composé essentiellement en béton armé, plus quelques types de revêtement (enduit en ciment ,…….).Son rôle principal est d'éviter le débordement des eaux pluviales sur les murs extérieurs ,et la protection contre l'infiltration des eaux pluviales .

Au niveau de la terrasse ,le bâtiment est entouré d'un acrotère crée en béton armé, de 60 cm de hauteur et 15 cm d'épaisseur .

I.4.6 L'infrastructure :

Elle est composés essentiellement de :

- La partie d'interaction structure –sol ,qui forme un ensemble rigide assurant l'encastrement de la structure dans le terrain ainsi que la transmission des efforts apportés par la structure au bon sol .

Pour notre projets les fondations ont été choisi conformément au rapport du sol .σ_{sol} = 2,00 bars.

- Les fondations superficielles de type semelles isolés ou filantes ,reliées par des longrines .

I.4.7 Les escaliers :

Pour notre construction ,nous avons le type d'escalier droit composé de deux volés à base de béton armé coulé sur place à paillasse adjacente et les marches seront revêtues en carrelage .

I.4.8 Taux de travail du sol :

Le sol sur lequel sera implanté l'ouvrage doit vérifier la contrainte admissible du sol qui est de 2,00 bars $\{une\ profondeur\ d'ancrage\ de\ 2{,}00\ m\}$.

Le site est classé dans la catégorie S3 (sol meuble) selon le Règlement Parasismique Algérien RPA99(version 2003).

I.5 CARACTERISTIQUE DES MATERIAUX:

Les bétons et les aciers seront choisis conformément aux règles de la conception et de calcul des structures en béton armé (CBA 93) et les règlements en vigueur en Algérie .

I.5.1. Le béton :

Nous utiliserons un béton ayant un dosage en ciment CPJ-CEMII42,5 de 350Kg/m^3ce qui donne une résistance à la compression à 28 jours égale à f_{c28}=25 MPa. Donc une résistance à la traction égale à f_{t28}=2.1 MPa.

I.5.1.1. Résistance du béton :

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

Pour l'établissement des projets, dans les cas courants, un béton est défini par la valeur de sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours dite valeur caractéristique requise, notée f_{c28}.

a) Résistance caractéristique à la compression: ►►CBA93 Art [A.2.1.1.1.]◄◄

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

$$f_{cj} = \frac{j}{4{,}76 + 0{,}83j} f_{c28}$$ Si f_{cj}<40 MPa (Selon BAEL91).

$$f_{cj} = \frac{j}{1{,}40 + 0{,}95j} f_{c28}$$ Si f_c > 40 Mpa (Selon BAEL91).

b).Résistance caractéristique à la traction : ►►CBA93 Art [A.2.1.1.2]◄◄

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

❖ $F_{tj}=0.6+0.06\ f_{cj}$ avec(f_{cj} et f_{tj} en Mpa).

I.5.1.2 Module d' élasticité :

a)Module de déformation longitudinale au béton :

Les règles CBA93 le fixent à la valeur suivante :

- Module instantané pour les charges d'une durée d'application <24 h

$$E_i = 11000\sqrt[3]{f_{c28}} \quad \rightarrow \quad E_i = 32164.195 Mpa$$

- Module différé pour les charges de longue durée

$$E_i = 3700\sqrt[3]{f_{c28}} \quad \rightarrow \quad E_i = 10818.900 Mpa$$

b) Module d'élasticité transversale :

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

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

Et en simplifiant $G=0.41x10^7$

c) La contrainte de calcul béton comprimé :

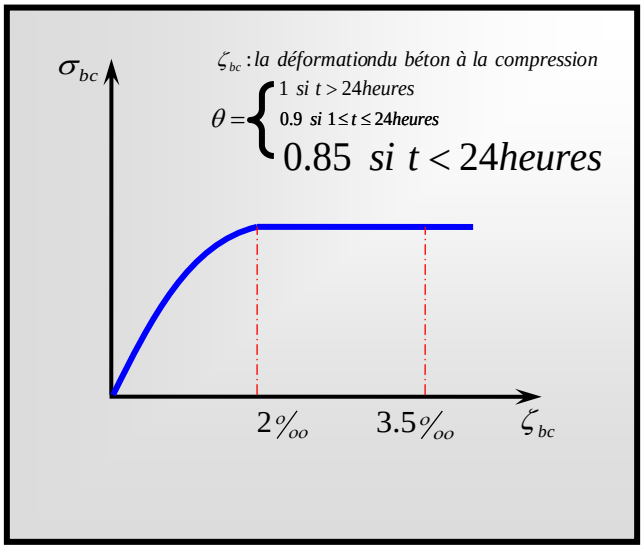
❖ **Etat Limite Ultime de Résistance (E.L.U.R) :**

- La courbe est sous forme d'une parabole

$$\sigma_{bc}=\frac{0.85\,f_{c28}}{\theta.\gamma_b\left(1-\frac{2-\zeta_{bc}}{2}\right)}$$

- La courbe est sous forme d'une droite constante

$$\sigma_{bc}=\frac{0.85\,f_{c28}}{\theta.\gamma_b}$$



❖ **Etat Limite Service (E.L.S) :**

La contrainte admissible du béton à la compression :

$$\sigma_{bc}=0.6\,f_{c28} \quad \rightarrow \quad \sigma_{bc}=15 Mpa$$

Coefficient de poisson:

$$\upsilon = \frac{\delta a / a}{\delta L / L} \quad \rightarrow \quad \begin{matrix} \upsilon = 0.2 \;\; E.LS \\ \upsilon = 0.0 \;\; E.L.U \end{matrix}$$

Figure I.3: **Diagramme de contraints**

I.5.2 Les armatures :

a) Définition :

L'acier est un alliage fer carbone en faible pourcentage, leur rôle est d'absorbé les efforts de traction, de cisaillement et de torsion, nous distinguons deux types d'aciers :

- Aciers doux ou mi-durs pour ***0.15 à 0.25*** ٪ de carbone.
- Aciers durs pour ***0.25 à 0.40*** ٪ de carbone.

b) Caractéristiques mécaniques :

Nature de l'acier	Utilisation	Nuance	Fe (Mpa)
Ronds lisses RL	**Armatures transversales**	FeE 215	215
Barres à haute adhérence HA	**Armature longitudinale**	FeE 400	400
Treillis soudés TS	**Dalles**	TLE 520	520

c) Contrainte de calcul d'acier :

Les caractéristiques mécaniques des aciers d'armature sont données de façon empirique à partir des essais de traction, en déterminant la relation entre σ et la déformation relative ζ.

❖ **Etat Limite Ultime (E.L.U) :**

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

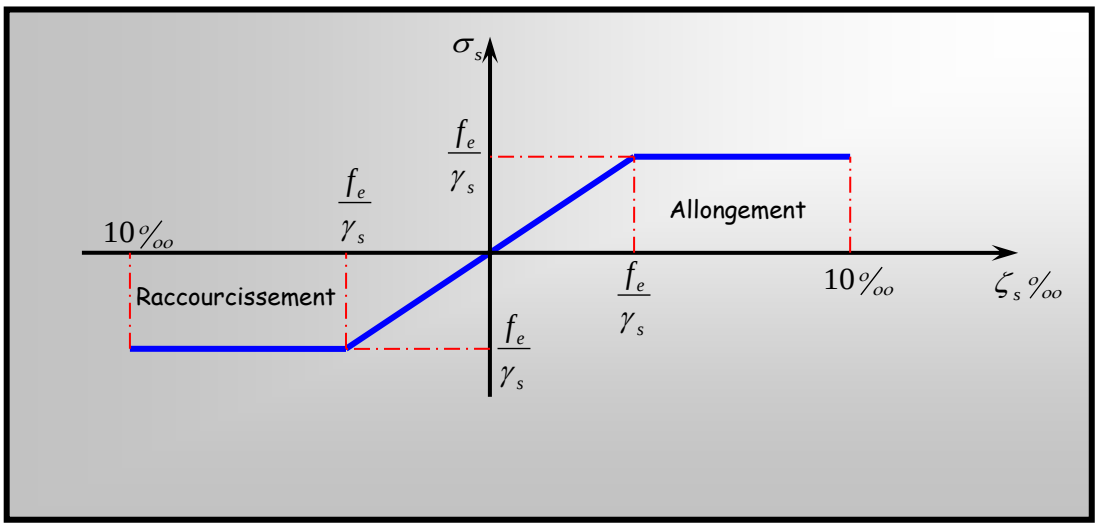


Figure I.4 : **Diagramme contrainte déformation**

❖ **Etat Limite Service (E.L.S) :**

L'état de vérification des contraires se fait en trois cas :

- Fissuration peu nuisible :

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

- Fissuration préjudiciable :

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

- Fissuration très préjudiciable :

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

Avec :

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

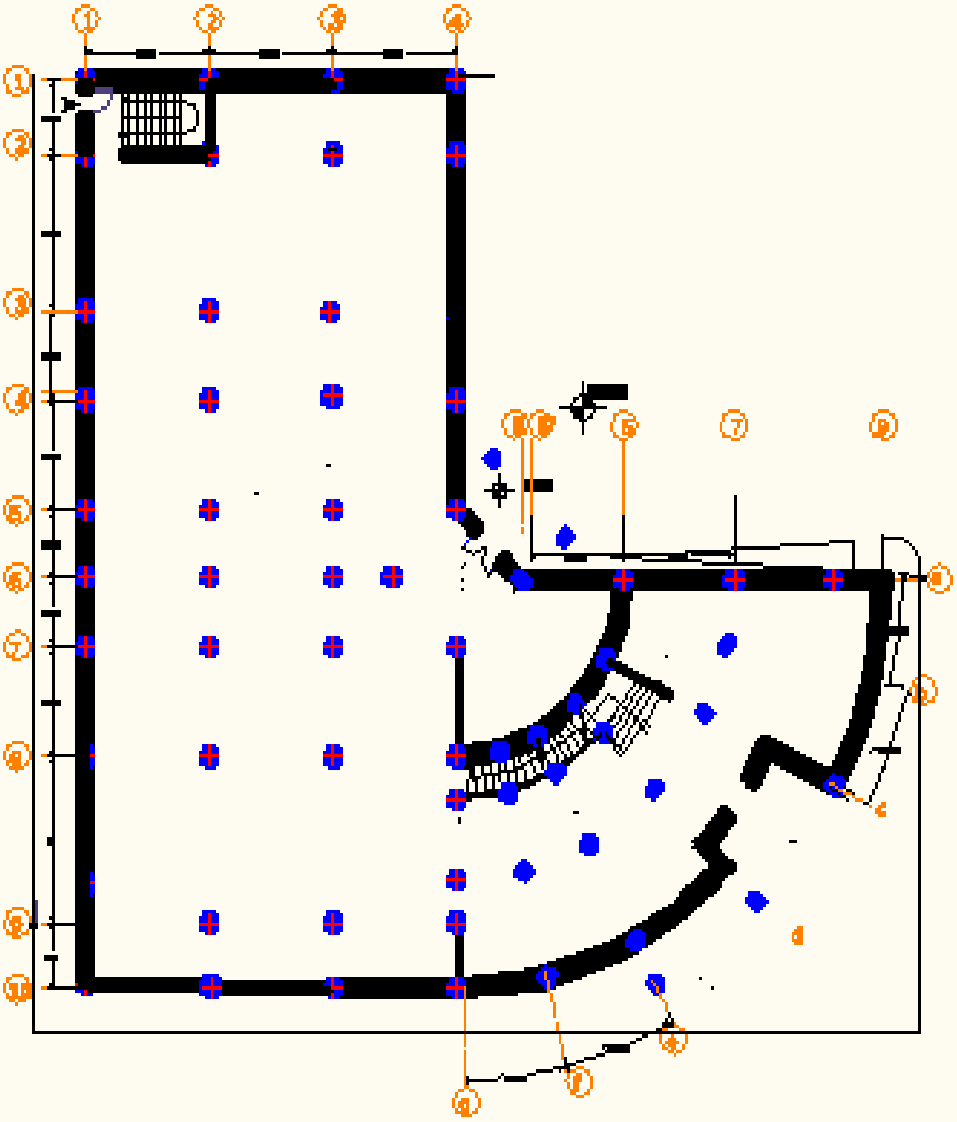
$\eta = 1.6$ .....pour les aciers de haute adhérence (H.L).



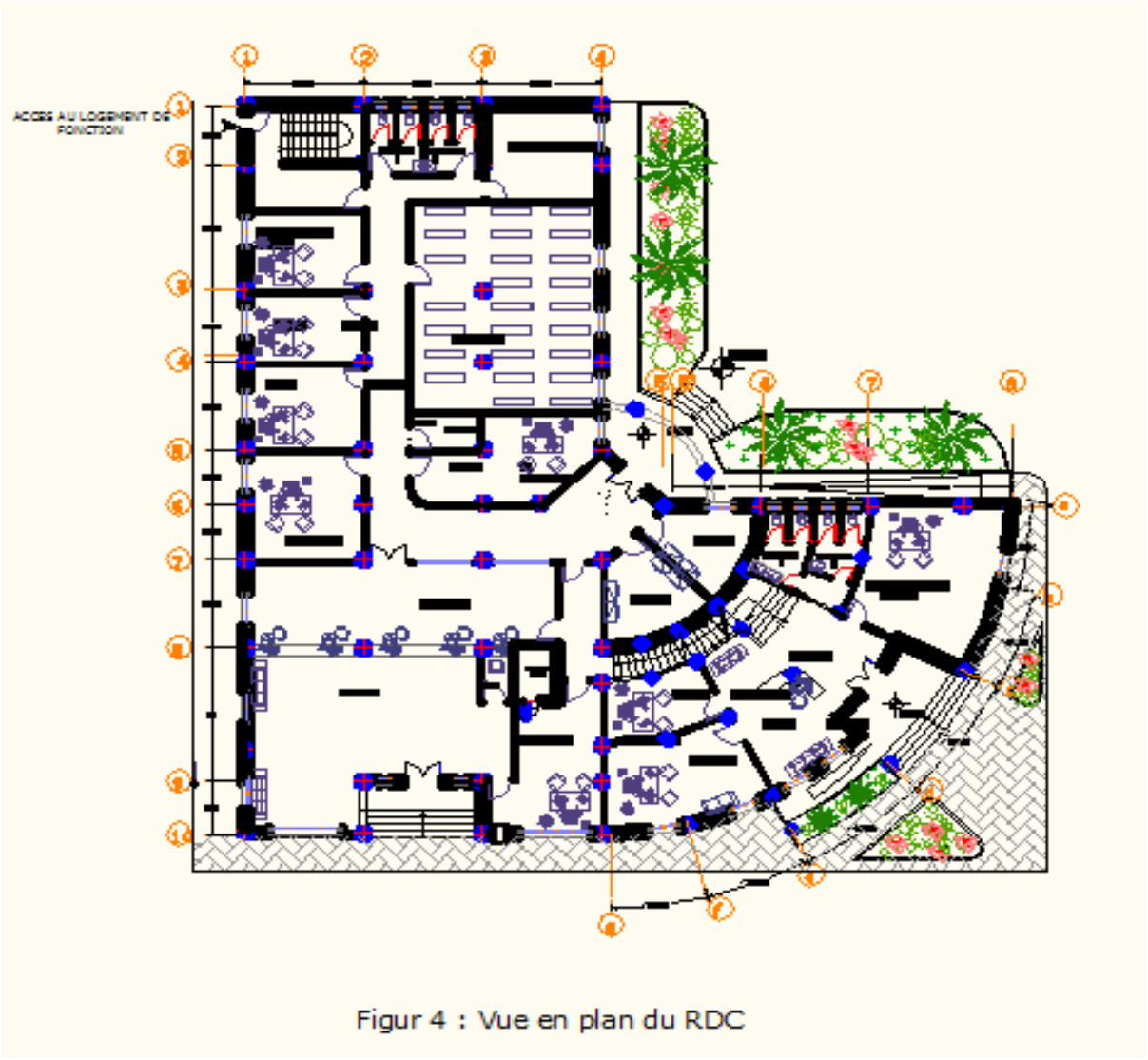
FACADE PRINCIPALE



FACADE LATERALE DROITE



Figur 3 : Vue en plan du s-sol



Figur 4 : Vue en plan du RDC

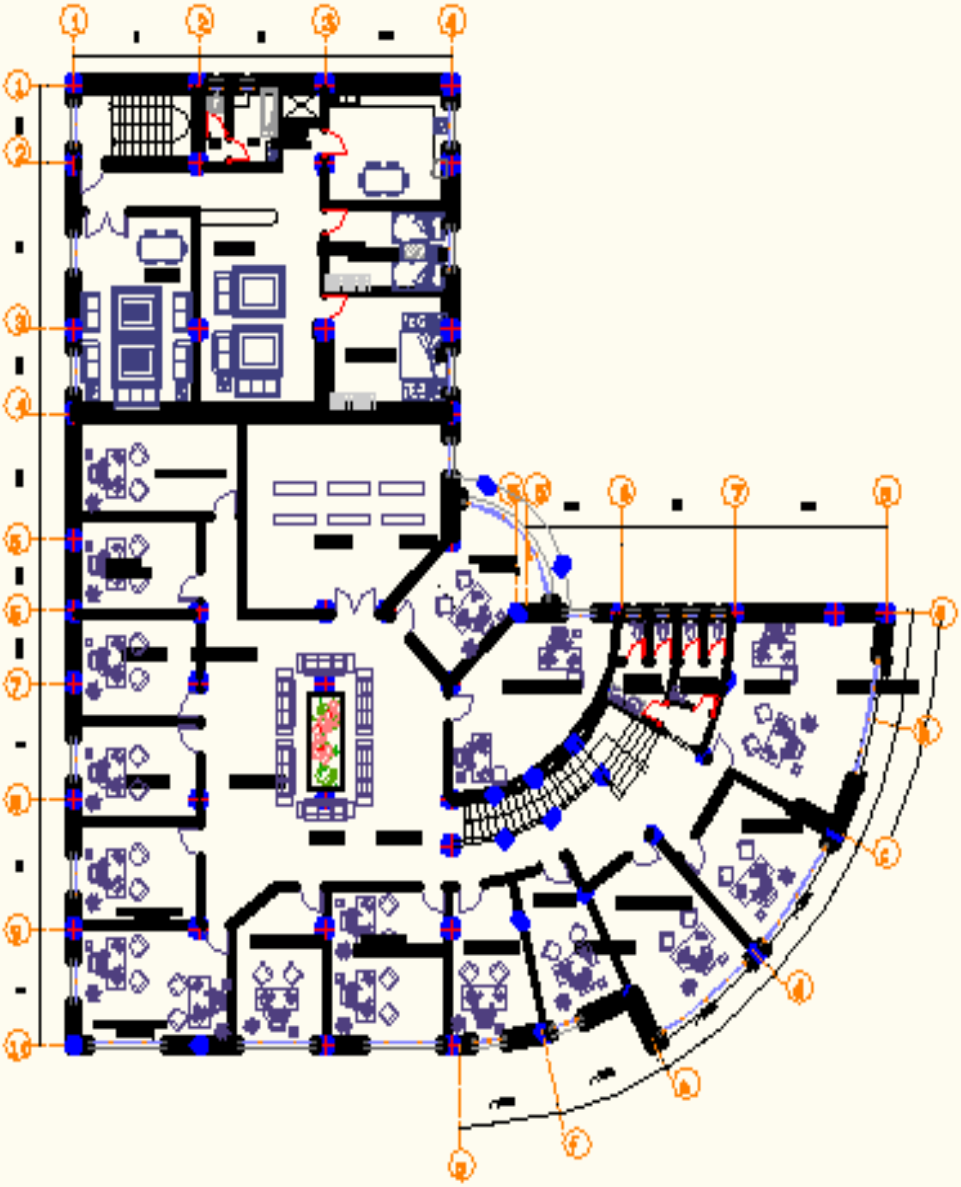
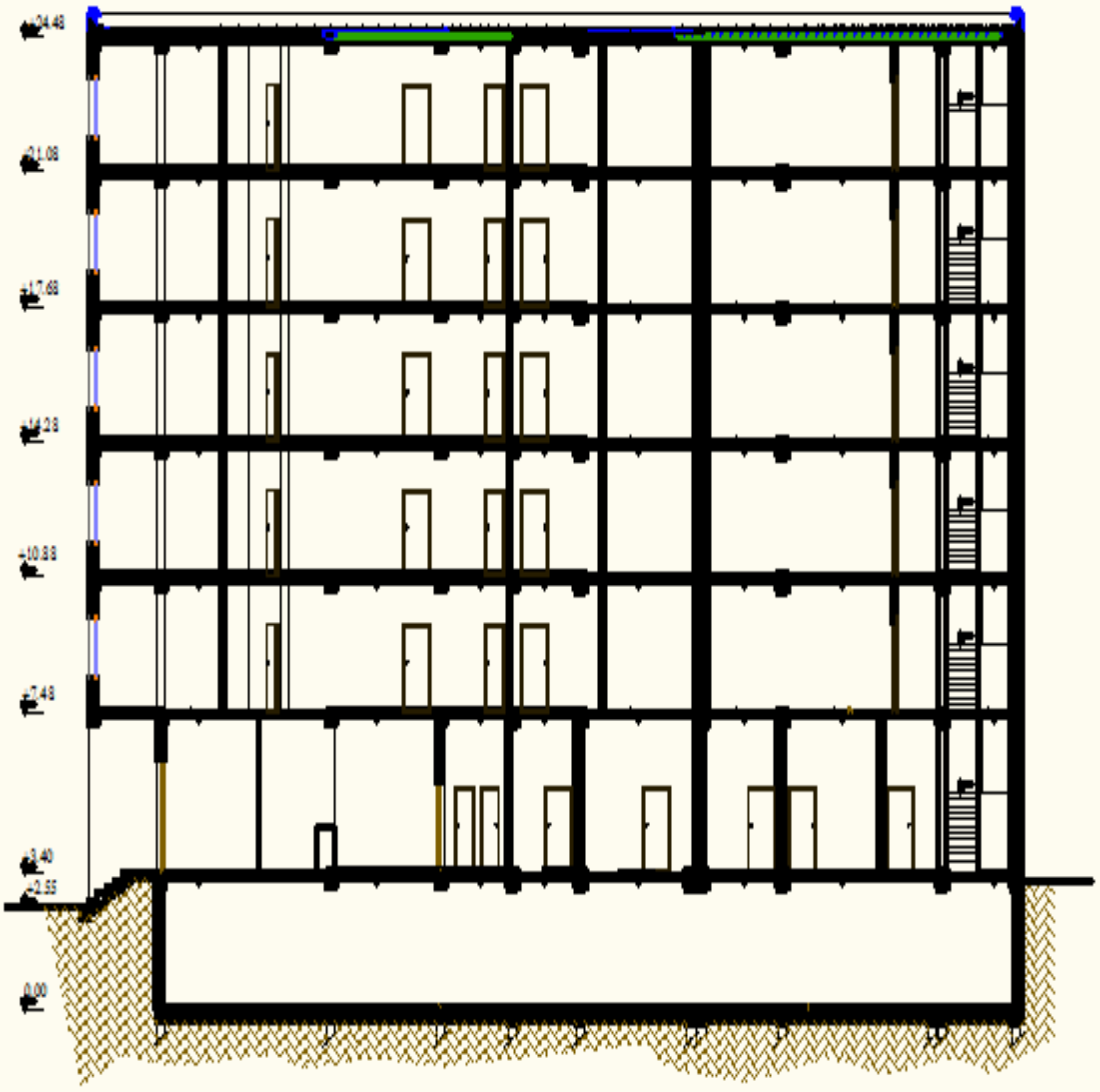


Figure 5:vue en plan d'etage courant



COUPE "A-A"

CHAPITRE II

PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS STRUCTURAUX

II.1.INTRODUCTION :

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

Le calcul de prédimensionnement se base sur le principe de la descente des charges qui agissent directement sur la stabilité, de la résistance de l'ouvrage, et des formules empiriques utilisées par les règlements en vigueur.

II.2.PREDIMENSIONNEMENT DES PLANCHERS :

Les planchers sont des éléments plans horizontaux qui font partie de la structure du bâtiment,

Ils ont pour rôle :

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

Pour notre bâtiment, deux types de planchers sont utilisés :

- Plancher à corps creux.
- Dalle pleine.

II.2.1. Plancher à corps creux :

Ce type de plancher est constitué de poutrelles préfabriquées associées aux corps creux avec une dalle de compression mince en béton armé.

Pour le pré dimensionnement de la hauteur du plancher on utilise les formules empiriques suivantes :

$$\frac{L}{20} \geq h_t \geq \frac{L}{25}$$

Avec :

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

L = 5,05 m

$$\frac{505}{20} \geq h_t \geq \frac{505}{25} \rightarrow 25{,}25\ cm \geq h_t \geq 20{,}2\ cm$$

On choisit : h_t=25 cm

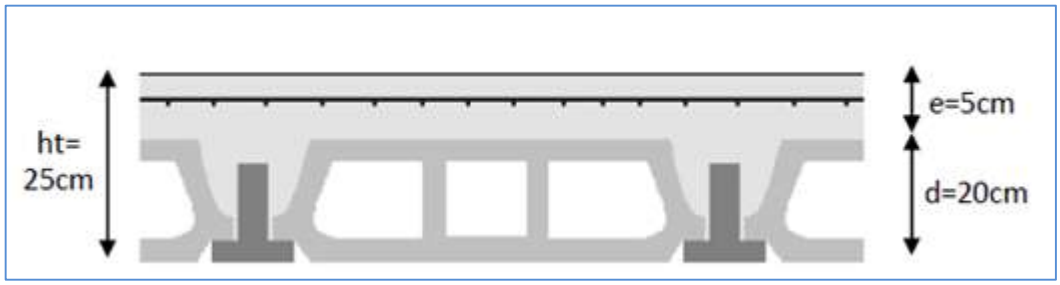


Figure.II.1. Schéma du plancher.

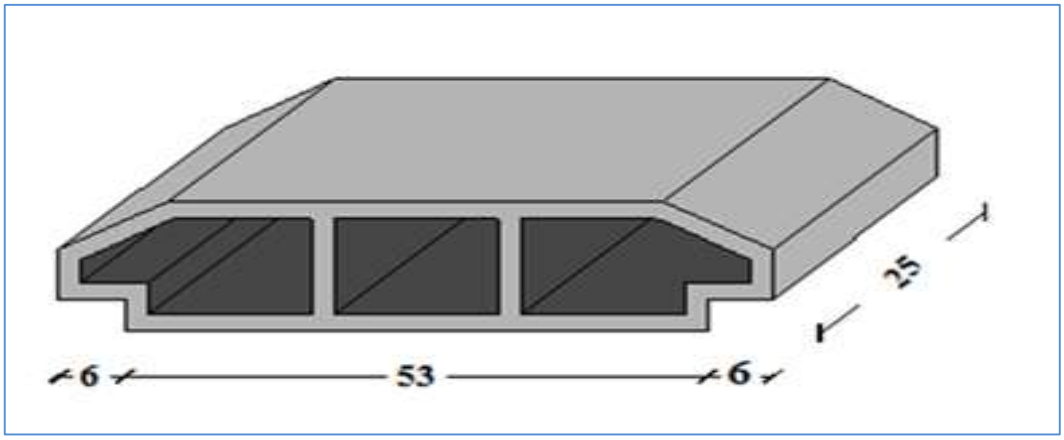


Figure.II.2. Dimensions du corps creux.

II.2.2.Les dalles pleines:

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

- **Critère de résistance:**

  - Dalle reposant sur deux appuis : $\frac{L}{35} \leq ep \leq \frac{L}{30}$

  - Dalle reposant sur trois ou quatre appuis : $\frac{L}{45} \leq ep \leq \frac{L}{40}$

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

  $(L_x/35) \leq ep \leq (L_x/30)$; L = 4,00m → 8,00 cm ≤ ep ≤10,00 cm

- **Sécurité contre l'incendie:**

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

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

❖ **Critère d'isolation acoustique:**

e_p = 15 cm.

❖ **Condition de la flèche:**

- Si L ≤ 5 m⇒f≤ L/500
- Si L> 5m ⇒f ≤ (L/1000) + 0,5 cm

❖ **Conclusion:**

Après avoir vérifié toutes ces conditions; on adopte une épaisseur de 15 cm.

II.3. ÉBALUATION DES CHARGES :

II.3.1. Maçonnerie :

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

Tableau.II.1.charge permanente du mur intérieur.

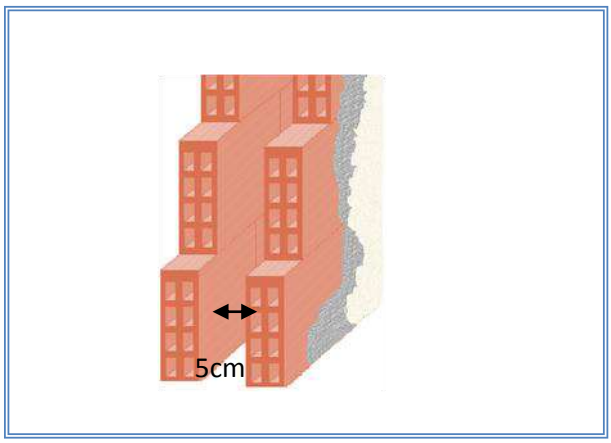
N°	composants	Épaisseur (m)	Poids volumiques (KN/m$^{3)}$	Poids surfaciques (KN/m^2)
-1-	Enduit en ciment	0,02	18	0,36
-2-	Brique creuse	0,10	90	0,90
-3-	Enduit en ciment	0,02	18	0,36
			Total	1,62

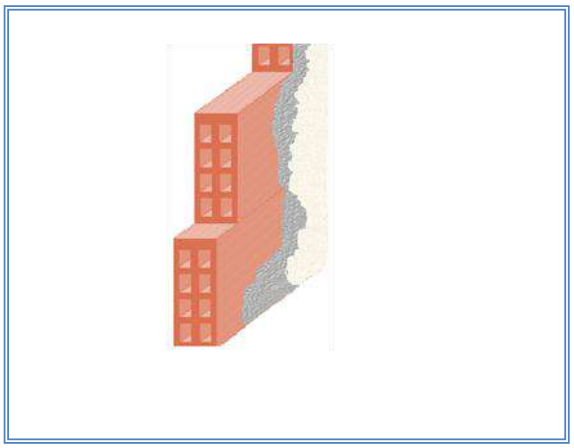
II.3.1.b. Murs extérieurs (double-cloison) :

Tableau.II.2.charge permanente du mur extérieur.

N°	composants	Épaisseur (m)	Poids volumique (KN/m^3)	Poids surfacique (KN/m^2)
-1-	Enduit n plâtre	0,01	10	0, 10
-2-	Enduit en ciment	0,01	18	0,18
-3-	Brique creuse	0,10	0,90	0,90
-4-	Lame d'aire	0,05	-	-
-5-	Brique creuse	0,10	0,90	0,90
-6-	Enduit en ciment	0,02	18	0,36
			Total	2,44

Figure.II.3. Mur double cloison.





II.3.2. Plancher terrasse :

II.3.2.a. Charges permanentes :

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

N	Composants	Épaisseur (m)	Poids surfacique (KN/m^2)
1	Gravillon roulé	0,04	0,72
2	Étanchéité multicouche	0,02	0,12
3	Papier kraft	-	0,05
4	Forme de pente	0,10	2,20
5	Plaque de liège	0,03	0,03
6	Pare vapeur	0,01	0,06
7	Film polyane	-	0,01
8	Plancher corps creux	0,2+0,05	3.2
9	Enduit de plâtre	0,02	0,2
		Total	6,59

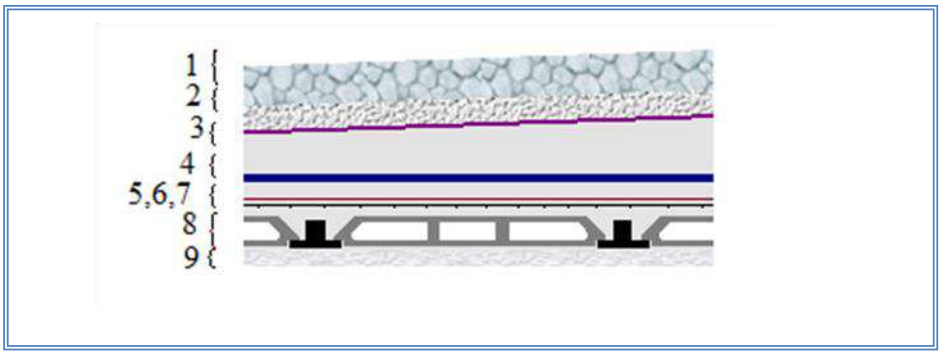


Figure.II.4.Constituant d'un plancher terrasse.

II.3.2.b. Charges d'exploitation :

Terrasse inaccessible : **Q= 1 KN/m²**

II.3.3. Plancher étage courant :

II.3.3.a. Charges permanentes :

Tableau.II.4. Charge permanente du plancher étage courant.

N°	Désignation	Ep (m)	Poids (KN/m²)
-1-	Carrelage	0,02	0,44
-2-	Mortier de pose	0,02	0,40
-3-	Lit de sable	0,03	0,54
-4-	Cloisons	0.10	1,62
-5-	Plancher en corps creux (0.2 + 5)	0,21	3.20
-6-	Enduit en plâtre	0,02	0,20
		Total	G = 6,40

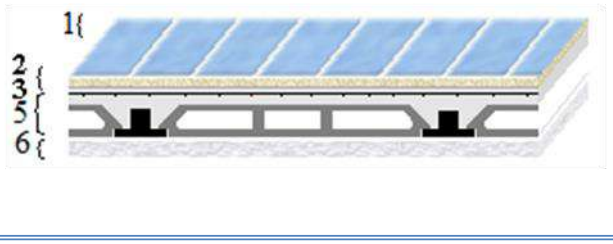


Figure.II.5. Constituant d'un plancher étage courant.

II.3.3.b. charges d'exploitation :

Ouvrage d'habitation :**Q=1,5KN/m².**

Tableau .II.5.surcharges d'exploitation du plancher courant

	Terrasse inaccessible	hall	bureau	Salle d'attente	sanitaire	Salle de réunion	archives
Charge d'exploitation (KN/m2)	**1,0**	**2,5**	**2,5**	**2,5**	**2,5**	**2,5**	**4,0**

II.3.4.Dalle pleine :

- **II .3.4.a. Charges permanentes :**

Tableau.II.6. Charge permanente .dalle pleine

N	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m^3)	Poids surfacique (KN/m^2)
1	Carrelage	0,02	22.00	0,40
2	Lit de sable	0,03	18.00	0,54
3	Mortier de pose	0.02	20.00	0,40
4	Dalle pleine	0,15	25.00	3,75
5	Cloison légère	0,10	/	1.62
			Total	G = 6,71

II.3.4.b. Charges d'exploitations :

on a : Q = 3.5 KN/m2.

II.4. PRE DIMENSIONNEMENT DES POUTRES:

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

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

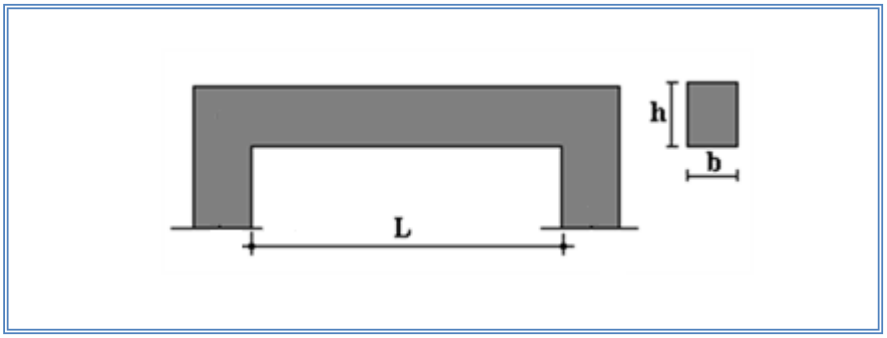


Figure.II.6. Dimensionnement de la poutre.

Ou :

- 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 :

$$\frac{L_{max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{max}}{10} \quad et \quad 0{,}3h \leq b \leq 0{,}7h$$

Et doit respecter les conditions imposées par (*Art.7.5.1: RPA 99 VERSION 2003*).

- $h \geq 30cm$
- $b \geq 20cm$
- $\frac{h}{b} \leq 4$
- $b_{max} \leq 1{,}5h + b_1$

Tableau .II.7.pré dimensionnement des poutres

	Poutres principales	**Poutres secondaires**
Condition de résistance	Lmax= 5.40 m ⇒ 36cm ≤ h ≤ 54cm on adopte h = 45 cm ⇒ 13,5 cm ≤ b ≤ 31.5 cm on adopte b = 30 cm	Lmax = 5.05m ⇒ 33.66cm ≤ h ≤ 50.5 cm on adopte h = 35 cm ⇒ 10,5 cm ≤ b ≤ 24.5 cm on adopte b = 30 cm
Vérification selon le RPA 99	h=45 cm≥30cm ; b=30cm≥20cm h/b=1.5 ≤ 4	h=35 cm≥30cm ; b=30cm≥20cm h/b=1.166≤ 4
Condition de rigidité (h/l≥1/16)	h/L=0.0833) ≥ (1/16=0.0625) (condition vérifiée)	(h/L=0.0693) ≥ (1/16=0.0625) (condition vérifiée)
conclusion	**b = 30 cm ; h = 45 cm**	**b = 30 cm ; h = 35 cm**

Pour des raisons de bonne exécution et de mise en place du ferraillage, on adopte les sections des poutres porteuses et non porteuses: (30×45) et (30×35) cm^2 respectivement.

II.5. PREDIMENSIONNEMENT 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 décente 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 devient:(Nu=1,1Nu).

❖ **Étapes de pré dimensionnement :**

- choix du poteau le plus sollicité.
- calcul de la surface reprise par le poteau.
- détermination des charges permanentes et d'exploitation revenant à ce poteau.
- les dimensions de la section transversale des poteaux doivent répondre aux conditions du *(Art.7.4.1: RPA 99 VERSION 2003)*

II.5.1. Choix du poteau le plus sollicité :

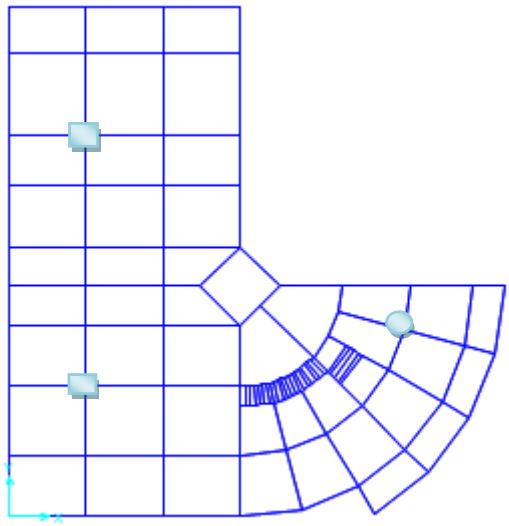


Figure.II.7.Le poteau le plus sollicité.

II.5.2. Dimensions des poteaux :

Les dimensions de la section transversale des poteaux doivent répondre aux conditions du RPA.99 version 2003.

- $Min(b_1,h_1) \geq 30cm$: *zoneIII*
- $Min(b_1,h_1) \geq \frac{h_e}{20}$
- $\frac{1}{4} < \frac{b_1}{h_1} < 4$

Tableau.II.8. Pré dimensionnement des poteaux.

Niveau d'étage		5ème	4ème	3ème	2ème	1ème	RDC	s-sol
Dimension du poteau carré	h (cm)	35	35	40	40	45	45	50
	b (cm)	35	35	40	40	45	45	50
Dimension du poteau circulaire	h (cm)	35	35	40	40	45	45	50
	(cm)	35	35	40	40	45	45	50

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

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

- ❖ $0,7\times L_0$: si le poteau est à ses extrémités :
  - Soit encastré dans un massif de fondation.
  - Soit assemblé à des poutres de plancher ayant au moins la même raideur que lui dans le sens considéré et le traversant de part en part.
- ❖ L_0 : dans les autres cas.

Avec L_0 =4,08m pour RDC etL_0 =3,06m pour les autres étages sont comptée entre face supérieure de deux planchers consécutifs ou de sa jonction avec la fondation à la face supérieure du plancher. Pour cela, on va procéder à la vérification suivante:

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

Pour des poteaux voisins de rive, on majore la charge de 10 % :

$$N_{ultime} \leq \alpha \times \left[\frac{Br.f_{c28}}{0,9\gamma_b} + A_s \frac{f_e}{\gamma_s} \right]$$

Avec :

A_s: section d'acier comprimée pris en compte dans le calcul

$$A_s = \frac{B}{1000} \ ;$$

Br : section réduite du poteau en déduisant de la section réelle un centimètre sur toute sa périphérie;

Br = (b-2cm)×(h-2cm).

α : coefficient

$$\alpha = \frac{0,85}{1+0,2(\frac{\lambda}{35})^2} \qquad \text{pour } \lambda \leq 50$$

$$\alpha = 0,6(\frac{50}{\lambda})^2 \qquad \text{pour } 50 \leq \lambda \leq 70$$

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

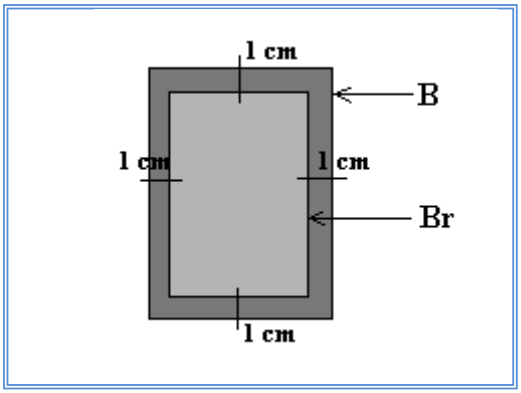


Figure.II.8.Section réduite du poteau.

Tableau.II.9. Calcul de $\overline{N}$ dans les poteaux carrés

	dimension	Br (mm²)	λ	α	As (mm²)	$\overline{N}$ (kN)
le 5eme étage	35x35	108900	23,56	0.7794	122,5	1604.984
le 4eme étage	35x35	108900	23,56	0.7794	122,5	1604.984
le 3eme étage	40x40	144400	20.61	0.7949	160	2169.772
le 2eme étage	40x40	144400	20.61	0.7949	160	2169.772
le 1eme étage	45x45	184900	18.32	0.8058	202,5	2816.007
RDC	45x45	184900	21.99	0.7878	202,5	2753.07
Sous -sol	50x50	230400	16.49	0.8139	250	3543.292

NB : nous avons eu les mêmes résultats pour bloc B(bloc administratif).

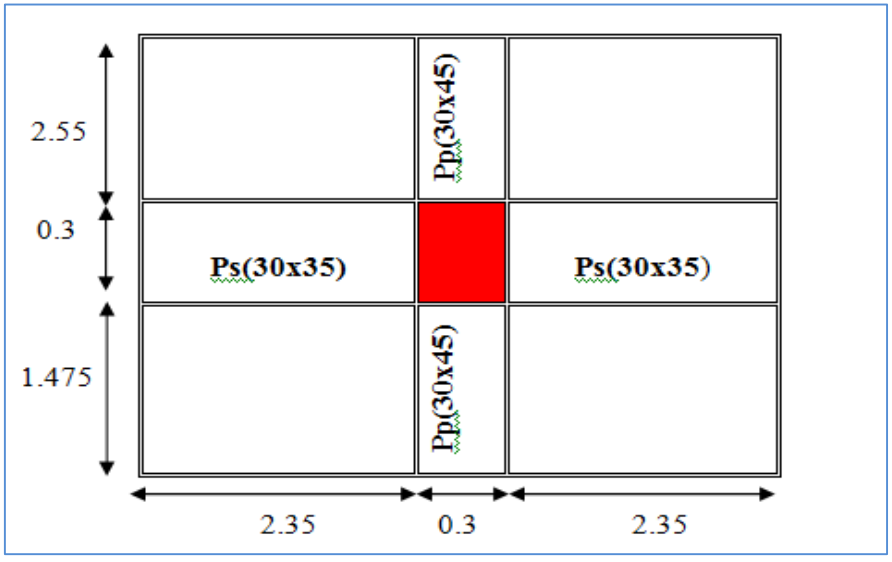
Tableau.II.10. Calcul de $\overline{N}$ pour les poteaux circulaires

	dimension	Br (mm²)	λ	α	As (mm²)	$\overline{N}$ (kN)
le 5eme étage	35x35	108900	23,56	0.7794	96.211	1225.965
le 4eme étage	35x35	108900	23,56	0.7794	96.211	1225.965
le 3eme étage	40x40	144400	20.61	0.7949	125.663	1670.132
le 2eme étage	40x40	144400	20.61	0.7949	125.663	1670.132
le 1eme étage	45x45	184900	18.32	0.8058	159.043	2179.22
RDC	45x45	184900	21.99	0.7878	159.043	2121.58
Sous -sol	50x50	230400	16.49	0.8139	196.35	2742.328

II.5.5. la surface reprise par le poteau :

- **Bloc A :(habitation)**

Figure.II.9. Représentation du poteau le plus sollicité.

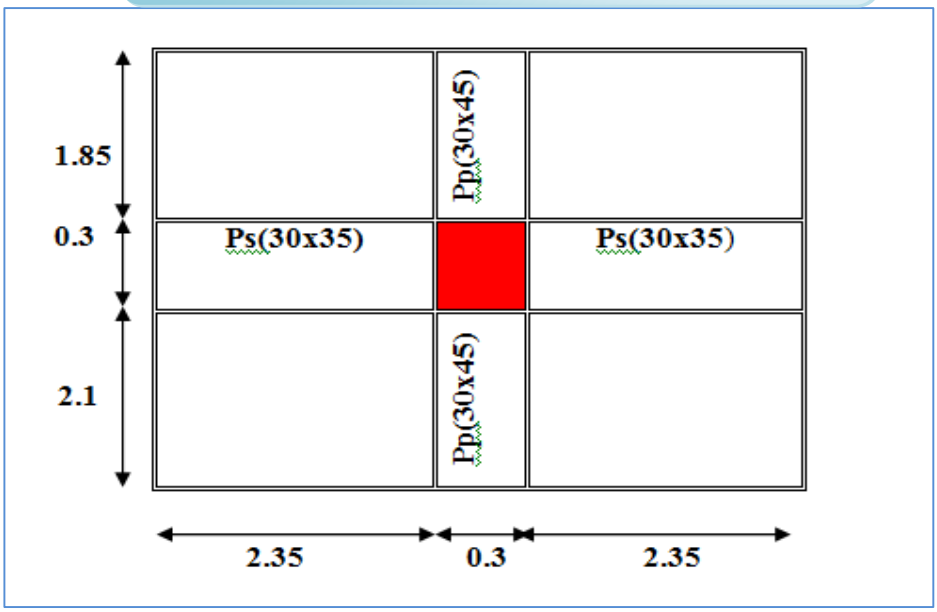


S_{totale} = 4,325x5.00= 21,625 m^2

Sp = (2.35+2.35)(1.475+2.55) = 18,92m^2

- **Bloc b :(administration)**

Figure.II.10. Représentation du poteau le plus sollicité.

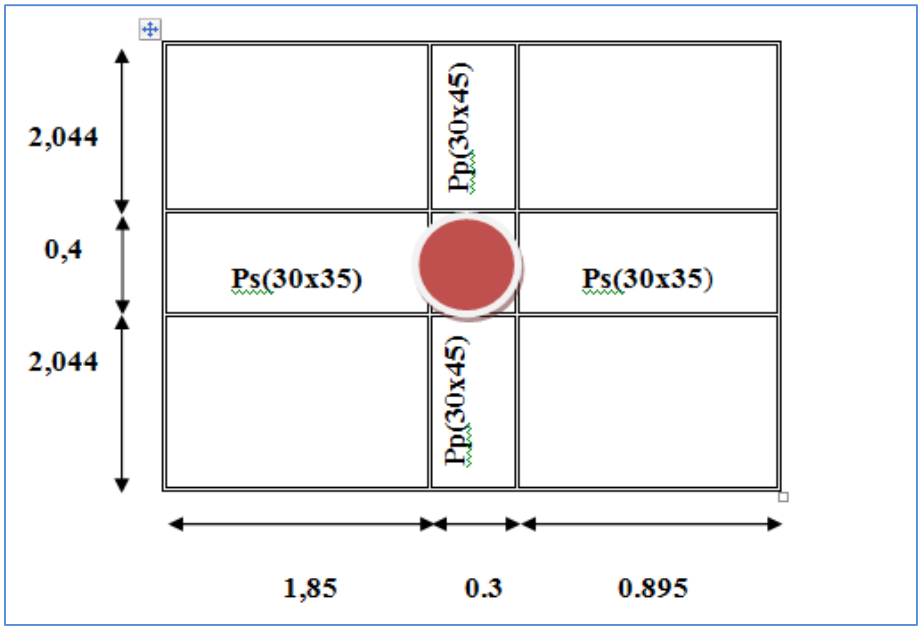


S_{totale} = 4,25x5.00= 21,25 m^2

Sp = (2.35+2.35)(1.85+2.1) = 18,565

- **Poteau circulaire :**

Figure.II.11. Représentation du poteau le plus sollicité.



S_{totale} = 3,045x4,488= 13,66 m^2

Sp = (1.85+0.895)(2,094+2.094) = 11,496 m^2

II.5.5.a. Charges permanentes et $\overline{Nu}$:

Une majoration de 10% de l'effort normal est à considérer pour les poteaux voisins de poteaux de rive.

Tableau.II.11.Vérifications du (1,1.Nu ≤$\overline{Nu}$).

❖ **Poteau carré :(usage d'habitation)**

Niveau	G plancher (kN)	G poutre p (kN)	G poutre s (kN)	G poteau (kN)	G Niveau (kN)	G cumules (kN)
5 ème	124.683	13.584	12.3375	10.4125	161.01718	161.01718
4 ème	121.088	13.584	12.3375	10.4125	157.42238	318.43955
3 ème	121.088	13.584	12.3375	13.6	160.60988	479.04943
2 ème	121.088	13.584	12.3375	13.6	160.60988	639.6593
1 er	121.088	13.584	12.3375	17.2125	164.22238	803.88168
RDC	121.088	13.584	12.3375	20.655	167.66488	971.54655
Sous-sol	121.088	13.584	12.3375	21.25	168.25988	1139.8064

Tableau.II.12.Vérifications du (1,1.Nu ≤$\overline{Nu}$).

❖ **Poteau carré :(usage administration)**

Niveau	G plancher (kN)	G poutre p (kN)	G poutre s (kN)	G poteau (kN)	G Niveau (kN)	G cumules (kN)
5 ème	122,343	13,331	12,337	10,413	158,424	158,424
4 ème	118,816	13,331	12,337	10,413	154,897	313,321
3 ème	118,816	13,331	12,337	13,6	158,084	471,405
2 ème	118,816	13,331	12,337	13,6	158,084	629,489
1 er	118,816	13,331	12,337	17,213	161,703	791,192
RDC	118,816	13,331	12,337	20,655	165,139	956,331

Sous-sol	118,816	13,331	12,337	21,25	165,734	1122,065

❖ **Poteau circulaire (usage administration)**

Tableau.II.13.Vérifications du (1,1.Nu ≤$\overline{Nu}$).

Niveau	G **plancher (kN)**	**G poutre p (kN)**	**G poutre s (kN)**	**G poteau (kN)**	**G Niveau (kN)**	**G cumules (kN)**
5 ème	75,758	14.135	7,206	8,174	105,273	105,273
4 ème	73,574	14.135	7,206	8,174	103,089	208,362
3 ème	73,574	14.135	7,206	10,676	105,591	313,953
2 ème	73,574	14.135	7,206	10,676	105,591	419,544
1 er	73,574	14.135	7,206	13,512	108,427	527,971
RDC	73,574	14.135	7,206	16,214	111,129	639,1
Sous-sol	73,574	14.135	7,206	16,681	111,596	750,696

II.5.6. Descente des charges:

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

II.5.6.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.

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

❖ $Q_0 + \frac{3+n}{2n} \times \sum_{i=1}^{5} Q_i$

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.
- $Q_1, Q_2, ……, Q_n$: Les charges d'exploitations des planchers respectifs.

- **Loi de dégression des charges Q :**

Plancher terrasse : Q_0

Plancher 4ème étage : Q_0+Q_1

Plancher 3ème étage : $Q_0+0,95(Q_1+Q_2)$

Plancher 2ème étage : $Q_0+0,90(Q_1+Q_2+Q_3)$

Plancher 1ème étage : $Q_0+0,85(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4)$

Plancher du RDC: $Q_0+0,80\ (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5)$

Tableau.II.14.Détermination des charges d'exploitations.

❖ **Poteau carré :(Habitation)**

	Q (KN/m²)	∑ Qi(KN)		$\frac{3+n}{2n}$	Q_{cum} (KN)
5eme étage	21.63	Q_0	0	-	21.630
4eme étage	32.445	Q_1	1	1	54.075
3eme étage	32.445	Q_2	2	0,95	83.275
2eme étage	32.445	Q_3	3	0,90	109.231
1eme étage	32.445	Q_4	4	0,85	131.943
RDC	32.445	Q_5	5	0,80	151.41
Sous-sol	86.52	Q_6	6	0,75	208.189

Tableau.II.15.Détermination des charges d'exploitations.

❖ **Poteau carré :(Administration)**

	Q (KN/m²)	∑ Qi(KN)		$\frac{3+n}{2n}$	Q_{cum} (KN)
5eme étage	21.25	Q_0	0	-	21.25
4eme étage	53.13	Q_1	1	1	74.38
3eme étage	53.13	Q_2	2	0,95	122.19
2eme étage	53.13	Q_3	3	0,90	164.69
1eme étage	53.13	Q_4	4	0,85	201.875
RDC	53.13	Q_5	5	0,80	233.75
Sous-sol	85	Q_6	6	0,75	284.22

❖ **Poteau circulaire (administration)**

Tableau.II.16.Détermination des charges d'exploitations.

	Q (KN/m²)	∑ Qi(KN)		$\frac{3+n}{2n}$	Q_{cum} (KN)
5eme étage	13.66	Q_0	0	-	13.66
4eme étage	34.15	Q_1	1	1	47.81
3eme étage	34.15	Q_2	2	0,95	78,55
2eme étage	34.15	Q_3	3	0,90	105,86
1eme étage	34.15	Q_4	4	0,85	129,77
RDC	34.15	Q_5	5	0,80	150,26
Sous-sol	54.64	Q_6	6	0,75	182,70

❖ **Vérifications du (1.1Nu ≤ N) (pour poteau carré :habitation)**

Tableau.II.17.Détermination des charges d'exploitations.

étages	G cum(KN)	Q cum (kN)	NU	1,1*NU	NU (kN)	vérification
5	161.017	21.63	249.81819	274.8	1604.9843	cv
4	318.440	54.075	511.00589	562.10648	1604.9843	cv
3	479.049	83.2755	771.62997	848.79297	2169.7719	cv
2	639.659	109.2315	1027.3873	1130.126	2169.7719	cv
1	803.882	131.943	1283.1548	1411.4702	2816.007	cv
RDC	971.547	151.41	1538.7028	1692.5731	2753.0705	cv
s-sol.	1139.806	208.189	1851.0218	2036.124	3543.2916	cv

❖ **Vérifications du (1.1Nu ≤ N) (pour poteau carré :administration)**

Tableau.II.18.Détermination des charges d'exploitations.

étages	G cum(KN)	Q cum (kN)	NU	1,1*NU	NU (kN)	vérification
5	158,424	21.25	245,747	270,322	1604.18	cv
4	313,321	74,38	534,55	588,019	1604.18	cv
3	471,405	122,19	819,682	901,649	2170,13	cv
2	629,489	164,69	1096,85	1206,529	2170,13	cv
1	791,192	201,88	1370,92	1508,022	2816,57	cv
RDC	956,331	233,75	1641,676	1805,839	2753,67	cv

s-sol.	1122,065	284,22	1941,118	2135,229	3518,66	cv

❖ **Vérifications du (1.1Nu ≤ N) (pour poteau circulaire administration)**

Tableau.II.19.Détermination des charges d'exploitations.

étages	G cum(KN)	Q cum (kN)	NU	1,1*NU	NU (kN)	vérification
5	105.273	13,66	162,609	178,869	1225,965	cv
4	208 ,362	47,81	353,004	388,304	1225,965	cv
3	313,953	78,55	541,662	595,828	1670,132	cv
2	419,544	105,86	725,174	797,691	1670,132	cv
1	527,971	129,77	907,416	998,158	2179,22	cv
RDC	639,1	150,26	1088,175	1196,99	2121 ,58	cv
s-sol.	750,696	182,70	1287,489	1416,23	2742,328	cv

II.5.7. Vérification selon le RPA99v2003 :

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

Tableau.II.20.Vérifications de coffrage des poteaux.

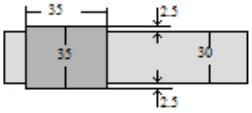
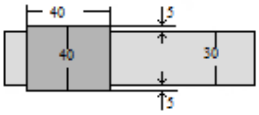
Condition à vérifier	Application de condition	Vérification
Min (b, h) ≥ 30 cm	Min (b, h) = 30 cm ≥ 30 cm	CV
Min (b, h) ≥h_e /20	Min (b, h) =30cm≥ (he/20) = (4,08 - 0,30)/20=18,9 cm	CV
0,25 ≤ (b/h) ≤ 4	0,25 ≤ (b/h)=1 ≤ 4	CV

II.5.8. Vérification aux zones nodales :

Il nous reste à vérifier :

- $b_{max} \leq 1{,}5h_1+b_1$
- $d \leq \text{Max}\ (b_1/2;h_1/2)$

Tableau.II.21.Vérification aux zones nodales.

	b_{max} (cm)	h_1 (cm)	b_1 (cm)	$b_{max} \leq 1{,}5h_1+b_1$	d (cm)	Max $(b_1/2;h_1/2)$	$d \leq$ Max $(b_1/2;h_1/2)$
	30	35	35	Oui	2,5	17,5	CV
	30	40	40	Oui	5,0	20,0	CV

II.6. PREDIMENSIONNEMENT DES VOILES:

Les voiles sont des murs réalisés en béton armé, ayant pour rôle le contreventement du bâtiment et éventuellement supporter une fraction des charges verticales ainsi qu'une partie des charges horizontales.

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

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

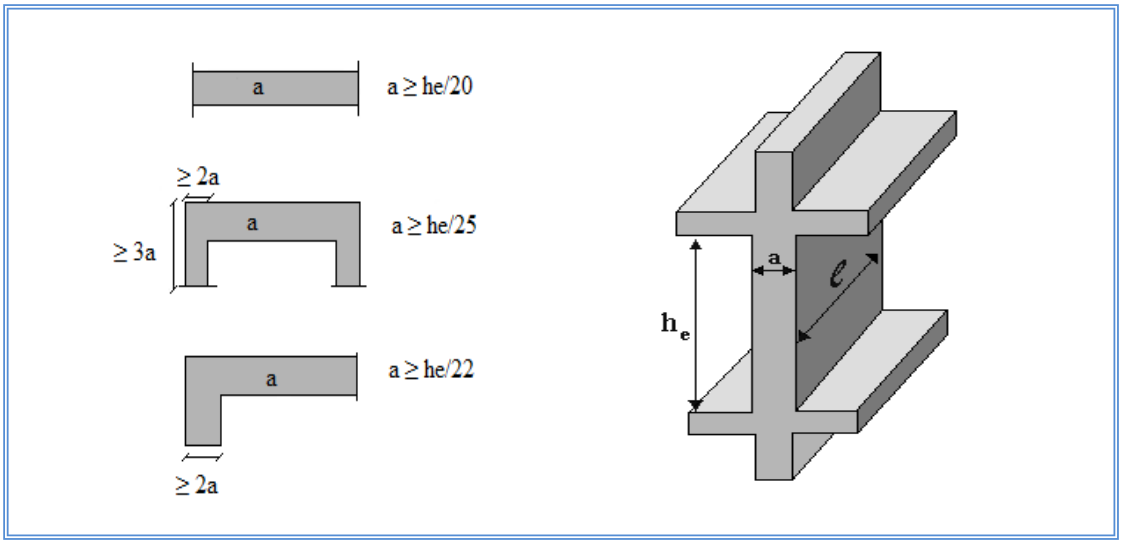


Figure.II.12. Coupe de voile en plan (gauche) Voile en 3D (droite).

$$a \geq Max\left\{15\,cm; \frac{h_e}{25}; \frac{h_e}{22}\right\}$$

he= 4,08-0.3=3,78 m.

- a ≥ MAX(15 cm ; he/25; he/22)
- a ≥MAX(15 cm ; 15,12 cm;12,4 cm;17,18 cm) a ≥17.8 cm

On adopte : **a =20 cm** Pour les voiles de sous-sol, ils servent comme un voile périphérique et en même temps voile de contreventement.

CHAPITRE III

CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES

III.1. L'ACROTERE :

III.1.1.Introduction :

L'acrotère est un élément secondaire en béton armé entourant le plancher terrasse, il a le rôle : la sécurité et la protection contre l'infiltration des eaux pluviales qui provoqueraient des fissures.

III.1.2. Principe de calcul:

Dans le calcul, l'acrotère est considéré comme une console encastrée dans le plancher terrasse.

Le calcul de ferraillage se fait pour une bande de 1m de largeur. C'est un système isostatique assimilé à une console de 100cm de largeur, encastrée au plancher terrasse et soumise à un effort normal dû à son poids propre et un moment à l'encastrement dû à une charge d'exploitation de **1KN/ml** appliquée à son extrémité. La fissuration est considérée comme préjudiciable car l'acrotère est sujet aux intempéries.

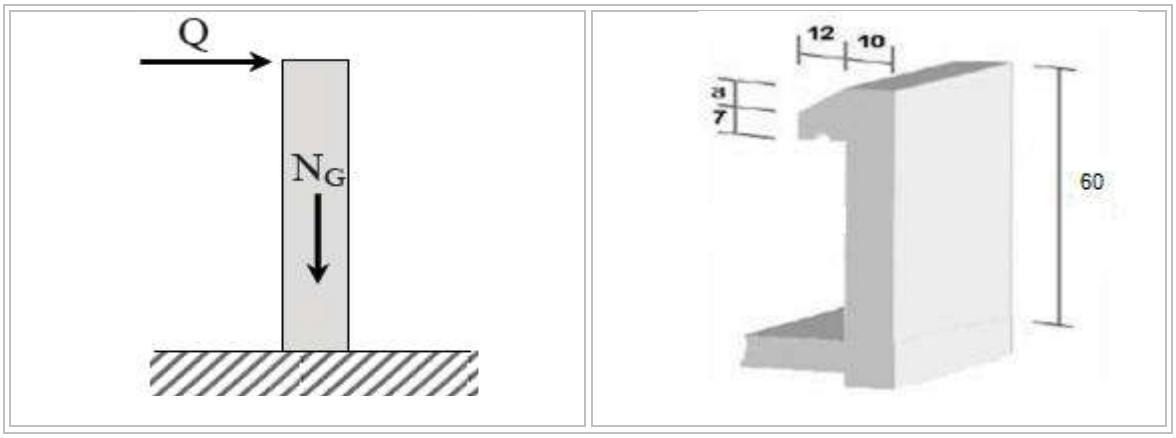


Figure.III.1.L'acrotère.

III.1.3. Évaluation des charges permanentes et surcharges d'exploitation:

Tableau.III.1. Charges permanentes et surcharges d'exploitation de l'acrotère.

Charge Permanente
Poids propre : $G = [(0,6*0,1)+(0,12*0,07)+(0,12*0,3)/2]25 = 1,755\,KN$
Charge d'exploitation
Q = 1 KN

III.1.4.

Détermination des efforts:

Tableau.III.2. Les efforts sur l'acrotère.

L'E.L.U
L'effort normal : N_U =1,35.G = 1,35*1,755 = 2,37 KN
Moment d'encastrement : MU =1,5.Q.h = 1,5*1*0,6 = 0,9 KN.m
L'effort tranchant : T_U =1,5.Q = 1,5*1 = 1, 5 KN
L'E.L.S
L'effort normal : Nser = G = 1,75 KN
Moment d'encastrement : M_{ser} = Q.h =1*0, 6 = 0,6 KN.m
L'effort tranchant : Tser = Q =1 KN

III.1.5. Calcul de ferraillage:

Le calcul du ferraillage se fera pour une section rectangulaire (100×10) cm^2 soumise à la flexion composée

Tableau.III.3. Dimensions et caractéristiques des matériaux.

Dimensions			Résistances caractéristiques		
Notations	Valeurs	Unités	Notations	Valeurs	Unités
b	100	cm	fc_{28}	25	MPa
h	10	cm	FeE	400	MPa
C_1	2,5	cm	Sollicitations		
C_2	2,5	cm	Notations	Valeurs	Unités
Longueur de flambement			Nu	2,37	KN
Notations	Valeurs	Unités	Mu	0.9	KN.m
L_0	0,6	m	Nser	1.75	KN
L_f	1,20	m	Mser	0,6	KN.m

III.1.5.a .Etat Limite Ultime:

❖ ***Calcul de l'excentricité:***

$e_0 = \frac{Mu}{Nu} = \frac{0.9}{2.37} \Rightarrow \quad e_0 = 37{,}97$ cm

Où l'enrobage est: c= c_1 = 2,5 cm

On a e_0=37,97 cm $> \frac{h}{2} - c = \frac{10}{2} - 2{,}5 = 2{,}5cm$

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

❖ ***Calcul du moment de flexion :***

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

e = e_0 + (h/2-c) $\Rightarrow$e = 40,47cm.

M_1 = Nu × e $\Rightarrow$ M_1 = 0,96 KN.m.

❖ ***Calcul des armatures verticales :***

Le calcul se fera en flexion simple à l'état limite ultime:

Mu =M_1=0,96 KN.m

$$\mu = \frac{Mu}{\sigma_{bc}.b \cdot d^2}$$

μ= 0,012 <μ_l = 0,392 $\Rightarrow$ A' = 0.

Donc : ß = 0,944 (tab).

$$A = \frac{Mu}{\beta \cdot d \cdot \overline{\sigma_s}} \Rightarrow \text{ A = 37,00 mm²}$$

N : effort de compression, alors : $A_2 = A - \frac{N}{100\sigma_s} \Rightarrow$ A = 0,3 cm²

Et A' = $A_1 \Rightarrow$ A' = 0

Donc: $\begin{cases} A_2 = 0{,}3\,\text{cm}^2 \\ A_1 = 0\,\text{cm}^2 \end{cases}$

✓ ***Condition de non fragilité*:**

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

Donc : $A = A_{min} = 1{,}00\ cm^2$

On adoptera : $A_2 = 4HA8 = 2{,}01 cm^2$

❖ ***Armatures de répartition:***

On a : $\frac{A}{4} \leq Ar \leq \frac{A}{2} \Rightarrow 0{,}50 \leq Ar \leq 1{,}00$

Donc, on prendra : Ar = 4 HA 8 =2,01cm²

❖ ***Espacement:***

$S_t = \frac{100}{4} = 25\,cm \leq S_{min}$= min [3h=30 cm; 33 cm] =30 cm (cv)

$S_{tr} = \frac{100}{3} = 33\,cm \leq S_{min}$ = min [4h=40 cm ; 45 cm]=40 cm (cv)

III.1.5.b. Vérification à l'état limite de service:

Données : Nser = 2,005 KN.

Mser = 0,7KN.m.

❖ ***Calcul de l'excentricité:***

On a $e_0 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{0.6 \times 10^2}{1{,}75} = 34{,}28 cm$

$\frac{h}{2} - c = 5 - 2{,}5 = 2{,}5\ cm \quad \leq e_0 = 34{,}28 cm$

On doit vérifier l'inégalité ci-contre : $\frac{M'_G}{N_{Ser}} \geq \frac{I_G}{B_o \upsilon_2}$

Où: $B_o = b.h + 15 (A_1 + A_2) \Rightarrow B_o = 1034{,}65\ cm^2$.

$\upsilon_1 = \frac{1}{B_0} [\frac{bh^2}{2} + 15 (A_1 c + A_2 d)] \Rightarrow \upsilon_1 = 5{,}084$ cm.

$\upsilon_2 = h - \upsilon_1 \Rightarrow \upsilon_2 = 4{,}916$ cm.

$I = \frac{b}{3} (\upsilon_1^3 + \upsilon_2^{3)} + 15 [A_1 (\upsilon_1 - c_1)^2 + A_2 (\upsilon_2 - c'_2)^2] \Rightarrow I = 8542.60 cm^4$.

Alors: $\frac{I'_G}{B_o \upsilon_2} = 1{,}68$ cm.Donc :

$M'_G = Nser .CG'$

$CG' = CG + GG' = CG + (\upsilon_1 - (h/2)) = e_0 - (h/2 - c) + (\upsilon_1 - (h/2)) = 34{,}28 cm$.

CG'=34,28> $\frac{I'_G}{B_o \upsilon_2}$ = 1,68cm.

Alors : on a une section partiellement comprimée.

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

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

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

❖ ***Détermination de y_1 :***

Pour déterminer y_1, il faut résoudre l'équation suivante:

$y_2^3 + py_2 + q = 0$……."*"

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

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

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

C: La distance entre la fibre la plus comprimée du béton et le point "**c**" et puisque "N" est un effort de compression donc " *C* = h/2 – e = -36,30 cm < 0".

$\begin{cases}p = -2495{,}49\ cm^2 \\ q = 47392{,}16\ cm^3\end{cases}$

D'où l'équation (*) devient : $y_2^3 + (-2495{,}49)\, y_2 + 47392{,}16 = 0$

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

$0 < y_1 = y_2 + C < h$

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

Finalement, on trouve :

$y_2' = 31{,}42$ cm

$y_2'' = -26{,}19$ cm rejetée comme valeur (< 0)

$y_2''' = -54.60$cm rejetée comme valeur (< 0)

D'où alors **:** $0 < y_1 = 31{,}42 + (-28{,}28) = 2{,}14$ cm $< h = 10$ cm

Donc on prend : $y_2 = 31{,}42$ cm.

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

$$S_{xx'} = 43{,}25 \text{cm}^3$$

$$K = \frac{N_{ser}}{S_{xx'}} = \frac{1750}{43250} = 40{,}46\text{x}10\text{^-}3 \text{ N/mm}^3$$

$$\sigma_b = K y_1 = 40{,}46\text{x}10\text{^-}3 \times 21{,}4 = 0{,}86 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_b = 0{,}6\ f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15K(d - y_1) = 15 \times 40{,}46x10\text{^}-3 \times (75 - 21{,}4) = 32{,}53 \text{MPa}$$

$$\overline{\sigma}_s = \text{Min}\left[\frac{2}{3} f_e = 333{,}33\text{MPa} ; 110\sqrt{\eta f_{tj}} = 201{,}633 \text{ MPa}\right] = 201{,}633 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 32{,}53 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_s = 201{,}633 \text{ MPa}$$

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

III.1.6. Vérification de l'effort tranchant:

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

$$T = V_u - \frac{M_u}{0{,}9 \cdot d} = 1{,}5 - \frac{0{,}9}{0{,}9 \cdot 0{,}075} \Rightarrow T = -11{,}83 < 0$$

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

III.1.7. Vérification de la contrainte de cisaillement du béton:

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

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

Et : $\overline{\tau}$ = min [0,15 $\frac{f_{c28}}{\gamma b}$; 4 MPa] = 2,5 MPa (fissuration préjudiciable**)**

D'où alors : $\tau_u = 0{,}02 MPa < \bar{\tau}_u = 2{,}5 \text{ MPa}$

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

III.1.8. Vérification de l'acrotère au séisme:

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

$F_p = 4AC_pW_p$(*Art.6.2.3: RPA 99 VERSION 2003*).

A: coefficient d'accélération.

A = 0,25*[Modificatifs et compléments aux RPA99 (groupe d'usage 2 , zone IIa)]*.

C_p: facteur de force horizontal.

C_p = 0,8 (*R.P.A 99 VERSION 2003. tab. 6.1*).

W_p: poids propre de l'élément.

W_p= 2,005 KN.

D'où alors : $F_p = 4 \times 0,25 \times 0,8 \times 1,755 \Rightarrow F_p = 1,12KN < 1,5Q = 1,5KN$ (c.v)

Donc l'acrotère résiste à la force horizontale.

Résultats de calcul :

A=4HA8.

A_r=4HA8

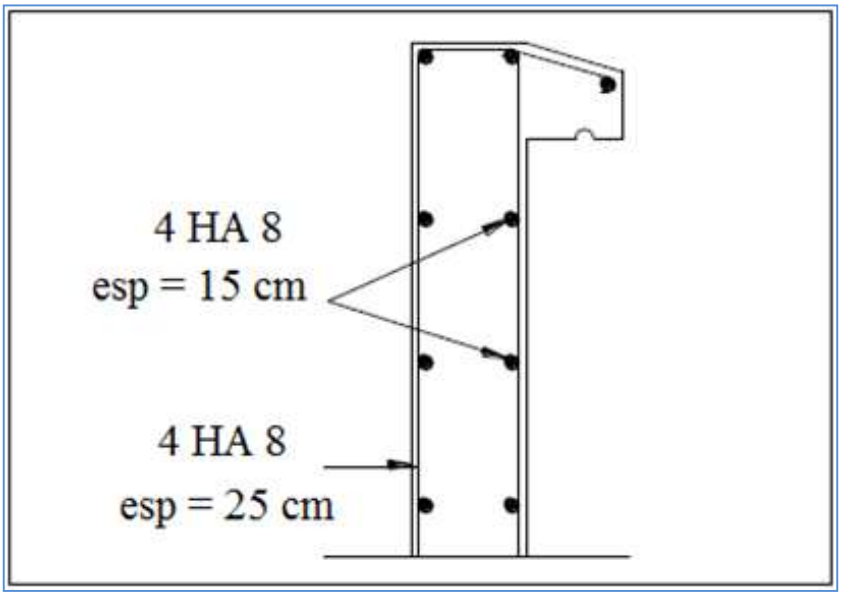


Figure.III.2. Ferraillage de l'acrotère.

III.2. PLANCHER A CORP CREUX:

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

- ❖ Poutrelles préfabriquées en béton armé, disposées parallèlement de 65 cm d'espacement.
- ❖ Entrevous (corps creux) en béton de forme adaptée aux poutrelles.
- ❖ Une dalle de compression supérieure en béton de 5 cm d'épaisseur, coulée sur l'ensemble poutrelles entrevous qui tient lieu de coffrage (coulé sur place).

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

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

III.2.1.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 a une épaisseur de 5 cm avec un espacement de 65 cm entre poutrelles.

- ❖ La section d'armature à prévoir doit satisfaire aux conditions suivantes
  - Espacement pour les armatures perpendiculaires aux nervures au plus égale à : $a_1 \leq 20$ 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 :

$$A_{\perp} \geq \frac{200}{fe} \qquad si \quad L \leq 50\,cm$$

$$A_{\perp} \geq 0{,}02.L.\frac{200}{Fe} = \frac{4L}{Fe} \qquad si \;\; 50 \leq L \leq 80\,cm$$

Avec :

- L : espacements entre axes des nervures (65 cm dans notre ouvrage).
- Fe : nuance de l'acier FeE520 (Fe=520)

Le treillis soudé qui sera utilisé sera à maillage carré de 20cm x 20 m

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

$$50\text{cm} \leq (\text{L=65cm}) \leq 80\text{cm} \Rightarrow A_{\perp} \geq 0{,}02.L.\frac{200}{Fe} = \frac{4L}{Fe} = 0{,}5\,cm^2/ml$$

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

$$A_{//} \geq \frac{A_{\perp}}{2} = 0{,}25\, cm^2/ml\ .$$

On choisira: A⊥= 5 φ 5 = 0,98 cm², esp = 20 cm.

A//=4 φ 5= 0,78 cm², esp = 25 cm.

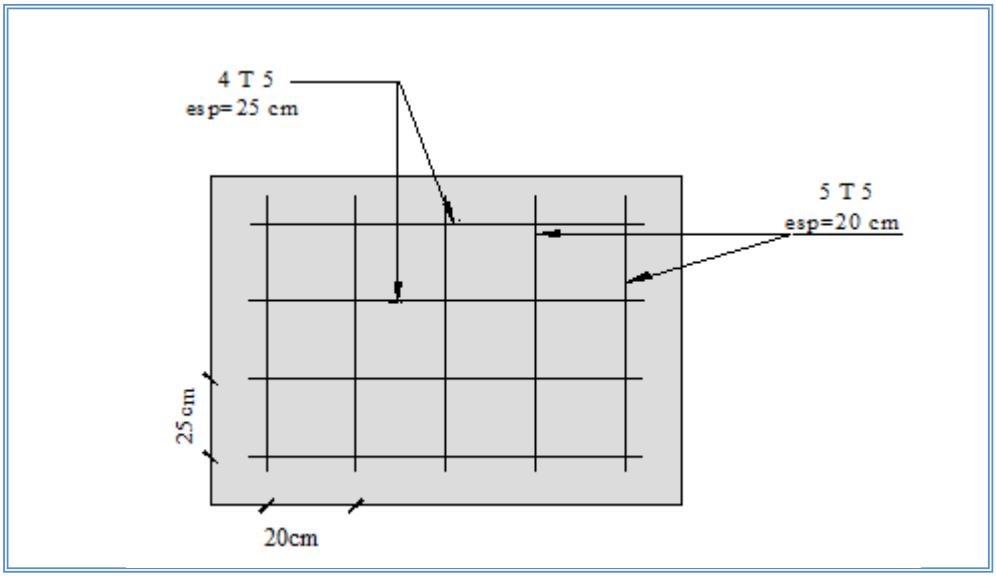


Figure.III.3. Disposition des armatures de la table de compression.

III.2.2. Calcul des poutrelles:

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

- Avant coulage.
- Après coulage.

a. Calcul avant coulage:

Avant le coulage du béton, la poutrelle est considérée comme poutre simplement appuyée, est soumise à son poids propre, à celui des entrevous et à la surcharge dû à l'ouvrier.

- ✓ ***Calcul des charges permanentes et surcharges d'exploitation***

Tableau.III.4. Charges permanentes et surcharges d'exploitation des poutrelles.

La travée L (m)	Q (KN)	G (KN/ml)	
5,05	2,525	poids de poutrelle	poids du corps creux
		0,12×0,04×25 = 0,12	0,65×1 = 0,65
		0,77	

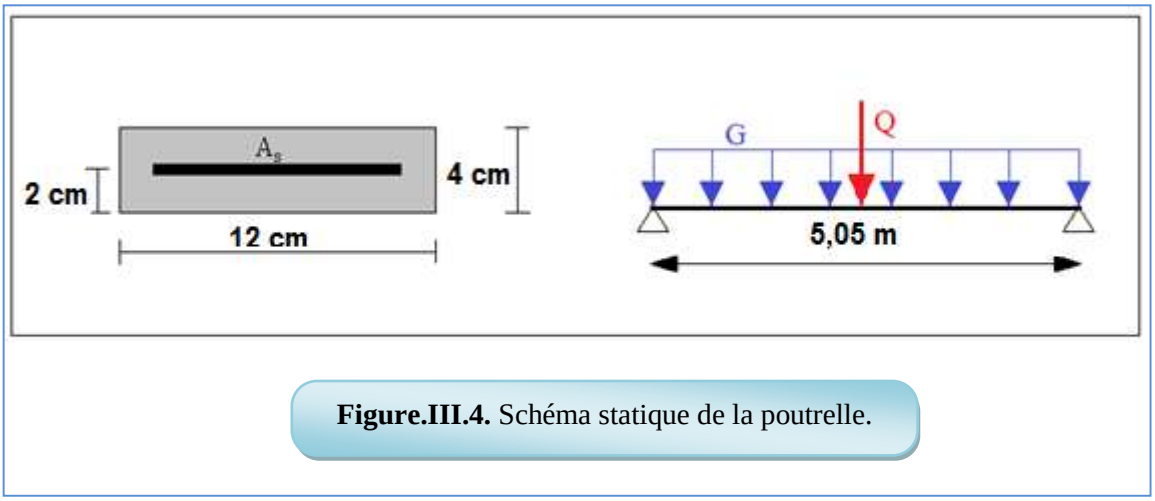


Figure.III.4. Schéma statique de la poutrelle.

✓ ***Calcul des moments:***

Tableau.III.5. Moments statiques des poutrelles.

Moments
$M_G = \frac{GL^2}{8} = 2{,}45\,KN.m$
$M_Q = \frac{QL}{4} = 3{,}19 KN.m$
$Mu=1{,}35M_G+1{,}5M_Q=8{,}09$ KN.m

$$\mu = \frac{Mu}{\bar{\sigma}_b \times b \times d^2} = \frac{8{,}09 \times 10^6}{14{,}2 \times 120 \times 20^2} = 11{,}87 \gg \mu_l = 0{,}392$$

$\mu = 11{,}87 > \mu_l = 0{,}392$ => $A_s \neq 0$

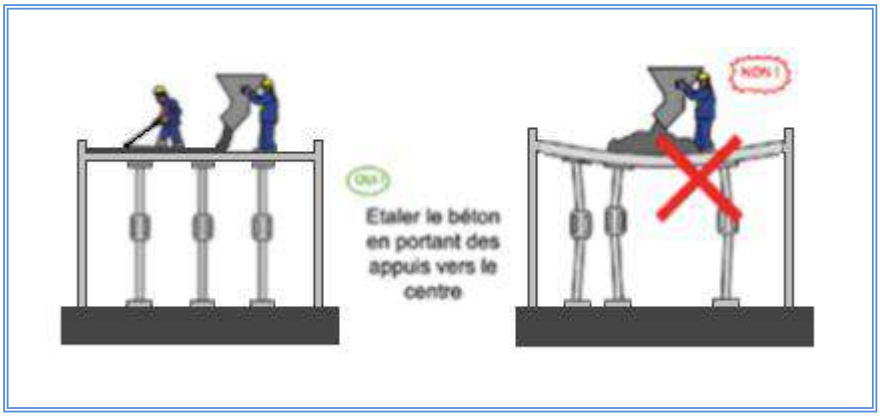


Figure.III.5. Choix de disposition des étaiements.

❖ ***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***

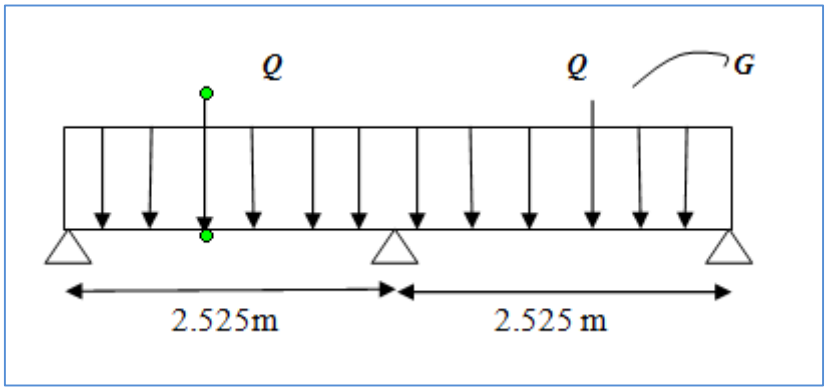


Figure.III.6. Travée avec un seul étai au milieu.

L=2,525m

G = 0,77 (KN/ml)

Q = Max [1 KN; 1, 26 KN] = 1,26 (KN)

$M_{G=}$ 0,613 (KN.m)

M_Q=0,796 (KN.m)

M_u =2,024 (KN.m)

$$\mu = \frac{Mu}{\bar{\sigma}_b \times b \times d^2} = \frac{2{,}024 \times 10^6}{14{,}2 \times 120 \times 20^2} = 1{,}319 \gg \mu_l = 0{,}392$$

- On ajoute un autre étaiement. G

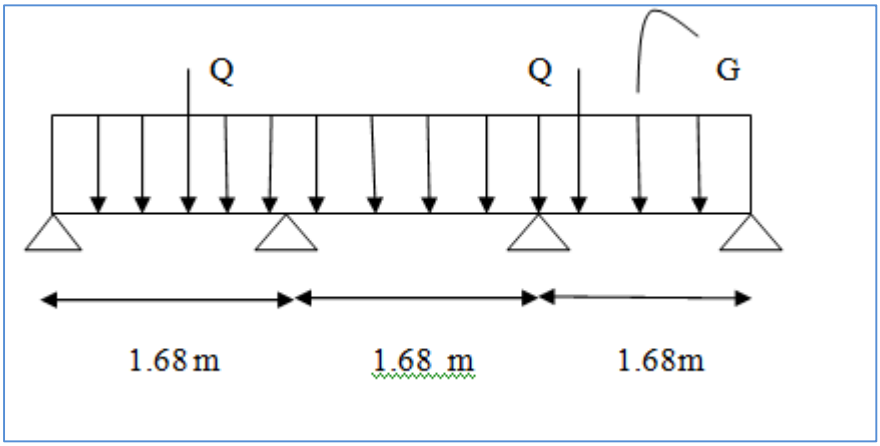


Figure.III.7. Travée avec deux étais espacés de 1,68 m.

L=1,68 m

G = 0,77 (KN/ml)

Q = Max [1 KN; 0,84KN] = 1 (KN)

$M_{G=}$ 0,272 (KN.m)

M_Q=0,421 (KN.m)

M_u=0,999(KN.m)

$$\mu = \frac{Mu}{\bar{\sigma}_b \times b \times d^2} = \frac{0{,}999 \times 10^6}{14{,}2 \times 120 \times 20^2} = 0{,}652 > \mu_l = 0{,}392$$

- On ajoute un autre étaiement.

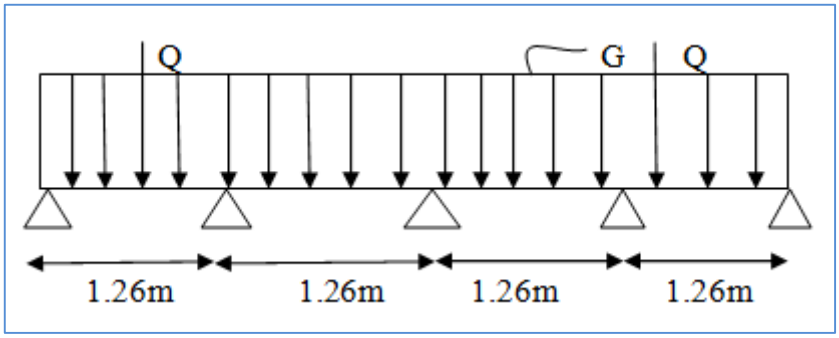


Figure.III.8. Travée avec trois étais espacés de 1,26 m.

L=1,262 m

G = 0,77 (KN/ml)

Q = Max [1 KN; 0,631 KN] = 1 (KN)

$M_{G=}$ 0,153 (KN.m)

M_Q=0,315(KN.m)

M_u=0,681 (KN.m)

$$\mu = \frac{Mu}{\bar{\sigma}_b \times b \times d^2} = \frac{0{,}681 \times 10^6}{14{,}2 \times 120 \times 20^2} = 0{,}443 > \mu_l = 0{,}392$$

- On ajoute un autre étaiement :

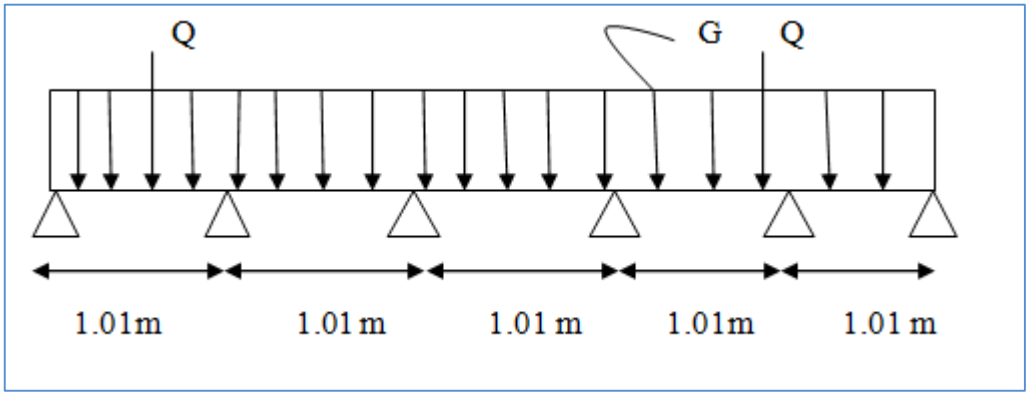


Figure.III.9. Travée avec quatre étais espacés de 1,01 m.

L=1,01 m

G = 0,77 (KN/ml)

Q = Max [1 KN; 0,505 KN] = 1 (KN)

M_G=0,098 (KN.m)

M_Q=0,252(KN.m)

M_u=0,511 (KN.m)

$$\mu = \frac{Mu}{\bar{\sigma}_b \times b \times d^2} = \frac{0{,}511 \times 10^6}{14{,}2 \times 120 \times 20^2} = 0{,}333 < \mu_l = 0{,}392$$

Alors il faut prévoir quatre étaiements le long de la travée espacés de 101 cm pour que la poutrelle supporte les charges avant coulage de la dalle de compression.

b. Après coulage :

- G = poids du plancher (20+5)= 2,9×0,65= 1,885 (KN/ml)
- Q =1×0,65=0,65 (KN/ml)
- 1,35G+1,5Q=3,52 (KN/ml)

Dans cette étape, l'ensemble des poutrelles est considéré comme une poutre continue. Quatre types de poutres continues sont envisagés :

- Poutrelle à 3 travées.(usage habitation)
- Poutrelle à 3 travées.(usage administratif)
- Poutrelle à 6 travées. (usage administratif)
- Poutrelle à 9 travées.(usage administratif)

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

- Poutrelle à 3 travées.(usage habitation)
- Poutrelle à 3 travées.(usage administratif)

b.1.Méthode de calcul des poutres:

Le calcul s'effectue par la méthode forfaitaire pour les deux premiers types car elle est vérifiée.

b.1.1.méthode forfaitaire :

❖ ***conditions d'application :***

Pour pouvoir appliquer cette méthode, il faut vérifier les trois conditions suivantes :

- ***Conditions concernant la charge d'exploitation :***

Charges uniformément réparties : $Q \leq \text{Min}(2.G \text{ et } 5\ KN/m^2)$

Charges concentrées : $P \leq \text{Min}(Q/4 \text{ et } 2\ KN)$

- P : charge permanente concentrée (en KN).
- Q : charge d'exploitation concentrée (en KN).

Si cette première condition est vérifiée, on peut dire que le plancher est à charge d'exploitation modérée.

- ***Conditions concernant les caractéristiques géométriques :***

- le moment d'inertie de la poutre doit être la même pour toute les travées.

- le rapport entre les portées successives des travées doit être compris entre 0,8 et 1,25 :

$$0{,}8 \leq \frac{Li}{Li+1} \leq 1{,}25$$

- ***Condition concernant le type de fissuration :***

La fissuration doit être considérée comme non préjudiciable (peu nuisible).

❖ ***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 : $\alpha = \frac{Q}{G+Q}$

Il s'agira de vérifier les trois conditions suivantes :

- $M_t + ((Mw+Me)/2) \geq \text{Max}(1{,}05M_0 \text{ et } (1+0{,}3\ \alpha)\ M_0)$
- $M_t \geq \begin{cases} ((1{,}2+0{,}3\ \alpha)/2).M_0 & \text{pour les travées de rive.} \\ ((1+0{,}3\ \alpha)/2).M_0 & \text{pour les travées intermédiaire} \end{cases}$
- les moments d'encastrements des appuis :
  - $M_a \geq 0{,}6\ M_0$ cas des poutres à 2 travées.
  - $M_a \geq 0{,}5\ M_0$ pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de 2 travées.
  - $M_a \geq 0{,}4\ M_0$ pour les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de 3 travées.

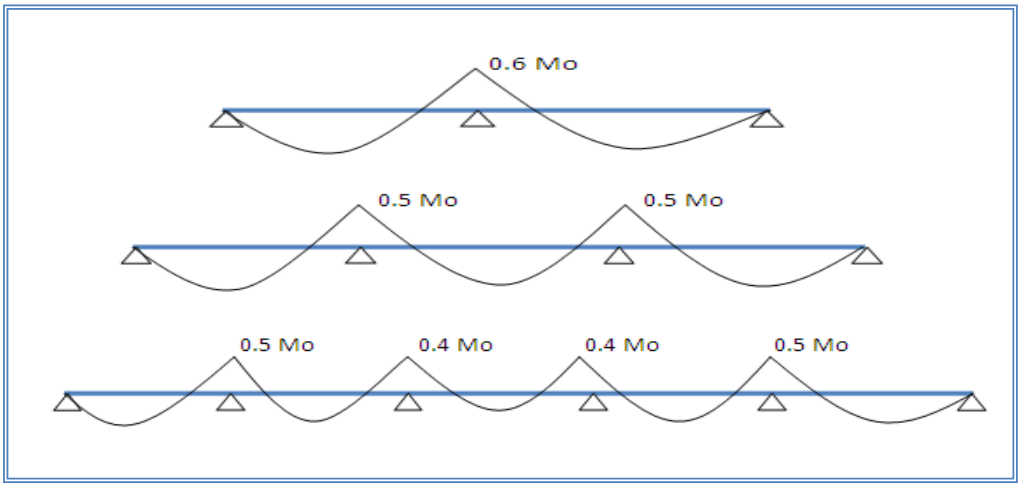


Figure.III.10. Moment en travée et en appui de méthode forfaitaire.

Remarque :

1)M_0 : moment isostatique ($M_0=PL^2/8$)

2) dans les expressions ci-dessus les moments M_w et Me 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

($M_a=0,2\ M_0$).

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 :

$M_t=0,85\ M_0$

$M_a=M_b=-0,5\ M_0$

- $Q \leq \text{Min}\begin{cases}2.G\\5\,KN/m^2\end{cases}$ (C.V)
- Les moments d'inerties des sections sont égaux dans toutes les travées (C.V)
- le rapport entre les portées successives des travées doit rester compris entre

" 0,8 " et " 1,25 ". (C.V)

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

III.2.3. Calcul des charges et surcharges :

- Usage habitation :

Tableau.III.6. Charges et surcharges aux E.L.U et E.L.S.(**usage habitation**)

	G KN/m²	Q KN/m²	Pu KN/m	Pser KN/m
Plancher terrasse	6,59×0,65 = 4,28	1×0,65 = 0,650	6,753	4,93
Plancher courant	6,4×0,65 = 4,16	1,5×0,65=0,976	7,078	5,135

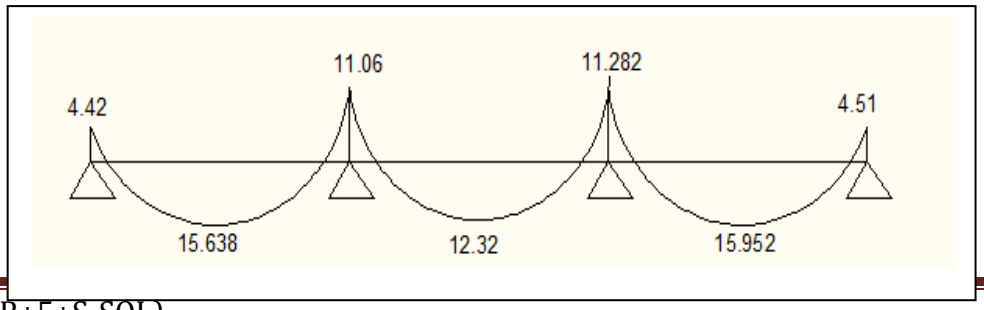
III.2.4.Sollicitations de calcul :

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

- ✓ ***poutrelles à trois travées :(usage habitation)***
  - ***a. Détermination des moments à l'Etat Limite Ultime***

Tableau.III.7. Moments en appuis et en travées des poutrelles à l'ELU.

Travées	M_0(KN.m)	M_t(KN.m)	M_w(KN.m)	M_e(KN.m)	T_e(KN)	T_w (KN)
A – B	22,120	15,638	4,424	11,060	-19,02	16,369
B – C	22,120	12,320	11,060	11,060	-17,69	17,696
C – D	22,565	15,952	11,282	4,512	-16,53	16,532



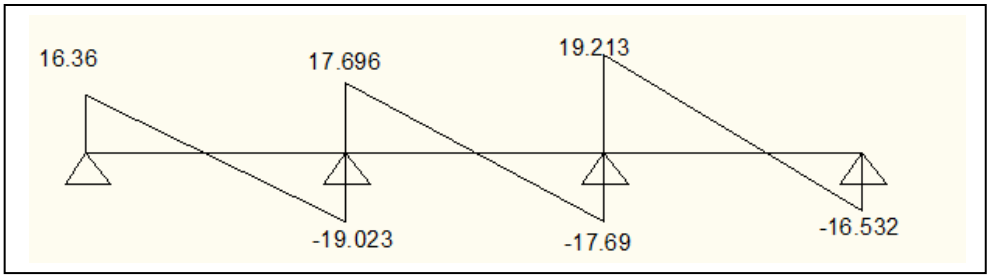


Figure.III.11. Diagramme des moments et les efforts tranchants des poutrelles à l'ELU.

b. Détermination des moments à l'Etat Limite de Service:

Tableau.III.8. Moments aux appuis et en travées des poutrelles à l'ELS.

Travées	M_0(KN.m)	M_t(KN.m)	M_w(KN.m)	M_e(KN.m)
A – B	16,046	11,232	3,209	8,023
B – C	16,046	8,257	8,023	8,023
C – D	16,369	11,458	8,184	3,273

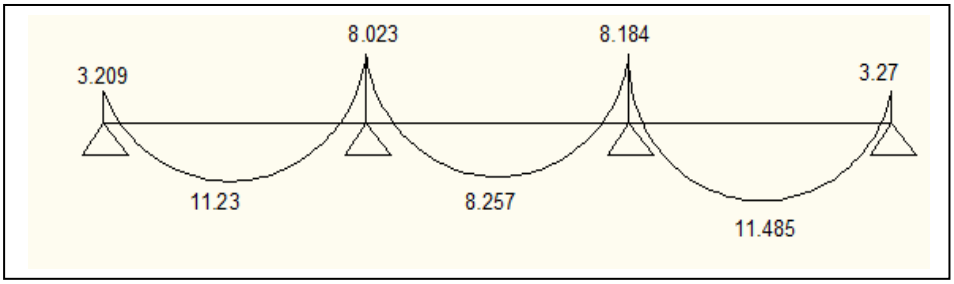


Figure.III.12. Diagramme des moments des poutrelles à l'ELS.

✓ ***poutrelles à trois travées :(usage administratif)***

❖ *usage administratif :*

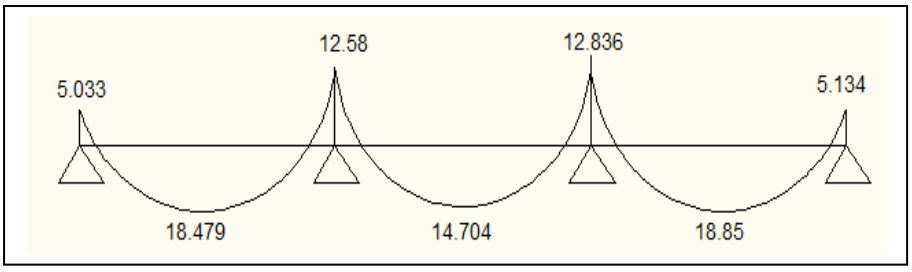
Tableau.III.9. Charges et surcharges aux E.L.U et E.L.S.(**usage administratif)**

	G KN/m²	Q KN/m²	Pu KN/m	Pser KN/m
Plancher terrasse	6,59×0,65 = 4,28	1×0,65 = 0,650	6,753	4,93
Plancher courant	6,4×0,65 = 4,16	2,5×0,65=1,625	8,054	5,785

a. Détermination des moments à l'Etat Limite Ultime:

Tableau.III.10. Moments en appuis et en travées des poutrelles à l'ELU.

Travées	M_0(KN.m)	M_t(KN.m)	M_w(KN.m)	M_e(KN.m)	T_e(KN)	T_w (KN)
A – B	25,167	18,479	5,033	12,583	-21,64	18,623
B – C	25,167	14,704	12,583	12,583	-20,13	20,133
C – D	25,673	18,851	12,836	5,134	-18,81	21,860



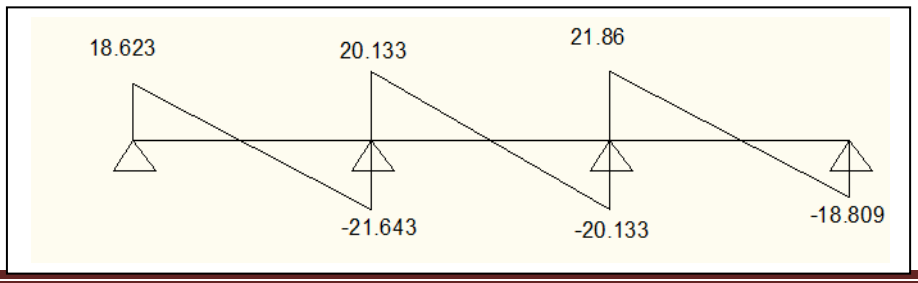


Figure.III.13. Diagramme des moments et les efforts tranchants des poutrelles à l'ELU.

b. Détermination des moments à l'Etat Limite de Service:

Tableau.III.11. Moments en appuis et en travées des poutrelles à l'ELS.

Travées	M_0(KN.m)	M_t(KN.m)	M_w(KN.m)	M_e(KN.m)
A – B	18,078	12.654	3,615	9,039
B – C	18,078	9,942	9,039	9,039
C – D	18,441	12,909	9,221	3;688



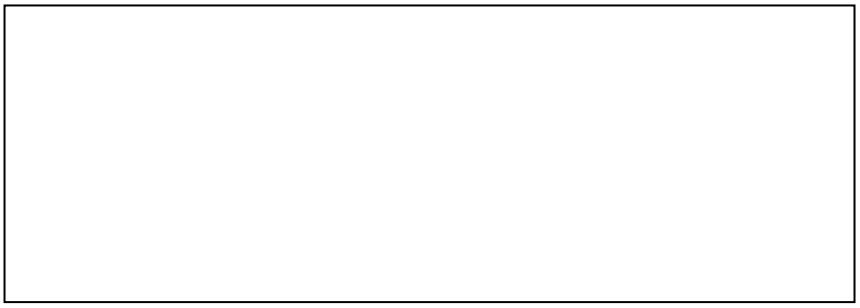


Figure.III.14. Diagramme Moments aux appuis et en travées des poutrelles à l'ELS.

III.2.5.Récapitulations :

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

Tableau.III.12.Récapitulations des efforts internes.

	ELU	ELS

	M_a^{ult} (KN.m)	M_t^{ult} (KN.m)	T_u (KN)	M_a^{ser} (KN.m)	M_t^{ser} (KN.m)
sollicitations	12,836	18,851	21,860	9,221	12,909
référence	Poutrelle type 2	Poutrelle type 2	Poutrelle type 2	Poutrelle type 2	Poutrelle type 2

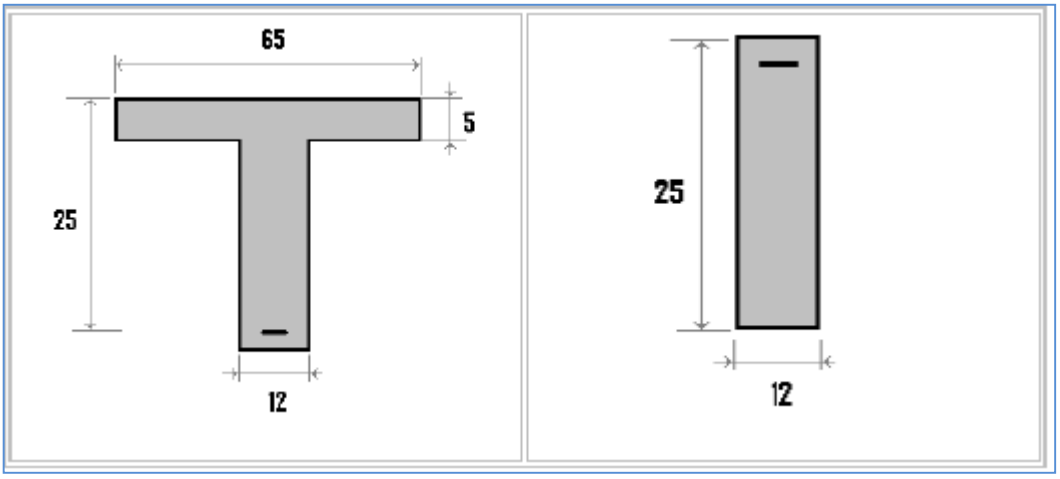
III.2.6.Ferraillage des poutrelles :

a. Calcul des 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 :

- b = 65 cm
- b_0 = 12 cm
- h = 25 cm
- h_0 = 5 cm
- d = 22.5 cm
- σ_b= 14,2 MPa
- σ_s= 348 MPa



En travée Aux appuis

Figure. III.15. Section de béton des poutrelles.

Tableau.III.13. Calcul et vérification des armatures.

		En travée	Aux appuis
ELU	M_u (KN.m)	18 ,85	12,84
	M_0 (KN.m)	$M_0=b.h_0.\sigma_{b\ adm}.(d-h_0/2)=0,65.0,05.14,2.(0,225-0,025).10^3= 92,3$ (KN.m)	
		$M_u< M_0 \Rightarrow$ l'axe neutre appartient à la table ⇒ étude d'une section rectangulaire (b×h)= (65×25) ⇒ calcul en flexion simple	$M_u< M_0 \Rightarrow$ l'axe neutre appartient à la table ⇒ étude d'une section rectangulaire (b×h)= (12×25) ⇒ calcul en flexion simple
	μ	0,040	0,148
	μ_l	0,392	
	$\mu< \mu_l$	Oui	Oui
	β	0,980	0,919
	A' (cm²)	0	0
	A (cm²)	2,4	1,7
	A_{min} (cm²)	1,6	0,3

	Le choix	3HA12=3,39	2HA12=2,26

- ***Vérification à L'ELS:***

Vérification a l'ELS	M_{ser} (KN.m)	12,91	9,221
	$\sigma_{b\ adm}$(MPa)	15	
	y_1 (cm)	5,20	8,79
	I_G (cm^4)	18265,403	9088,588
	K (N/mm^3)	0,071	0,101
	σ_b (MPa)	3,69	8,87
	$\sigma_b \leq \sigma_{b\ adm}$	Oui	Oui

Conclusion :les armatures déterminées à l'état limite ultime conviennent.

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

Tableau.III.14. Ferraillages longitudinaux des poutrelles.

Section d'armature	En travée	Aux appuis
	A_t=3HA12=3,39	A_a=2HA12=2,26

b. Calcul des armatures transversales:

On a: $\phi \leq \text{Min}\left[\frac{h}{35};\frac{b_0}{10};\phi_l\right] \rightarrow \phi \leq [7,14\ ;12\ ;10]$

On adopt: $\phi_t = 6$ mm.

$a_t = \frac{\pi \phi_t^2}{4} = 0,28\ cm^2$; $n_t = 2$.

$A_t = a_t.n_t = 0,56\ cm^2$

- ***Espacement:***

$S_t \leq \min[0.9\,d\,,\,40\,cm] = 20,25cm$

$A_{t\,min} \leq 0.003\,S_t.b$ *(Art.7.5.2.2: RPA 99 VERSION 2003)*.

$\Rightarrow S_t \geq \dfrac{A_t}{0.,003.b} = 15{,}55\ \text{cm}$, on adopt: S_t = 16cm.

On doit vérifier les deux relations suivantes: $\dfrac{A_t}{b_0 \cdot S_t} \geq \dfrac{\gamma_s(\tau_u - 0.3.f_{t28}.k)}{0.9.f_e.(\cos\alpha + \sin\alpha)}$

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

$$\frac{0{,}56\times10^2}{120\times160} = 0{,}00291 \geq \frac{1{,}15(0{,}809 - 0{,}3\times2{,}1\times1)}{0{,}9\times400\times(0+1)} = 0{,}0005$$

$$A_t \geq A_{t\,min} = \frac{0{,}4.b_0 \cdot S_t}{f_e} = \frac{0{,}4.12.16}{400} = 0{,}19cm^2$$

$A_t = 0{,}56cm^2 \geq A_{tmin} = 0{,}19cm^2$ (C.V)

Tableau.III.15. Les armatures transversales et l'espacement des poutrelles.

A transversales	espacement
2ϕ6	16cm

III.2.7.Vérifications:

a) Vérification de l'effort tranchant:

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0.d} = \frac{21{,}86\times10^3}{120\times225} = 0{,}809\ \text{MPa}$$

On considère que la fissuration est peu nuisible

$$\bar{\tau}_u = \text{Min}\left[\frac{0{,}2\ f_{c28}}{\gamma_b} = 3{,}33\text{MPa}\ ;\ 5\text{MPa}\right] = 3{,}33\ \text{MPa}$$

$\tau_u = 0{,}809\ \text{MPa} < \bar{\tau}_u = 3{,}33\ \text{MPa}$ (c.v)

b)Vérification au voisinage de l'appui:

Appui de rive: M_u = 18,85 KN.m > $0{,}9.V_u.d$= 4,43KN.m

Aucun prolongement à faire

c)Vérification de la compression dans la bielle de béton:

$V_u \leq 0{,}4\ \dfrac{f_{c28}}{1{,}5}\ b_0.a$

$$a = \text{Min}\left[b - c - 2\,;\,0{,}9d\right] = \text{Min}\left[65 - 2 - 2\,;\,0{,}9 \times 22{,}5\right] = 20{,}25\text{cm}$$

$$V_u = 21{,}86\,\text{KN} \leq 0{,}4 \times \left(\frac{25}{1{,}5}\right) \times 120 \times 202{,}5 = 162\ \text{KN} \qquad \text{(c.v)}$$

d)vérification de la contrainte moyenne de compression sur l'aire d'appuis:

$$\sigma_m = \frac{2V_u}{b_0.a} < 1{,}3\frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\sigma_m = \frac{2 \times 21{,}86 \times 10^3}{120 \times 202{,}5} = 1{,}799\ MPa < 1{,}3 \times \frac{25}{1{,}5} = 21{,}667\ MPa \qquad \text{(c.v)}$$

$$A = 2{,}26\,\text{cm}^2 \geq \frac{\gamma_s \cdot V_u}{f_e} = \frac{1{,}15 \times 21{,}86 \times 10^3}{400} = 0{,}62\,\text{cm}^2 \quad \text{(c.v)}$$

e)vérification de la flèche:

On peut se dispenser du calcul des flèches si les conditions suivantes sont réalisées en même temps;

Tableau.III.16. Vérification préliminaire de la flèche.

1ere condition	2eme condition
$h/L \geq M_t/(15.M_0)$	$\rho \leq 3{,}6/fe$
$h/L = 0{,}25/5{,}05 = 0{,}049$ $M_t/(15.M_0) = 18{,}85/(15\times92{,}3) = 0{,}0136$	$\rho = A_t/(b_0\times d) = 3{,}39/(12\times22{,}5) = 0{,}0125$ $3{,}6/fe = 3{,}6/400 = 0{,}009$
C.V	C.N.V

On doit passer au calcul des flèches;

- ✓ ***Évaluation détaillée de la flèche :***

M_{ser} =12,909 kN.m, $\rho = \frac{A}{b_0 \cdot d} = \frac{3{,}39}{12.22{,}5} = 0{,}0125$

$\rho = 1{,}25\ \% \Rightarrow \beta_1 = 0{,}849$ (Tableau).

$\sigma_s = \frac{M_{ser} \cdot 10^3}{\beta_1 \cdot d \cdot A} = 199{,}344$ MPa

$$\lambda_i = \frac{0{,}05 \cdot f_{t28}}{\left(2 + 3 \cdot \frac{b_0}{b}\right)\rho} = \frac{0{,}05 \cdot 2{,}1}{\left(2 + 3 \cdot \frac{12}{65}\right)0{,}0125} = 3{,}27$$

$\lambda_v = 2/5\ \lambda_i = 1{,}31$

$$\mu = 1 - \frac{1{,}75 \cdot f_{t28}}{4 \cdot \rho\sigma_s + f_{t28}} \Rightarrow \mu = 1 - \frac{1{,}75 \cdot 2{,}1}{4 \cdot 0{,}0125 \cdot 199{,}344 + 2{,}1} \Rightarrow \mu = 0{,}695$$

Détermination de l'axe neutre:

$$y = \frac{\frac{b_0 . h^2}{2} + \frac{(b - b_0).h_0^2}{2} + 15A.d}{b_0 . h + (b - b_0).h_0 + 15A} = 9{,}023\text{cm}$$

Moment d'inertie de la section totale:

$$I = \frac{b_0}{3}\left[y^3 + (h - y)^3\right] + \frac{(b - b_o)h_0^3}{12} + h_0(b - b_o)(y - h_0/2)^2 + 15A(y - d)^2$$

$= 40315{,}428\ \text{cm}^4$

$$I_{fi} = 1{,}1\frac{I_0}{1 + \lambda_i \mu} \Rightarrow I_{fi} = 13{,}51 \times 10^3\ \text{cm}^4$$

$$I_{fv} = 1{,}1\frac{I_0}{1 + \lambda_v \mu} = 23{,}18 \times 10^3\ \text{cm}^4$$

$E_i = 11000\sqrt[3]{f_{c28}} = 32164.195$ MPa ; $E_v = 1/3\ E_i = 10721{,}398$MPa

$$f_i = \frac{M_{ser} \cdot L^2}{10 E_i I_{fi}} = \frac{12{,}909 \times 5{,}05^2 \times 10^8}{10.(32164{,}195 \times 13516{,}35)} \Rightarrow f_i = 7{,}572\ \text{mm}$$

$$f_v = \frac{M_{ser} \cdot L^2}{10 E_v I_{fv}} = \frac{12{,}909 \times 5{,}05^2 \times 10^8}{10.(10721{,}398 \times 23189{,}23)} \Rightarrow f_v = 13{,}242\ \text{mm}.$$

$\Delta f_t = f_v - f_i \Rightarrow \Delta f_t = 13{,}242 - 7{,}572 = 5{,}668$ mm.

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

Avec: $f_{limite} = \frac{L}{1000} + 0{,}5cm = \frac{5050}{1000} + 0{,}5cm = 10{,}15$ mm

Donc: $\Delta f_t = 5{,}668\ \text{mm} < f_{Limite} = 10{,}15$ mm

Tableau.III.17. Vérification détaillée de la flèche des poutrelles.

M(KN.m)	A (cm²)	y (cm)	ρ	ß₁	σs (MPa)	μ	λi	λv

12,909	3,39	9,023	0,0125	0,849	199,344	0,695	3,27	1,31
I (cm^4)	If_i (cm^4)	If_v (cm^4)	L(m)	f_i(mm)	f_v (mm)	Δf (mm)	f_{adm}(mm)	$Δf<f_{adm}$
40315,428	13516,351	23189,234	5,15	7,572	13,242	5,668	10,15	**C.V**

Donc, on garde l'épaisseur de pré dimensionnement (e=20+5cm) du plancher à corps creux avec le même ferraillage qui a été calculé pour toutes les poutrelles.

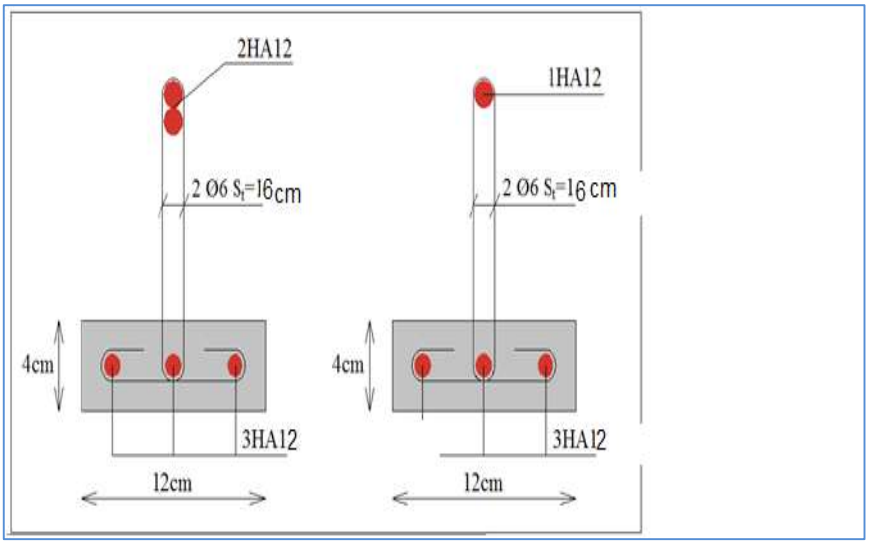


Figure.III.16. Ferraillage des poutrelles.

III.3.CALCUL DES ESCALIERS:

III.3.1. Introduction:

La circulation verticale dans une construction se fait par l'intermédiaire des escaliers ou par l'ascenseur. Dans notre bâtiment elle se fait par escalier.

III.3.2.Terminologie:

- **La montée :** est la hauteur à gravir, elle est en général égale à une hauteur d'étage.
- **La marche :** est le plan horizontal sur lequel se pose le pied
- **La hauteur de marche :** est la différence du niveau entre deux marches successives.
- **La contremarche :** est le plan vertical situé entre deux marches successives.
- **Le nez de marche :** est l'arête qui limite l'avant du plan d'une marche.
- **Le giron :** est la distance horizontale entre 2 nez de marches successifs ou entre 2 contremarches successives (g).
- **Une volée :** est un ensemble continu de marches situé entre deux paliers successifs.
- **Un palier :** est une plate-forme horizontale de repos entre deux volées

- **L'emmarchement :** est la longueur d'une marche.
- **La ligne de jour :** est la plus courte des deux lignes conventionnelles qui passent par les nez de marches aux extrémités des marches.
- **La ligne de foulée :** est une ligne conventionnelle qui passe par le nez de marches.
- **L'échappée :** est la distance verticale entre les nez de marches.
- **La paillasse :** est la dalle inclinée en béton armé qui porte les marches d'un escalier.

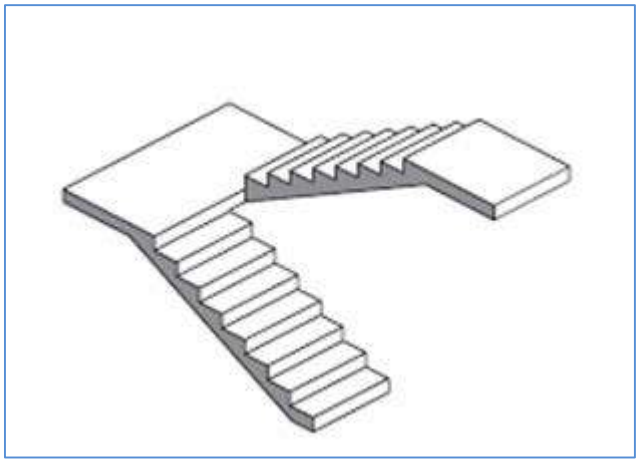


Figure.III.17 . Représentation d'un escalier.

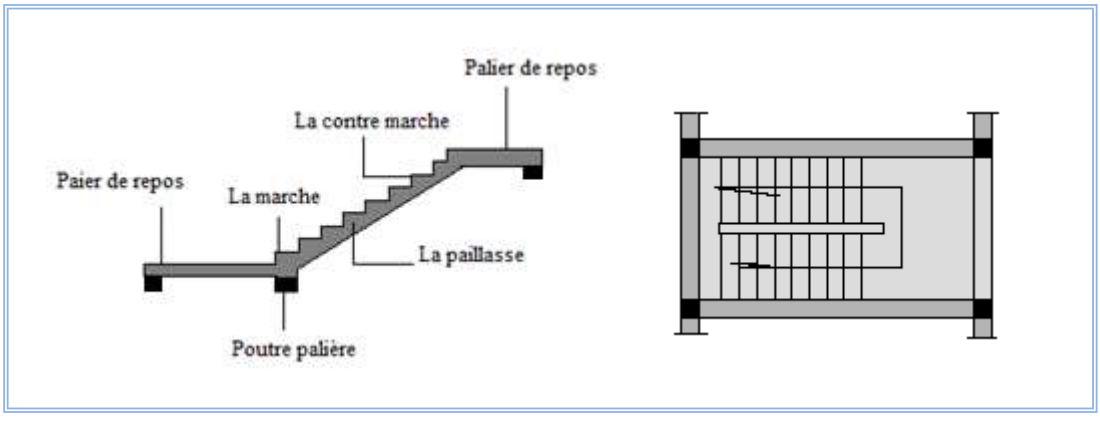


Figure.III.18. Vue en trévère et en plan de l'escalier.

III.3.3. Dimensionnement:

On a deux types d'escaliers ; escalier 1 :usage habitation ;escalier 2 :usage administratif

Le schéma statique types d'escaliers et comme suit:

Type 1 :

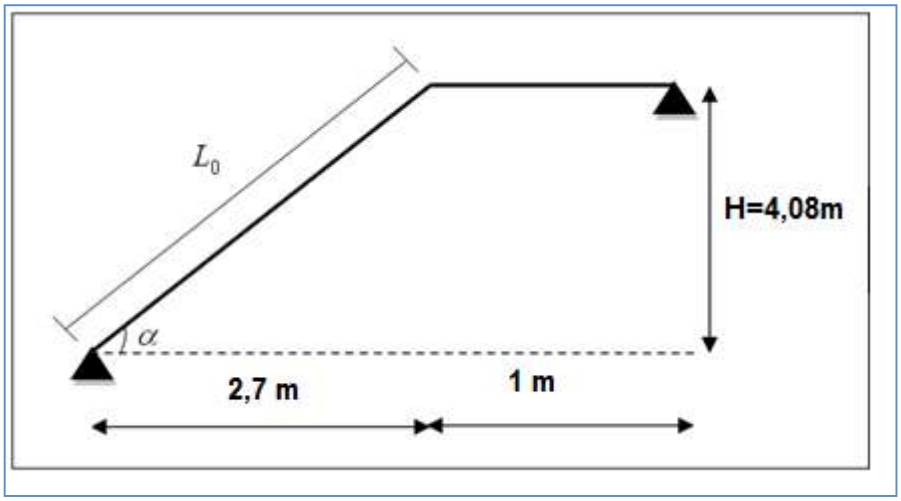


Figure.III.19. Dimensions de l'escalier 1.

✓ **L'angle d'inclinaison α:**

$$tg\alpha = \frac{H}{L} = \frac{2,04}{2,70} \Rightarrow \alpha = 37,07^0$$

✓ **Longueur de la paillasse :**

$$L_0 = \frac{H}{Sin\alpha} \Rightarrow L_0 = 3,38m$$

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.

$59cm \leq g + 2h \leq 64cm.$

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

✓ **Détermination de n, g, h :**

$$\begin{cases} \frac{L}{n-1} + 2\frac{H}{n} \leq 64 \\ \frac{L}{n-1} + 2\frac{H}{n} \geq 59 \end{cases}$$

Et puisque (H= 2,04m , L= 2,70m)

$$\begin{cases} -64n^2 + 679n - 408 \leq 0 \\ -59n^2 + 737n - 408 \geq 0 \end{cases}$$

9,33 < n < 10,06

Donc on prend : n=10

Nombre de marches $n-1=9$

Nombre de contremarches $n=10$

Hauteur de la contremarche $h=17cm$

Largeur de la marche $g=\frac{L}{n-1}$ $g=30,00cm$

On prend g=30 cm 59cm < 64 < 64 cm (C.V)

✓ **Epaisseur de la paillasse:**

Pour les deux volets: L=3,38 + 1,00 = 4,38m

$\frac{L}{35} \le e \le \frac{L}{30}$ Avec $\Rightarrow 12,51 \le e \le 14,6cm$

On prendra: e_p= 15 cm

Type 2 :

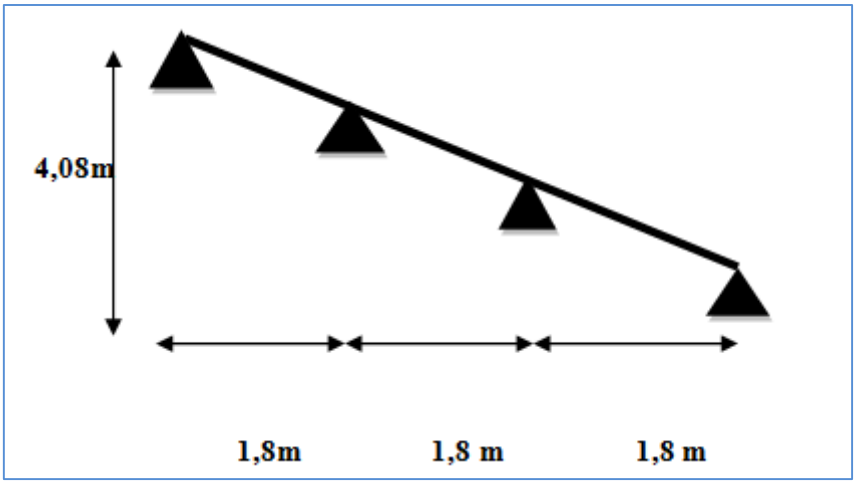


Figure.III.20. Dimensions de l'escalier 2

NB : On étude le cas le plus défavorable et on obtient :

✓ **L'angle d'inclinaison α:**

$$\text{tg}\alpha = \frac{H}{L} = \frac{1,36}{1,80} \Rightarrow \alpha = 37,07^0$$

✓ **Longueur de la paillasse :**

$$L_0 = \frac{H}{\text{Sin}\alpha} \Rightarrow L_0 = 2,2\text{m}$$

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.

$59\text{cm} \leq g + 2h \leq 64\text{cm}.$

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

✓ **Détermination de n, g, h :**

$$\begin{cases} \frac{L}{n-1} + 2\frac{H}{n} \leq 64 \\ \frac{L}{n-1} + 2\frac{H}{n} \geq 59 \end{cases}$$

Et puisque (H= 2,04m , L= 2,70m)

$$\begin{cases} -64n^2 + 679n - 408 \leq 0 \\ -59n^2 + 737n - 408 \geq 0 \end{cases}$$

$9,33 < n < 10,06$

Donc on prend : n=6

Nombre de marches $n-1=5$

Nombre de contremarches $n=6$

Hauteur de la contremarche $h=17cm$

Largeur de la marche $g = \frac{L}{n-1}\ g = 30,00cm$

On prend g=30 cm $59\text{cm} < 64 < 64$ cm (C.V)

✓ **Epaisseur de la paillasse:**

Pour les deux volets: L=2,1 = 2,1m

$\frac{L}{35} \leq e \leq \frac{L}{30}$ Avec $\Rightarrow 6,00 \leq e \leq 7,00cm$

On prendra: e_p= 15 cm

III.3.4. Evaluation des charges et surcharges :

A. Charges permanentes:

Type 1 :

Tableau.III.18. Charges permanentes du palier de repos de l'escalier *1*.

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 plâtre	0,02	18	0,36
			G	5,49

Tableau.III.19. Charges permanentes de la paillasse de l'escalier 1.

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 de la paillasse	0,15 / cosα	25	4,7

5	Poids des marches	0,17/2	25	2,13
6	Enduit ciment	0,02	18	0,36
			G	8,57

Type 2 :

Tableau.III.20. Charges permanentes de la paillasse de l'escalier 2.

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 de la paillasse	0,15 / cosα	25	4,3
5	Poids des marches	0,17/2	25	2,13
6	Enduit ciment	0,02	18	0,36
			G	8,17

Pour les deux type 1 et 2 on a : Selon le [DTR BC 2.2 Art 7.2.1.]

B. Surcharge d'exploitation:

Pour les deux type **1** et **2** on a : Selon le [**DTR BC 2.2 Art 7.2.1**.]

- **La paillasse :** $Q = 2,5KN/m^2$
- **Le palier :** $Q = 2,5KN/m^2$

III.3.5. Détermination des sollicitations:

- **ELU : Pult = 1,35G+1,5Q**
- **ELS : Pser = G+Q**

Les résultats sont résumés dans les tableaux suivants:

Type 1 :

Tableau.III.21. Combinaison des charges de l'escalier 1.

	G (KN/m)	Q (KN/m)	P_u (KN/m)	P_{ser} (KN/m)
Palier	5,49	2,5	11,16	7,99
Paillasse	8,57	2,5	15,32	11,07

Type 2 :

Tableau.III.22. Combinaison des charges de l'escalier 2.

	G (KN/m)	Q (KN/m)	P_u (KN/m)	P_{ser} (KN/m)
Paillasse	8,17	2,5	14,78	10,67

III.3.6. Détermination des efforts:

a. Etat Limite Ultime :

Type 1 :

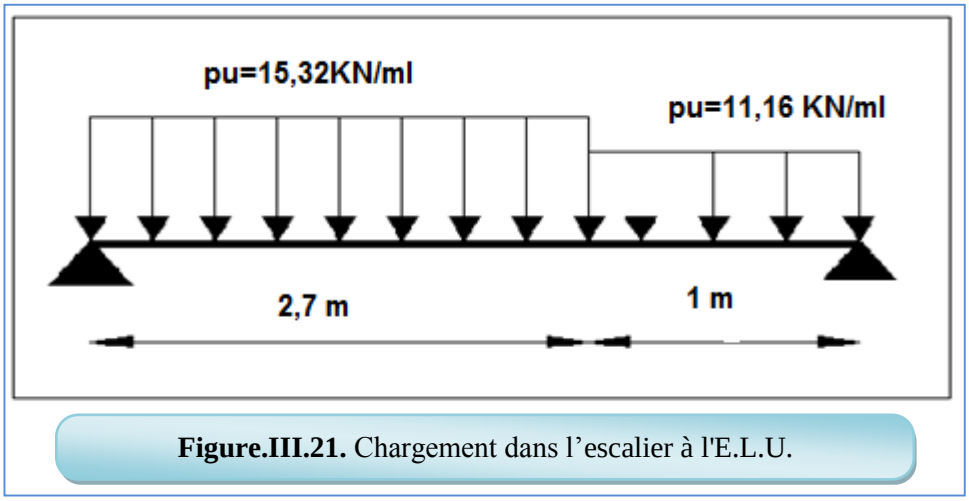


Figure.III.21. Chargement dans l'escalier à l'E.L.U.

Les équations d'équilibres donnent :

Ra=27,78 KN ; Rb=24,74 KN

Mmax=27,42 KN.m	à	x=2,2 m
Tmax=24,74 KN	à	x= 0 m

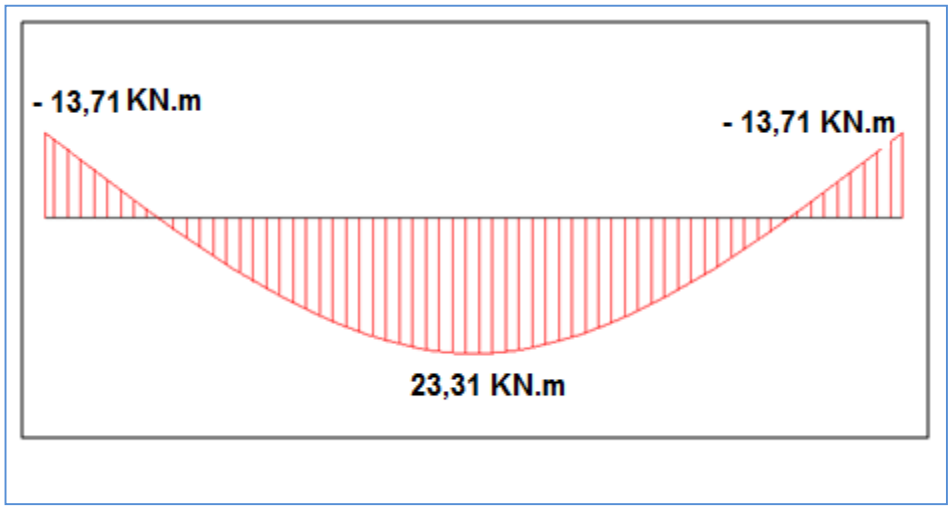


Figure.III.22.diagramme des moments dans l'escalier à l'E.L.U.

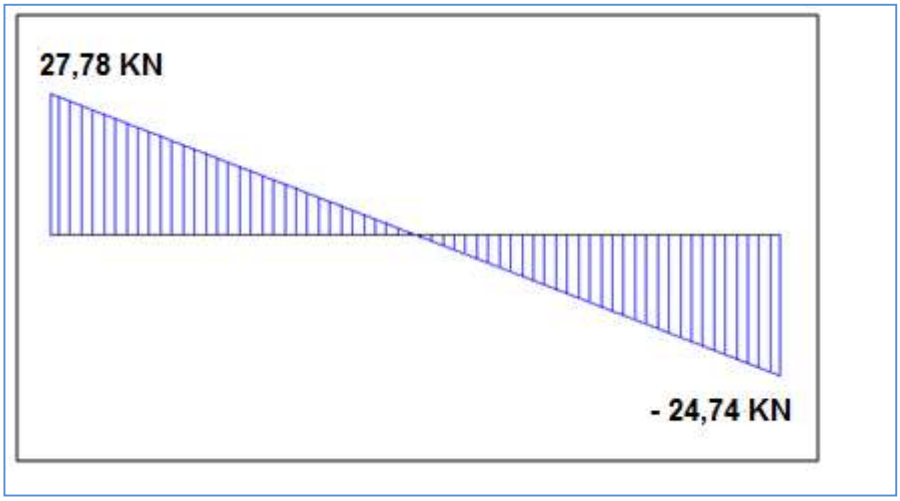


Figure.III.23. diagramme des efforts tranchants dans l'escalier à l'E.L.U.

b. Etat Limite de service

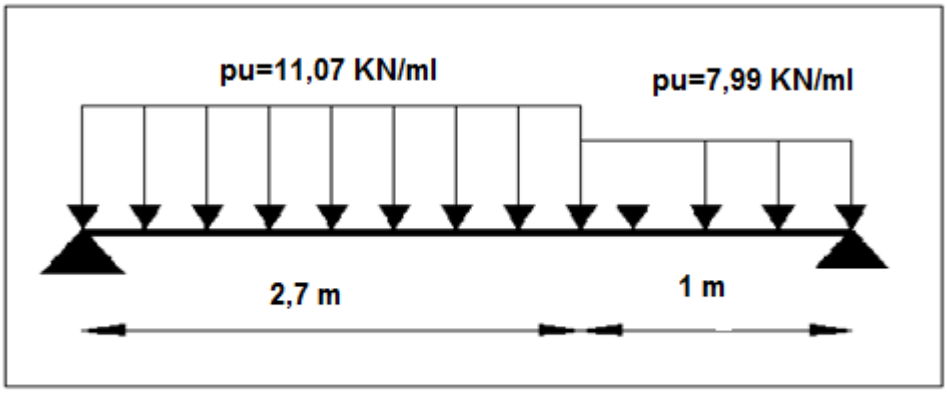


Figure.III.24. Chargement dans l'escalier à l'E.L.U.

Les équations d'équilibres donnent :

Ra=20,06 KN ; Rb=17,82 KN

Mmax=19,84 KN.m	à x=2,2 m
Tmax=17,82 KN	à x= 0m

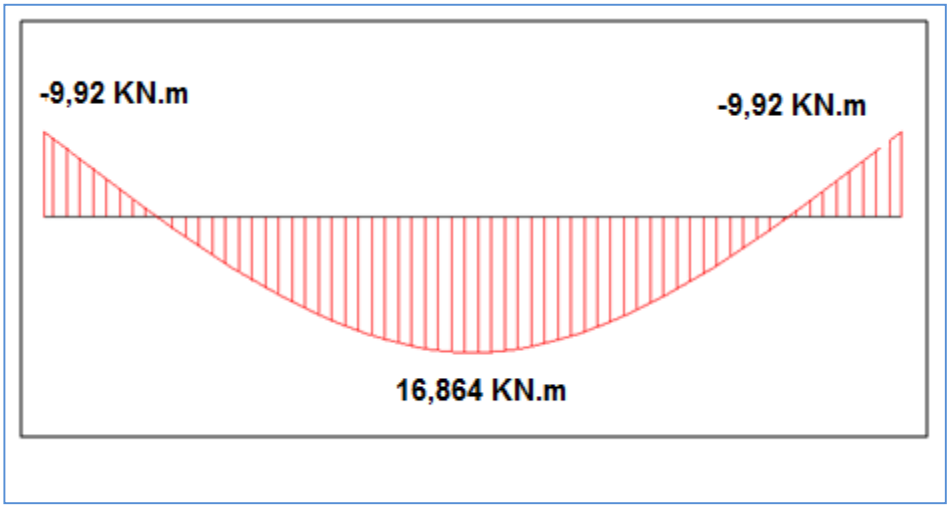


Figure.III.25.diagramme des moments dans l'escalier à l'E.L.S

c. Récapitulation :

M_t= 0,85 M_{max} M_a =0,5 M_{max}

Tableau.III.23. Récapitulation des résultats.

	M_t (KN.m)	M_a (KN.m)	T (KN)
E.L.U	23,31	13,71	27,78
E.L.S	16,864	9,92	17,82

III.3.6. Détermination des efforts:

a. Etat Limite Ultime :

Type 2 :

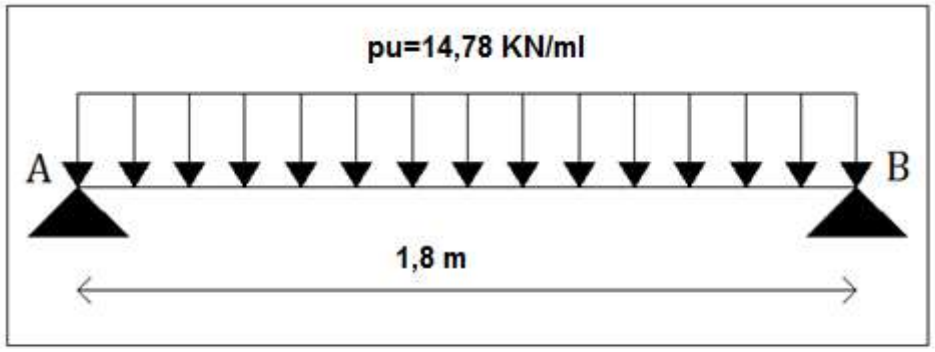


Figure.III.26. Chargement dans l'escalier à l'E.L.U.

Les équations d'équilibres donnent :

Ra=13,302 KN ; Rb=13,302 KN

Mmax=5,9 KN.m à x=0,9 m

Tmax=13,302KN à x= 0 m

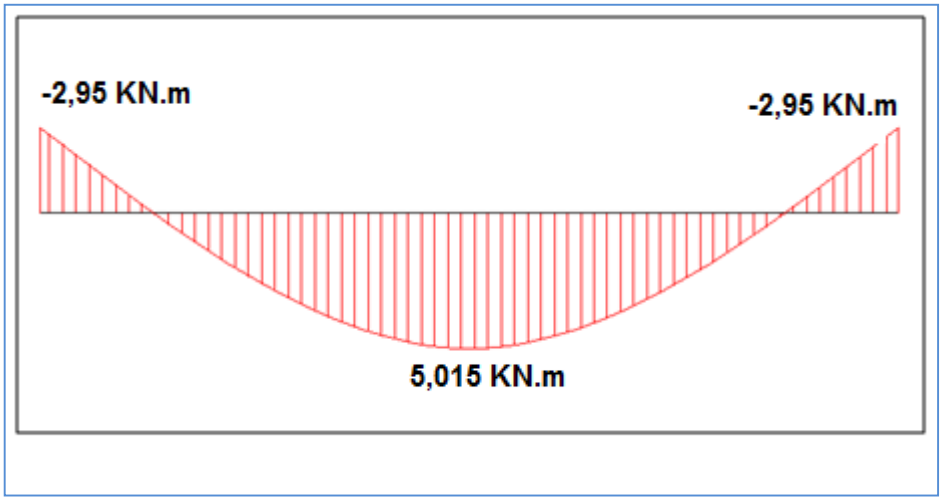


Figure.III.27.diagramme des moments dans l'escalier à l'E.L.U.

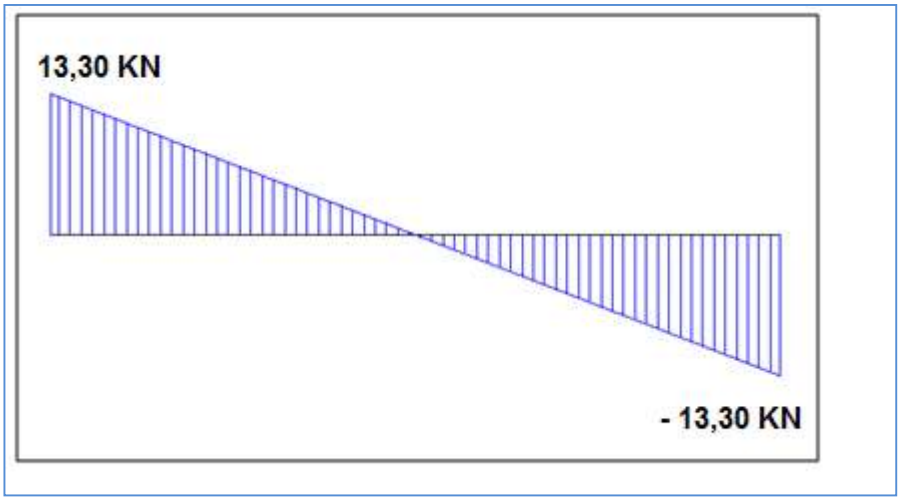


Figure.III.28. diagramme des efforts tranchants dans l'escalier à l'E.L.U.

b. Etat Limite de service

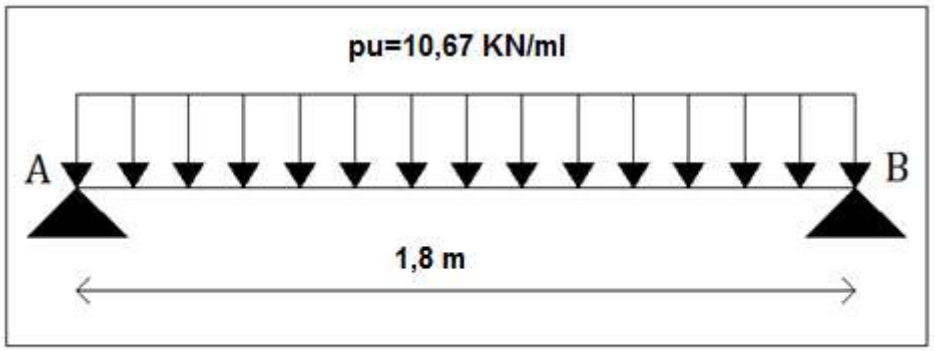


Figure.III.29. Chargement dans l'escalier à l'E.L.S.

Les équations d'équilibres donnent :

Ra=9,603 KN ; Rb=9,603 KN

Mmax=4,32 KN.m à x=0,9 m

Tmax=9,603 KN à x= 0m

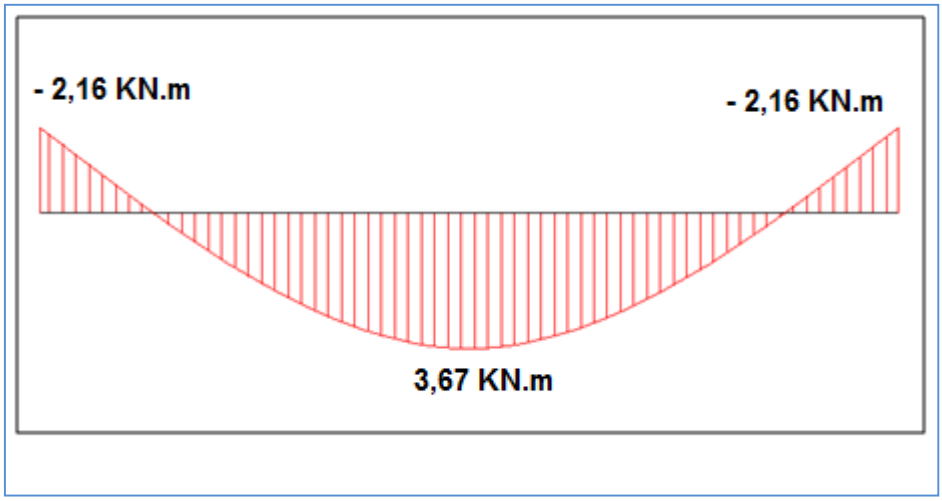


Figure.III.30.diagramme des moments dans l'escalier à l'E.L.S

c. *Récapitulation :*

M_t= 0,85 M_{max} M_a =0,5 M_{max}

Tableau.III.24. Récapitulation des résultats.

	M_t (KN.m)	M_a (KN.m)	T (KN)
E.L.U	5,015	2,95	13,30
E.L.S	3,67	2,16	9,603

III.3.7. Calcul du ferraillage:

Tableau.III.25. Les caractéristiques de calcul

Béton	f_{c28} = 25 MPa	γ_b =1,5	σ_{bc} = 14,2 MPa	c = 2 ,5cm
	f_{t28} = 2,1 MPa	b = 100 cm	h= 15 cm	d=12,5 cm
Acier	FeE400	F_e=400MPa	γ_s = 1,15	σ_s = 348 MPa

Type 1 :

Le calcul du ferraillage s'effectue en flexion simple à l'état limite ultime.

Les résultats obtenu est:

Tableau.III.26. Calcul des sections d'acier de l'escalier.

	M_u (KN.m)	μ	β	A (cm²)	A' (cm²)	A_{min}(cm²)	A_{adopt}(cm²)
En travée	23,31	0,105	0,944	5,68	0	1,50	6HA12= 6,78
En appuis	13,71	0,061	0,968	3,26	0	1,50	6HA12= 6,78

Type 2 :

Tableau.III.27. Calcul des sections d'acier de l'escalier.

	M_u (KN.m)	μ	β	A (cm²)	A' (cm²)	A_{min}(cm²)	A_{adopt}(cm²)
En travée	5,015	0,022	0,989	1,16	0	1,50	4HA8= 2,01
En appuis	2,95	0,013	0,993	0,68	0	1,50	4HA8= 2,01

a. Armature de répartition:

Type 1 :

$A_r = A/4$

En travée: on adopte: A = 3HA10 /ml=2,35

Aux appuis: on adopte: A = 3HA10 /ml=2,35

Type 1 :

$A_r = A/4$

En travée: on adopte: A = 2HA8 /ml=1,00

Aux appuis: on adopte: A = 2HA8 /ml=1,00

b. Condition d'espacement:

Type 1 :

Pour les armatures longitudinales:

$S_t \leq \overline{S_t} = Min\left[3h;33\right] = 33cm$ S_t = 15 cm < 33 cm

Pour les armatures transversales :

$S_t \leq \overline{S_t} = Min\left[4h;45\right] = 45cm$ S_t = 15 cm < 45 cm

Type 2 :

Pour les armatures longitudinales:

$S_t \leq \overline{S_t} = Min\left[3h;33\right] = 33cm$ S_t = 15 cm < 33 cm

Pour les armatures transversales :

$S_t \leq \overline{S_t} = Min\left[4h;45\right] = 45cm$ S_t = 15 cm < 45 cm

c. *Vérification de l'effort tranchant:*

Type 1 :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} \leq \bar{\tau}_u = 0{,}07\frac{f_{c28}}{1{,}5} = 0{,}07 \times \frac{25}{1{,}5} = 1{,}16\ MPa$$

$$\tau_u = \frac{27{,}78.10^3}{1000.125} = 0{,}222 MPa$$

$$\tau_u = 0{,}222\ \text{MPa} \leq \bar{\tau}_u = 1{,}16\ \text{MPa} \qquad \text{(c.v)}$$

Type 2 :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} \leq \bar{\tau}_u = 0{,}07\frac{f_{c28}}{1{,}5} = 0{,}07 \times \frac{25}{1{,}5} = 1{,}16\ MPa$$

$$\tau_u = \frac{13{,}30.10^3}{1000.125} = 0{,}106 MPa$$

$$\tau_u = 0{,}106\ \text{MPa} \leq \bar{\tau}_u = 1{,}16\ \text{MPa} \qquad \text{(c.v)}$$

d. *Vérification à l'Etat Limite de Service:*

La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc on vérifie seulement la condition: $\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b$

Type 1 :

Tableau.III.28. Vérification du ferraillage de l'escalier à l'E.L.S.

	En travées	En appuis
A (cm²)	6,78	6,78
M_{ser} (KN.m)	16,86	9,92
Y (cm)	$100y^2 + 30A.y - 30A.d = 0 \Rightarrow y = 4{,}126$	$100y^2 + 30A.y \quad 30A.d = 0 \Rightarrow y = 4{,}126$
I (cm^4)	$I = \frac{b}{3}y^3 + 15A(d-y)^2 \Rightarrow I = 9472{,}948$	$I = \frac{b}{3}y^3 + 15A(d-y)^2 \Rightarrow I = 9472{,}948$
$\bar{\sigma}_b$ (MPa)	15	
σ_b (MPa)	$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I}.y = 7{,}345$	$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I}.y = 4{,}322$
$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b$	C.V	C.V

Conclusion: les armatures déterminées à l'état limite ultime conviennent.

Type 2 :

Tableau.III.29.Vérification du ferraillage de l'escalier à l'E.L.S.

	En travées	En appuis
A (cm²)	2,01	2,01
M_{ser} (KN.m)	3,67	2,16
Y (cm)	$100y^2+30A.y-30A.d=0 \Rightarrow y=2,460$	$100y^2+30A.y \quad 30A.d=0 \Rightarrow y=2,460$
I (cm⁴)	$I=\frac{b}{3}y^3+15A(d-y)^2 \Rightarrow I=3535,399$	$I=\frac{b}{3}y^3+15A(d-y)^2 \Rightarrow I=3535,399$
$\overline{\sigma}_b$ (MPa)	15	
σ_b (MPa)	$\sigma_b=\frac{M_{ser}}{I}.y=2,55$	$\sigma_b=\frac{M_{ser}}{I}.y=1,50$
$\sigma_b \leq \overline{\sigma}_b$	C.V	C.V

e. *Vérification de la flèche:*

***Type 1* :**

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

$$\frac{h}{L}=\frac{0,15}{3,7}=0,041 \leq \frac{1}{16}=0,0625 \qquad \text{(c.v)}$$

$$\frac{h}{L}=0,041 \geq \frac{M_t}{10M_0}=0,085 \qquad \text{(c.n.v)}$$

$$\frac{A}{b_0.d}=0,005 \leq \frac{4,2}{f_e}=0,0105 \qquad \text{(c.v)}$$

✓ ***Calcul de la flèche:***

On doit passer au calcul des flèches;

M_{ser} = 16,86KN.m ; A=6,78 cm²

$$y=\frac{\frac{b_0.h^2}{2}+\frac{(b-b_0).h_0^2}{2}+15A.d}{b_0.h+(b-b_0).h_0+15A}=7,817\text{cm}$$

$$I=\frac{b_0}{3}\left[y^3+(h-y)^3\right]+\frac{(b-b_o)h_0^3}{12}+h_0(b-b_o)(y-h_0/2)^2+15A(y-d)^2$$

I_0=30506,064 cm⁴

$\rho = \frac{A}{b_0 \cdot d}$ =0.0054; $\beta = 0{,}890$

$\sigma_s = \frac{M_{ser}}{\beta \cdot d \cdot A}$; $\mu = 1 - \frac{1.75 \cdot f_{t28}}{4 \cdot \rho \sigma_s + f_{t28}}$;

$\lambda_i = \frac{0.05 \cdot f_{t28}}{\left(2 + 3 \cdot \frac{b_0}{b}\right)\rho}$ (Déformation instantanée);

λ_v =2/5 λ_i (Déformation de longue durée).

$I_{fi} = 1.1 \frac{I_0}{1 + \lambda_i \mu}$; $I_{fv} = 1.1 \frac{I_0}{1 + \lambda_v \mu}$

Module de déformation longitudinal instantanée $E_i = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}}$

Module de déformation longitudinale de longue durée $E_v = E_i/3$

$f_i = \frac{M_{ser} \cdot L^2}{10.E_i.I_{fi}}$; $f_v = \frac{M_{ser} \cdot L^2}{10.E_v.I_{fv}}$; $\Delta f_t = f_v - f_i$

$f_{adm} = \frac{L}{500} = 0{,}74\,cm$

Tableau.III.30. Valeur de la flèche.

M_{ser}(KN.m)	ρ	σ_s (MPa)	μ	λ_i	λ_v	I_0 (cm^4)	E_i(MPa)
19,337	0,0054	223,526	0,471	3,872	1,17	30506,064	32164,20
E_v(MPa)	I_{fi} (cm^4)	I_{fv} (cm^4)	f_i (mm)	f_v (mm)	Δf (mm)	f_{adm} (mm)	$\Delta f < f_{adm}$
10721,39	11881,357	19400,001	6,0398	11,097	5,057	7,4	cv

Type 2 :

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

$\frac{h}{L} = \frac{0{,}15}{1{,}8} = 0{,}083 \leq \frac{1}{16} = 0{,}0625$ (c.v)

$\frac{h}{L} = 0{,}083 \geq \frac{M_t}{10M_0} = 0{,}085$ (c.n.v)

$\frac{A}{b_0.d} = 0{,}001 \leq \frac{4{,}2}{f_e} = 0{,}0105$ (c.v)

✓ ***Calcul de la flèche:***

On doit passer au calcul des flèches;

M_{ser} =3 ,67KN.m ; A=2,01 cm^2

$$y=\frac{\frac{b_0.h^2}{2}+\frac{(b-b_0).h_0^2}{2}+15A.d}{b_0.h+(b-b_0).h_0+15A}=7{,}598\text{cm}$$

$$I=\frac{b_0}{3}\left[y^3+(h-y)^3\right]+\frac{(b-b_o)h_0^3}{12}+h_0(b-b_o)(y-h_0/2)^2+15A(y-d)^2$$

I_0=28863,898 cm^4

$$\rho=\frac{A}{b_0\cdot d}=0.00161; \qquad \beta=0{,}932$$

$$\sigma_s=\frac{M_{ser}}{\beta\cdot d\cdot A}; \qquad \mu=1-\frac{1.75\cdot f_{t28}}{4\cdot\rho\sigma_s+f_{t28}};$$

$$\lambda_i=\frac{0.05\cdot f_{t28}}{\left(2+3\cdot\frac{b_0}{b}\right)\rho}$$ (Déformation instantanée);

λ_v =2/5 λ_i (Déformation de longue durée).

$$I_{fi}=1.1\frac{I_0}{1+\lambda_i\mu} \quad ; \quad I_{fv}=1.1\frac{I_0}{1+\lambda_v\mu}$$

Module de déformation longitudinal instantanée $E_i=11000\sqrt[3]{f_{c28}}$

Module de déformation longitudinale de longue durée $E_v=E_i/3$

$$f_i=\frac{M_{ser}\cdot L^2}{10.E_i.I_{fi}}; \; f_v=\frac{M_{ser}\cdot L^2}{10.E_v.I_{fv}}; \; \Delta f_t=f_v-f_i$$

$$f_{adm}=\frac{L}{500}=0{,}36\,cm$$

Tableau.III.31. Valeur de la flèche.

M_{ser}(KN.m)	ρ	σ_s (MPa)	μ	λ_i	λ_v	I_0 (cm^4)	E_i(MPa)
3,67	0,0016	165,727	0,182	13,06	5,22	28863,898	32164,20
E_v(MPa)	I_{fi} (cm^4)	I_{fv} (cm^4)	f_i (mm)	f_v (mm)	Δf (mm)	f_{adm} (mm)	$\Delta f<f_{adm}$
10721,39	2297,301	673657,137	0,161	0,016	0,177	3,6	cv

III.4. CALCUL DE LA POUTRE PALIERE:

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

La longueur de la poutre: L = 3,06m

III.4.1. Pré dimensionnement:

La longueur de la poutre: L =3,06m

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

L = 3,06m => $20,4 \leq h \leq 30,6$

=> h = 35 cm

L = 3,06 m => $21 \leq b \leq 35$ => b = 30 cm

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

- ***Vérification des prescriptions du RPA 99 VERSION 2003*:**
  - b = 30 cm ≥ 20 cm. (c.v)
  - h = 35 cm ≥ 30 cm. (c.v)
  - h / b = 1,167 < 4 (c.v)

III.4.2. Charges revenants à la poutre:

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

R_{ult} = 24,740 KN ; R_{ser} = 17,82 KN

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

Poids de double cloison : 1,69×2,44 =4,12 KN/ml

Donc: P_u = 1,35x (2,62+ 4,12) +24,74 = 33,84KN/ml

P_{ser} = (2,62+ 4,12) +17,82 =24,56 KN/ml.

III.4.3. Calcul des efforts:

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

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

$$R_A = R_B = \frac{pl}{2}$$

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

Tableau.III.32. Efforts de la poutre palière.

	T (KN)	Mt (KN.m)	Ma (KN.m)
E.L.U	51,775	13,203	26,405
E.L.S	37,576	9,582	19,164

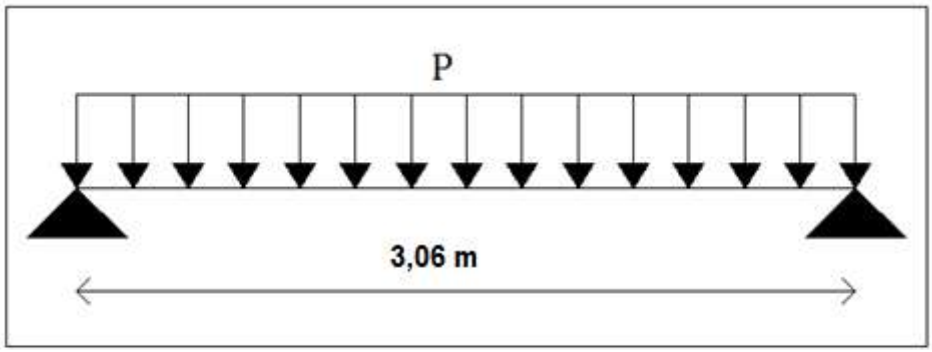
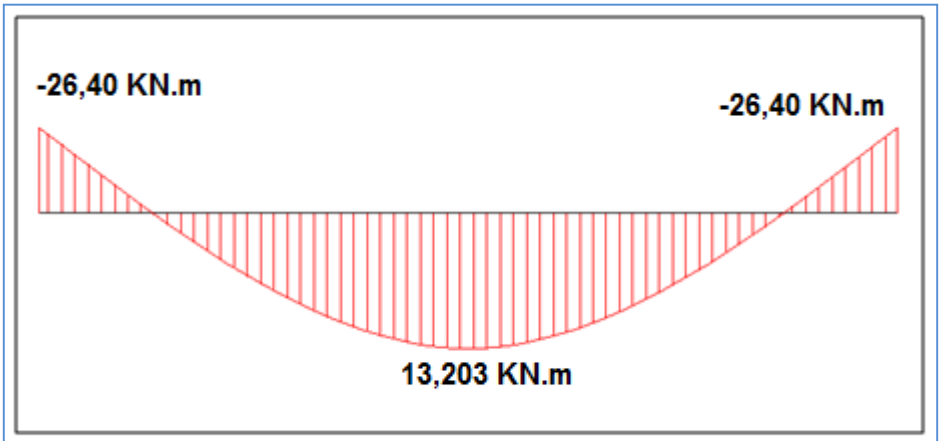


Tableau.III.31. Chargement dans la poutre palière



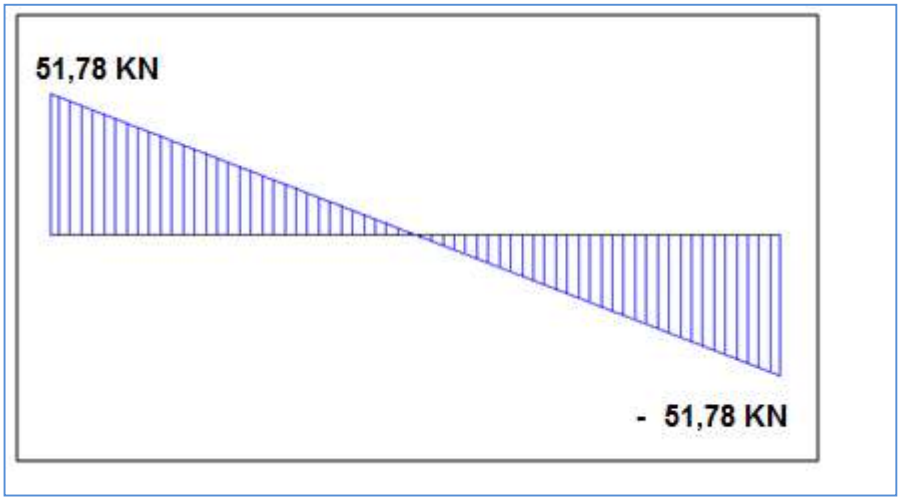


Figure.III.32. Schéma statique des efforts de la poutre palière à l'E.L.U.

III.4.4. Ferraillage de la poutre palière:

- ***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=35cm, d=32,5cm, c=2,5cm, (fissuration peu nuisible)

Tableau.III.33. Ferraillage de la poutre palière.

	M(KN.m)	μ	β	A(cm^2)	Amin (cm^2)	Aadp (cm^2)	A (cm^2)
En travée	13,203	0,029	0,986	1,18	1,05	**3HA12**	3,39
En appuis	26,405	0,058	0,970	2,40	1,05	**3HA12**	3,39

III.4.5. Vérifications:

a. Vérification à ELS :

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

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

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y < \overline{\sigma}_{adm} = 0{,}6\, f_{c28} = 15MPa$$

Tableau.III.34.Vérification des contraintes à l'état limite de service.

	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	9,582	3.39	35370,660	0,270	8,937	2,421	C.V
Appuis	19,164	3.39	35370,660	0,542	8,937	4,842	C.V

Conclusion: les armatures déterminées à l'état limite ultime conviennent.

b. RPA 99 Version 2003:

- A_{min} = 0,5% b×h
- A_{max} = 4% b×h zone courante
- A_{max} = 6% b×h zone de recouvrement

Tableau.III.35.Vérification vis-à-vis RPA99 version2003 de la poutre palière.

	$\sum A(cm^2)$	A min=5,25 cm²	A max=42 cm²	Correction
Travées	6,78	C.V	C.V	**3HA12=**3,39cm²
appuis		C.V	C.V	**3HA12=**3,39cm²

c. Vérification de l'effort tranchant:

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0.d} = \frac{51{,}775\times10^3}{300\times325} 0{,}531\,\text{MPa}$$

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

$$\tau_u = 0{,}531\text{MPa} < \overline{\tau}_u = 3{,}33\,\text{MPa}$$

c.1. Vérification des armatures longitudinales :

$$A = 3{,}39\ \text{cm}^2 \geq \frac{\gamma_s \cdot V_u}{f_e} = \frac{1{,}15 \times 51{,}775 \times 10^3}{400} = 1{,}48\ \text{cm}^2$$

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

$$a = \text{Min}\left[b - c - 2\,;\, 0{,}9d\right] = 29{,}25\ \text{cm}$$

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

$$V_u = 51{,}775\text{KN} \leq 585\text{KN} \quad \text{(cv)}$$

c.3.Vérification au voisinage de l'appui:

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

$$\frac{2 \times 51{,}775 \times 10^3}{300 \times 292{,}5} = 1{,}18 < 0{,}8 \times \frac{25}{1{,}15} = 17{,}39 \quad \text{(c.v)}$$

d. Armatures transversales:

$$\varphi_t \leq Min\left[\frac{h}{35} = 10{,}00\ ;\ \varphi_l = 12\ ;\ \frac{b_0}{10} = 30;\right] = 10{,}00mm$$

$$\varphi_t = 8\ mm$$

$$a_t = \frac{\pi . \varphi_t^{\,2}}{4} = 0{,}502\ cm^2$$

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

$A_t = 2{,}009\ \text{cm}^2$, $A_t = 4\text{HA8} = 2{,}01\ \text{cm}^2$

d.1. Espacement:

On doit vérifier:

$$S_t \leq \overline{S_t} = Min\,[0{,}9d\,;40cm] = 29{,}25\ \text{cm}$$

Avec k =1 (flexion simple) et α=90°

$$S_t \leq \frac{0{,}9A_t.(f_e\ /\ \gamma_s)}{b(\tau_u - 0{,}3\,f_{t28})} = \frac{0{,}9.2{,}01.(400/1{,}15)}{30(0{,}53 - 0{,}3.2{,}1)} \quad \Rightarrow S_t \leq \text{-}209{,}84\ \text{cm}$$

- ✓ **Vérification vis-à-vis** (*Art.7.5.2.2: RPA 99 VERSION 2003*).

$S_t \leq \min [h/4; 12Ø_l]$

$S_t \leq$ Min [8,7; 14,4] = 8,7cm en zone nodale

$S_t \leq h/2 = 17,5$cm en zone courante

On adopte les valeurs suivantes:

- $S_t = 5$cm (zone nodale)

- $S_t = 15$cm (zone courante)

d.2. Section minimale d'armatures transversales:

$$A_t \geq A_{t\,min} = \frac{0,4.b_0.S_t}{f_e}$$

Zone nodale $A_t = 2,00cm^2 \geq A_{min} = \frac{0,4 \times 300 \times 50}{400} = 0,15cm^2$

Zone courante $A_t = 2,00cm^2 \geq A_{min} = \frac{0,4 \times 300 \times 150}{400} = 0,45cm^2$

$A_{t\,min} = 0,003.\ S_t.b \leq A_t$

$0,003.15.30 = 1,35\ cm^2 < 2,01\ cm^2$ (C.V)

$0,003.5.30 = 0,45\ cm^2 < 2,01\ cm^2$ (C.V)

e. Vérification de la flèche:

$$\frac{h}{L} = \frac{35}{306} = 0,114 \geq \frac{1}{16} = 0,0625 \qquad \text{(c.v)}$$

$$\frac{h}{L} = 0,114 \geq \frac{1}{10}\frac{M_t}{M_0} = 0,033 \qquad \text{(c.v)}$$

$$\frac{A}{b_0.d} = \frac{3,39}{30 \times 32,5} = 0.003 \leq \frac{3,6}{f_e} = 0,009 \qquad \text{(c.v)}$$

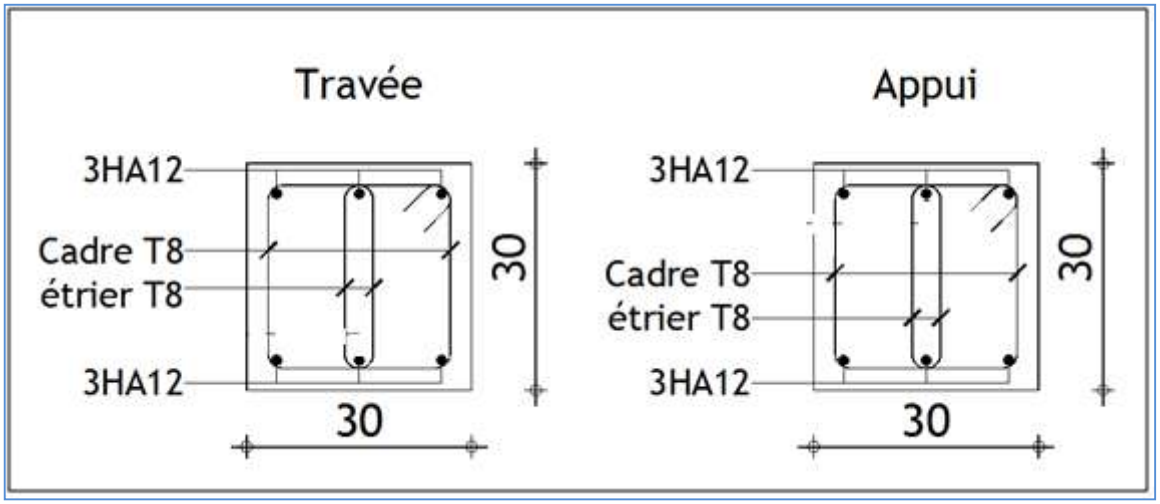


Figure.III.33. Ferraillage de la poutre palière.

III.5. CALCUL DE LA CONSOL:

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

La longueur de la poutre: L = 1,4m

III.5.1. Pré dimensionnement:

La longueur de la poutre: L =1,4m

$L/15 \leq h \leq L/10$; $0,3h \leq b \leq 0,7\ h$

L = 1,4m => $9,33 \leq h \leq 4,66$

=> h = 30 cm

L = 1,4m => $9 \leq b \leq 21$ => b = 30 cm

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

- ***Vérification des prescriptions du RPA 99 VERSION 2003*:**
  - b = 30 cm ≥ 20 cm. (c.v)
  - h = 30 cm ≥ 30 cm. (c.v)
  - h / b = 1,00 < 4 (c.v)

III.5.2. Charges revenants à la poutre:

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

R_{ult} = 13,302 KN ; R_{ser} = 9,603 KN

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

Poids de double cloison : 1,74×2,44 =4,25 KN/ml

Donc: P_u = 1,35x (2,25+ 4,25) +13,302 = 22,077KN/ml

P_{ser} = (2,25+ 4,25) +9,603 =16,103 KN/ml.

III.5.3. Calcul des efforts:

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

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

$$R_A = R_B = \frac{pl}{2}$$

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

Tableau.III.36. Efforts de la poutre palière.

	T (KN)	Mt (KN.m)	Ma (KN.m)
E.L.U	15,45	1,80	3,606
E.L.S	11,27	1,32	2,630

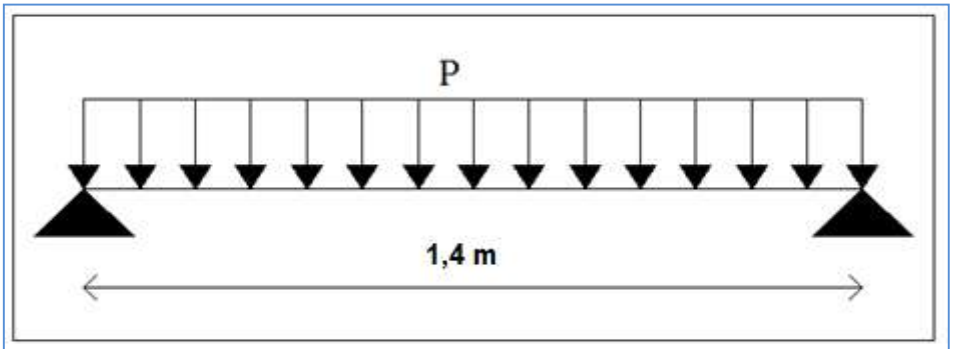
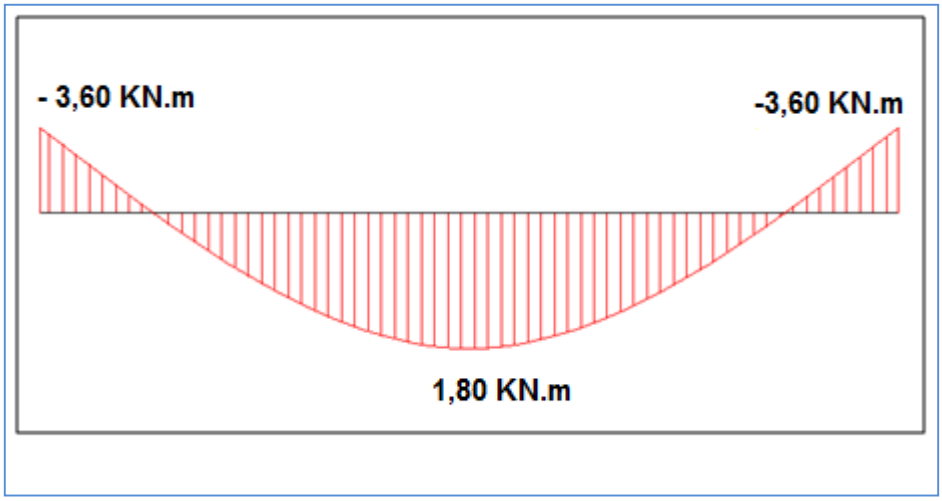


Figure.III.34. Chargement dans la consol.



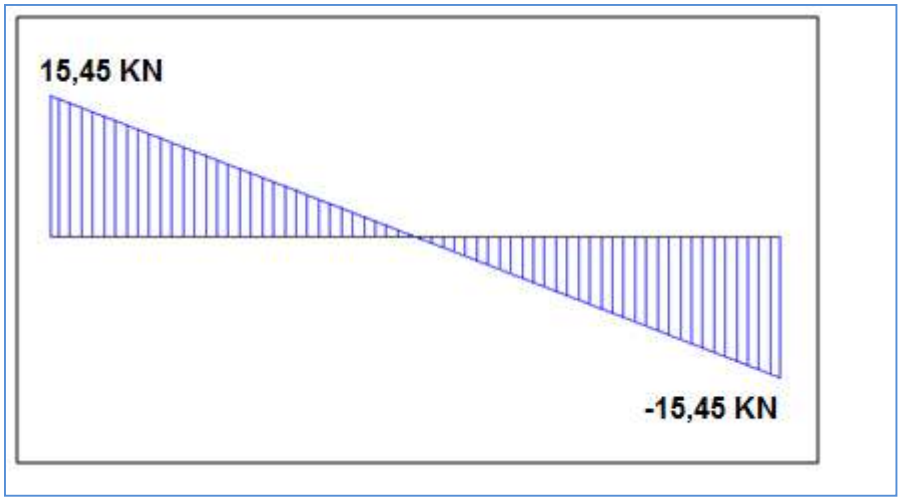


Figure.III.35. Schéma statique des efforts de la poutre palière à l'E.L.U.

III.5.4. Ferraillage de la poutre palière:

- ***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=30 cm, d=27,5cm, c=2,5cm, (fissuration peu nuisible)

Tableau.III.37. Ferraillage de la poutre palière.

	M(KN.m)	μ	β	A(cm^2)	Amin (cm^2)	Aadp (cm^2)	A (cm^2)
En travée	1,80	0,005	0,997	0,18	0,9	**3HA10**	2,35
En appuis	3,606	0,011	0,994	0,38	0,9	**3HA10**	2,35

III.5.5. Vérifications:

f. Vérification à ELS :

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

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

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y < \overline{\sigma}_{adm} = 0{,}6\, f_{c28} = 15MPa$$

Tableau.III.38.Vérification des contraintes à l'état limite de service.

	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	1,32	2.35	18243,186	0,072	6,949	0,503	C.V
Appuis	2,63	2,35	18243,186	0,144	6,949	1,002	C.V

Conclusion: les armatures déterminées à l'état limite ultime conviennent.

g. RPA 99 Version 2003:

- A_{min} = 0,5% b×h
- A_{max} = 4% b×h zone courante
- A_{max} = 6% b×h zone de recouvrement

Tableau.III.39.Vérification vis-à-vis RPA99 version2003 de la poutre palière.

	$\sum A(cm^2)$	A min=4,50 cm^2	A max=36 cm^2	Correction
Travées	4,70	C.V	C.V	**3HA12=**3,39cm^2
appuis		C.V	C.V	**3HA12=**3,39cm^2

h. Vérification de l'effort tranchant:

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0.d} = \frac{15{,}45\times10^3}{300\times275}\,0{,}187\ \text{MPa}$$

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

$$\tau_u = 0{,}187\text{MPa} < \bar{\tau}_u = 3{,}33\ \text{MPa}$$

c.1. Vérification des armatures longitudinales :

$$A = 2{,}35\ \text{cm}^2 \geq \frac{\gamma_s \cdot V_u}{f_e} = \frac{1{,}15\times15{,}45\times10^3}{400} = 0{,}44\ \text{cm}^2$$

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

$$a = \text{Min}\left[b - c - 2\,;\,0{,}9d\right] = 24{,}75\ \text{cm}$$

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

$$V_u = 15{,}45\text{KN} \leq 495\ \text{KN} \quad \text{(cv)}$$

c.3.Vérification au voisinage de l'appui:

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

$$\frac{2\times15{,}45\times10^3}{300\times247{,}5} = 0{,}42 < 0{,}8\times\frac{25}{1{,}15} = 17{,}39 \quad \text{(c.v)}$$

i. Armatures transversales:

$$\varphi_t \leq \text{Min}\left[\frac{h}{35} = 8{,}57\ ;\ \varphi_l = 12\,;\frac{b_0}{10} = 30;\right] = 8{,}57mm$$

$$\varphi_t = 8\ mm$$

$$a_t = \frac{\pi.\varphi_t^{\,2}}{4} = 0{,}502\ cm^2$$

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

$A_t = 2{,}009\ \text{cm}^2$, $A_t = 4\text{HA8} = 2{,}01\ \text{cm}^2$

d.1. Espacement:

On doit vérifier:

$S_t \leq \overline{S_t} = Min\,[0{,}9d;40cm] = 24{,}75$ cm

Avec k =1 (flexion simple) et α=90°

$S_t \leq \dfrac{0{,}9A_t.(f_e/\gamma_s)}{b(\tau_u - 0{,}3f_{t28})} = \dfrac{0{,}9.2{,}01.(400/1{,}15)}{30(0{,}187 - 0{,}3.2{,}1)} \Rightarrow S_t \leq$ -47,368 cm

- ✓ **Vérification vis-à-vis**(*Art.7.5.2.2: RPA 99 VERSION 2003*).

$S_t \leq$ min [h/4; 12Ø$_l$]

$S_t \leq$ Min [7,5; 14,4] = 7,5cm en zone nodale

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

On adopte les valeurs suivantes:

- S_t = 5cm (zone nodale)
- S_t = 15cm (zone courante)

d.2. Section minimale d'armatures transversales:

$A_t \geq A_{t\,min} = \dfrac{0{,}4.b_0.S_t}{f_e}$

Zone nodale $A_t = 2{,}00cm^2 \geq A_{min} = \dfrac{0{,}4\times 300\times 50}{400} = 0{,}15cm^2$

Zone courante $A_t = 2{,}00cm^2 \geq A_{min} = \dfrac{0{,}4\times 300\times 150}{400} = 0{,}45cm^2$

$A_{t\,min} = 0{,}003.S_t.b \leq A_t$

0, 003.15.30=1,35 cm^2<2,01 cm^2 (C.V)

0, 003.5.30=0,45 cm^2<2,01 cm^2 (C.V)

j. Vérification de la flèche:

$\dfrac{h}{L} = \dfrac{30}{140} = 0{,}214 \geq \dfrac{1}{16} = 0{,}0625$ (c.v)

$$\frac{h}{L} = 0{,}214 \geq \frac{1}{10}\frac{M_t}{M_0} = 0{,}033 \qquad \text{(c.v)}$$

$$\frac{A}{b_0.d} = \frac{2{,}35}{30 \times 27{,}5} = 0.002 \leq \frac{3{,}6}{f_e} = 0{,}009 \qquad \text{(c.v)}$$

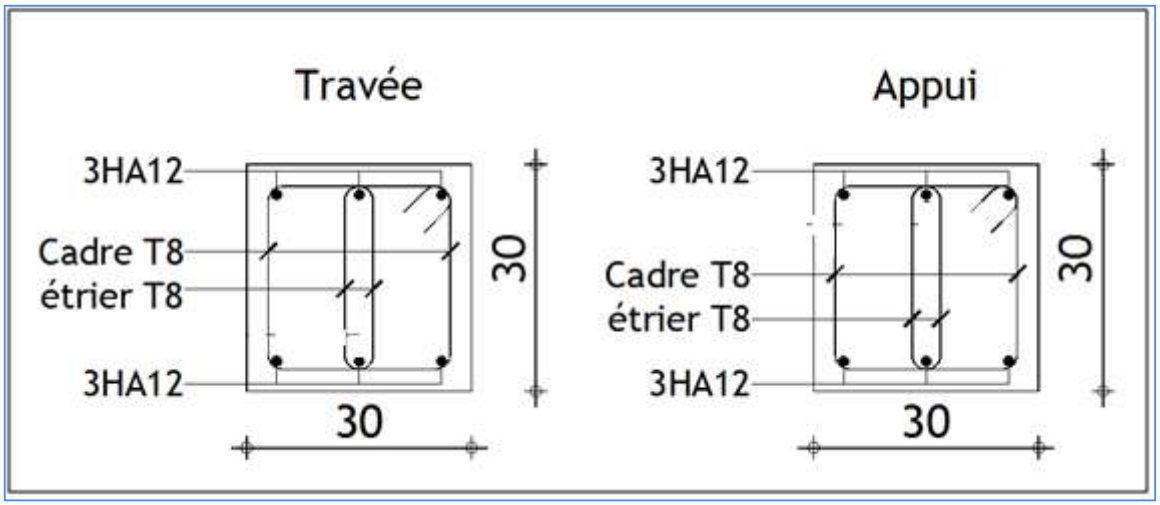


Figure.III.36. Ferraillage de la poutre palière.

III.6 LES DALLES PLEINES :

III.6.1 Definition :

Une dalle pleine est un élément à contour généralement rectangulaire dont les appuis peuvent être continus (poutres, voiles ou murs maçonnés) ou ponctuels (poteaux).

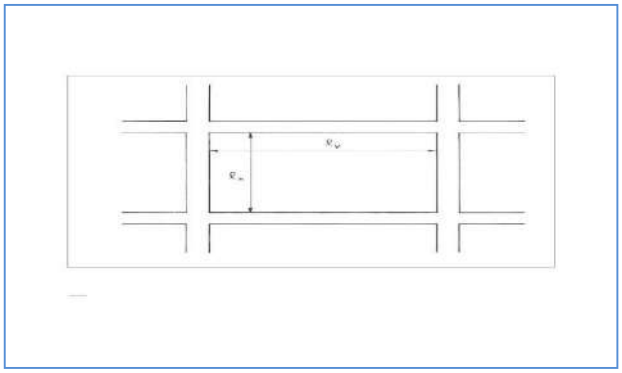


Figure.III.37. Dalle pleine.

III.6.2.Méthode de calcul :

Les treillis soudés sont déterminés à partir des moments isostatiques au centre de la dalle Mx et My, correspondant respectivement aux sens Lx et Ly et évalué pour des bandes de 1 m de largeur.

Ces moments doivent être déterminés pour la combinaison d'actions la plus défavorable, c'est-à-dire:

A l'état-limite ultime	**1.35G+1.5Q**
A l'état-limite de service	**G+Q**

On distingue 2 types :
- Type 1 : dalle pleine triangulaire encastrée sur3 cotés de (4*3.56*5.33) m²
- Type 3 : dalles pleines rectangulaires encastrées sur 3 cotés de (1.15*3.06)m²

On va étudier les trois cas par la méthode des lignes de rupture, puis on adopte les moments les plus défavorables pour ferrailler.
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.

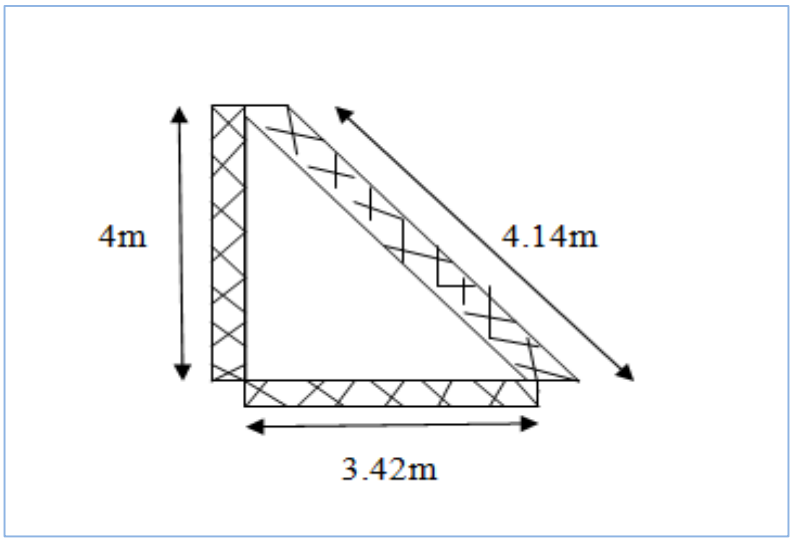


Figure.III.38. Dalle pleine triangulaire encastrée sur 3 cotés .

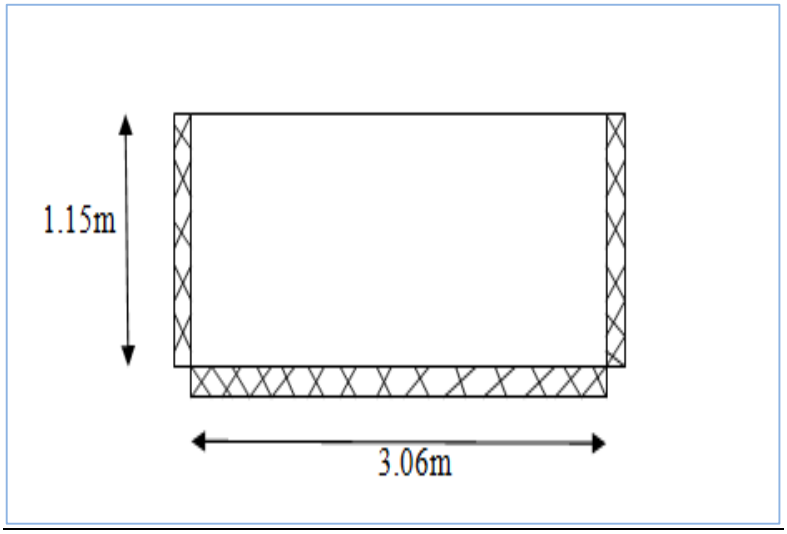


Figure.III.39. Dalle pleine rectangulaire encastrée sur 3 cotés

III.6.3. Exposé de la méthode de ligne de rupture

III.6.3.1.Principe de calcul :

La méthode des lignes de rupture est une méthode de détermination des moments de flexion pour les panneaux de dalles pleines valable pour touts le cas de charges, touts les types d'appuis et toutes les formes géométriques possibles.
Le principe de calcul se base sur la théorie du travail virtuel qui consiste à assurer l'équilibre statique du point de vue travail tel que Σ travaux=0.
Les travaux sont de 2 types, on appellera travail externe (Text) qui est le produit de la force et le déplacement. On appellera travail interne (Tint) qui est le produit du moment et la rotation (θ).

a) travail externe :
Il est fonction de la charge, les dimensions du panneau de la dalle, de la flèche maximale.
T_{ext} = P. f (cas d'une charge concentrée).
T_{ext}= Σ q .y .ds =q .S.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. L. θ.
Avec :
M : Moment de flexion.

L : Projection de la ligne de rupture sur l'axe de rotation
θ: Angle de rotation.
Le principe de l'état d'équilibre consiste à poser : Σ Text = Σ Tint.

III.6.3.2.Hypothèses de calcul :

Pour pouvoir déterminer les fissures (lignes de rupture) dans la dalle, on se base sur les hypothèses de calcules suivantes :
1/ la ligne de rupture divise la dalle en plusieurs régions appelées régions rigides et elles sont supposées rester planes après déformation.
2/ les lignes de rupture sont des lignes droites et se terminent toujours sur le pourtour de la dalle.
3/ la ligne de rupture entre 2 régions rigides doit passer par l'intersection des axes de rotation de ces régions.
4/l'axe de rotation se trouve toujours le long du support (appuis).
5/on schématise :
*un coté libre par trait continu.
*un appui simple par un trait continu contenant des hachures.
*un encastrement par un trait continu contenant des doubles hachures.
6/on appelle :
* ligne de rupture(+) la fissure provoquée par un moment (+).
* ligne de rupture(-) la fissure provoquée par un moment (-).
7/*la ligne de rupture(+) est schématisée par un trait continu de zig-zig.
* la ligne de rupture(-) est schématisée par un trait discontinu.

III.6.4. Calcul des actions :

Les résultats de calcul sont :

❋ **Pour le triangle : administration**

Tableau.III.40. Les actions sur les dalles

	G (KN/m)	Q (KN/m)	P (KN/m)
ELU	6.72	2.5	12.823
ELS			9.22

❋ **Pour le rectangle : habitation**

Tableau.III.41. Les actions sur les dalles

	G (KN/m)	Q (KN/m)	P (KN/m)
ELU	6.72	1.5	11.633
ELS			8.22

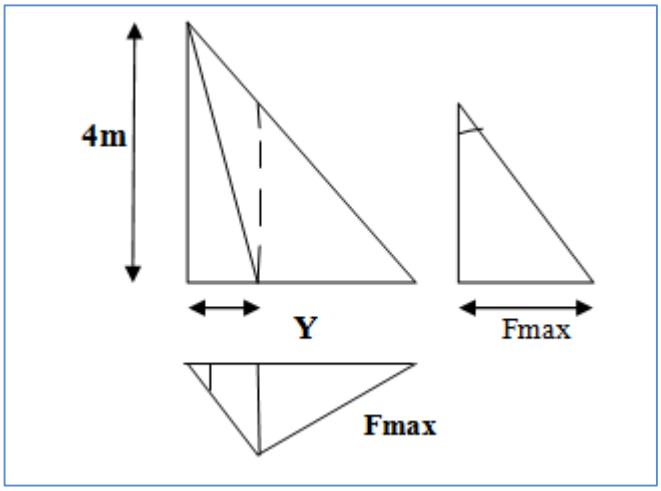


Figure.III.40. Dalle pleine triangulaire encastrée sur 3 cotés .

Element	Air de chargement	Déplacement de CG	Travail externe pour une charge (p_u)
1	4y/2	f/3	0.66f.y
2	6.84-4y/2	f/3	(6.84-2/3y).f
		Σ	6. 84 f

Tableau.III.42. Les valeurs de travail externe

Element	Moment de rupture	Longueur L	Rotation θ	Travail interne=M.L. θ
1	M	4	f/Y	4M.F/y
	0.8M	4	F/Y	3.2M.f/y
2	0.75 M	y	f/ (4-1.17y)	(0.75/(4-1.17y))M.f
	M	4	F/ (3.42-Y)	2.957M.f
			Σ	((0.75/4-1.17y)+(4/3.42 -y)+(7.2/y)).Mf

Tableau.III.43. Les valeurs de travail interne

Σ Travaux externes = Σ Travaux internes

6.84 f = ((0.75/4-1.17y)+(4/3.42-y)+(7.2/y)).M.f

$$M = \frac{6.84}{\left(\frac{0.75}{4-1.17y}\right)+\left(\frac{4}{3.42-y}\right)+\left(\frac{7.2}{y}\right)} \Longrightarrow \quad \frac{dM}{dy} = \frac{d\left(\frac{-16.304\,y+71.99}{-1.17\,y^2-0.0014\,y+13.68}\right)}{dy}$$

Avec $0 < y < 3.42 \Longrightarrow M = 1.935$ (KN.m)

III.6.5.Calcul du 2ème type de rupture de la dalle:

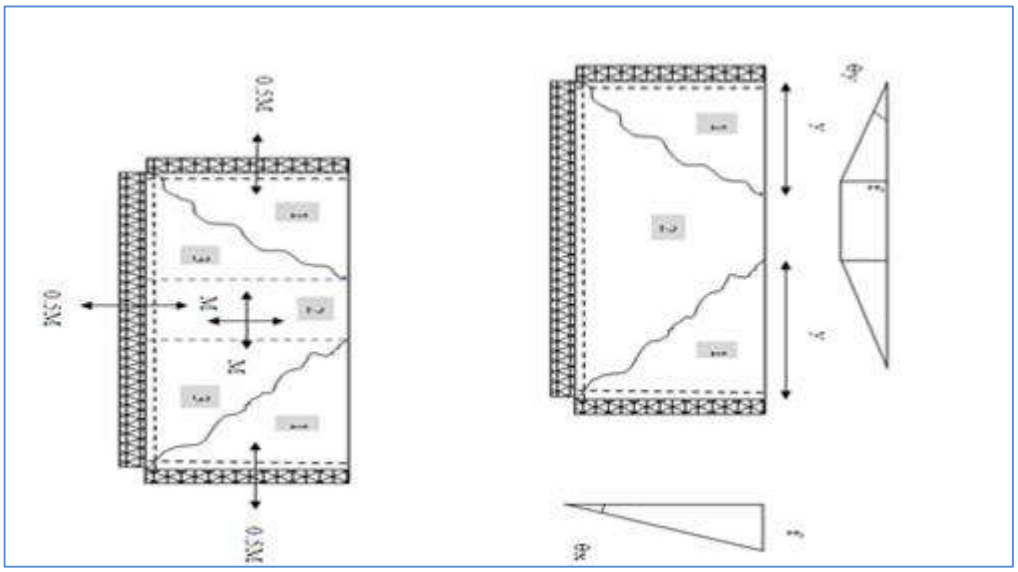


Figure.III.41. Dalle pleine rectangulaire encastrée sur 3 cotés

ELU :

Tableau.III.44. Les différentes étapes de calcul sur la dalle de type 2

Element	Aire de chargement	Deplacement de CG	Travail extreme
1	1.2* y/2	f/3	0.2f.y.f
2	1.2*y	f/3	0.4 y.f
	(3.06-2*y)*1.2	f/2	(21.36-13.959)f
3	1.2*y/2	f/3	0.2f.y
		Σ	(21.358-4.653y) f

Tableau.III.45. Les valeurs de travail interne

Eléments		Moment de rupture M	Longueur L	Rotation	Travail interne= M.L.θ
1	+	M	1,2	f/y	1.2M.f/y
	-	0 ,5M	1,2	f/y	0.6M.f/y
2	+	M	2Y	f/1.2	1.66M.f.y
	-	M	3,06	f/1.2	2.55M.f

3	**+**	M	1,2	f/y	1.2M.f/y
	-	0,5M	1,2	f/y	0.6M.f/y
				Σ	(3.6+4.22)y.M.f

Σ travaux externes =Σ travaux internes

(21.358-4.653y) f = (3.6+4.22) y.M.f $\Longrightarrow$ $M = \frac{(21.358-4.653y)}{(3.6+4.22)\,y}$

$x = \frac{dM}{dy}$ = 0 < y < 1.53

Y=0.757 (cv)

$\Longrightarrow$ M=3.013 (KN/m).

III.6.6. Calcul du ferraillage:

Tableau.III.46. Les caractéristiques de calcul

Béton	***f*c28=25 MPa**	**γb = 1.5**	**σbc = 14.2 MPa**	**e=1.5 cm**
	***f*t28=2.1 MPa**	**b = 100 cm**	**h= 15 cm**	
Acier	**FeE400**	**fe=400Mpa**	**γs = 1.15**	**σs = 348 MPa**

Type 1 :

Tableau.III.47. Les caractéristiques de calcul

	Moment en travée (KN.m)	**Moment à l'appui (KN.m)**	**L'effort tranchant max (KN)**
E.L.U	2.244	1.122	6.9795
E.L.S	1.630	0.815	/

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

Øp ≤ h/10 =15/10 =1.5 cm, On adopte alors Ø=10 m.

Tableau.III.48. Calcul de ferraillage

	Mu (kN.m)	**u**	**β**	**A (cm²)**	**Amin (cm²)**	**A choisi**	**A> Amin**
Travée	2.244	0.009	0.966	0.521	1.8	3.14	**cv**
Appuis	1.122	0.004	0.981	0.252	1.8	3.14	**cv**

❖ **Vérification à l'E.L.S :**

TYPE 1 :

Tableau.III.49.Vérification à L'ELS

	Mser(kN)	Бb adm (MPa)	y1 (cm)	IG (cm)	K(N/cm)	Бb(MPa)	Бb < Бb adm
Travée	1.630	15	2.826	5778.102	0.0282	0.7972	CV
Appuis	0.810	15	2.826	5778.102	0.0141	0.3986	CV

❖ **Condition d'espacement :**

Tableau.III.50. Calcul de l'espacement

nombre de barre	b (cm)	h (cm)	St=cm	St max (cm)	St min (cm)	st (min≤st)	st≤st max
4	120	15	30	33	2.5	CV	CV

❖ **Armature s de répartitions :**

Tableau.III.51. Calcul des armatures de répartitions

Arep=A	Qrep=Q	*Nombre de barre*	St rep	St max	St min (cm)	St min<St	St<St max
3.14	4HA10	4	30	45	2.5	CV	CV

❖ **Vérification d'effort tranchant :**

$$T = \frac{P*Lx}{2} = \frac{11.632 * 1.2}{2} = 6.9795 \text{ KN.}$$

$$\tau u = \frac{T}{b*d} = \frac{6.9795}{1.2 * 13} = 0.05368 \text{ MPa}$$

$$\text{Et} \quad \tau u = \frac{0.07*fcj}{\gamma b} = \frac{0.07*25}{1.5} = 1.16 \text{ MPa.}$$

$\Longrightarrow$ Vu<Vu barre.

Tableau.III.52. Calcul de l'effort tranchant

Tmax	Vu barre	Vu (MPa)	Vu<Vu barre
6.9795	1.1666	0.05368	CV

❖ **Vérifications préliminaires de la flèche :**

$$T = \frac{Pu*Lx}{8} = \quad (KN.m)$$

Tableau.III.53. Vérification de flèche de la dalle

1ere condition			2eme condition		
h /Lx	Mt/ (20 Mx)	h /Lx≥M	P=At/ (b*d)	2/fe (MPa)	P≤ 2/fe
4.9019	0.0425	CV	0.0025	0.005	CV

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

CHAPITRE IV

ETUDE DYNAMIQUE

IV.1.INTRODUCTION :

L’étude dynamique consiste à étudier le comportement de la structure sous l’action sismique. Cette dernière nécessite initialement la création d’un modèle de calcul qui représente le mieux notre structure. Ce modèle est ensuite introduit dans un code de calcul afin de déterminer les caractéristiques dynamiques de la structure.

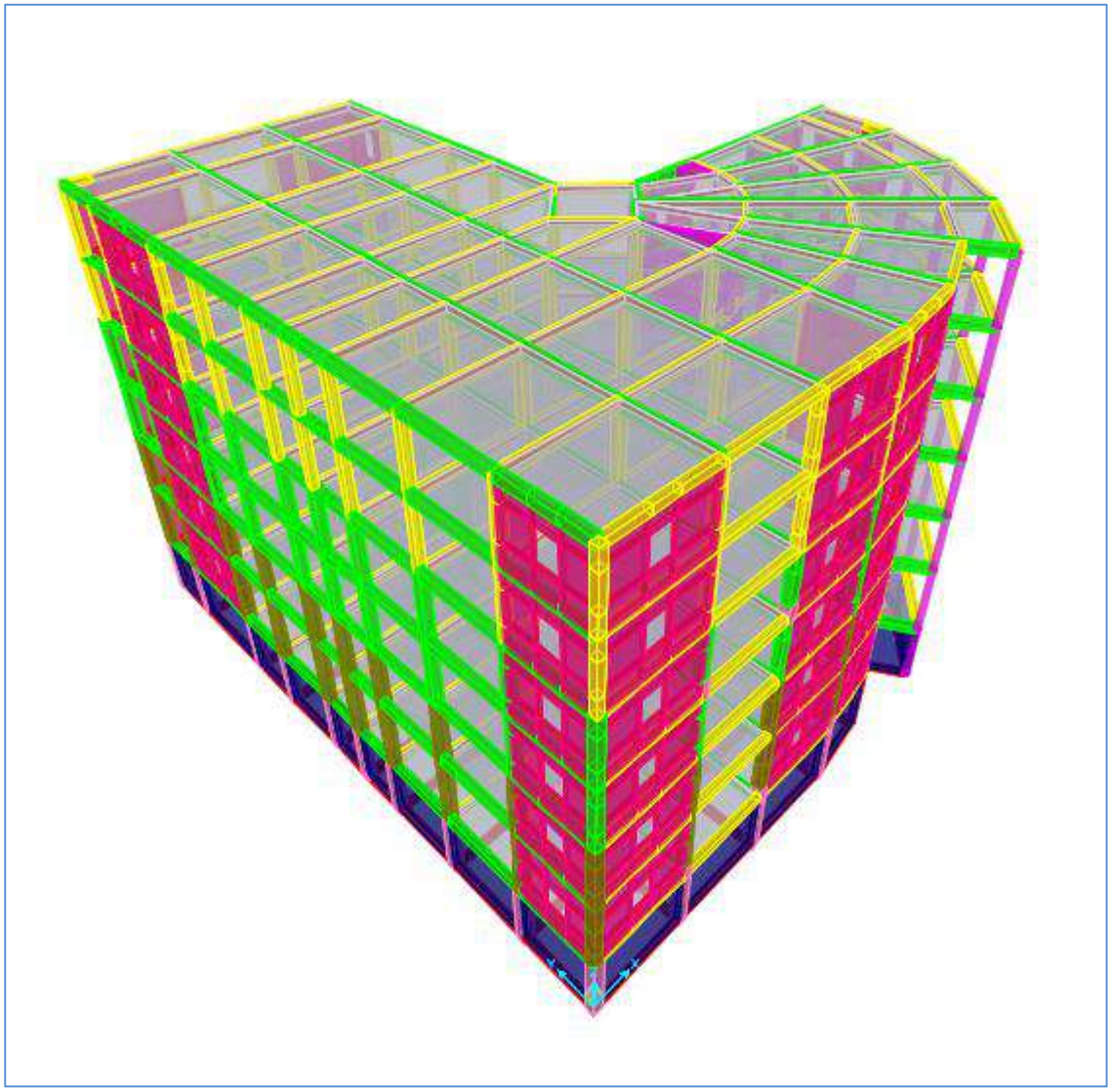


Figure.IV.1. Vue en 3D de la structure

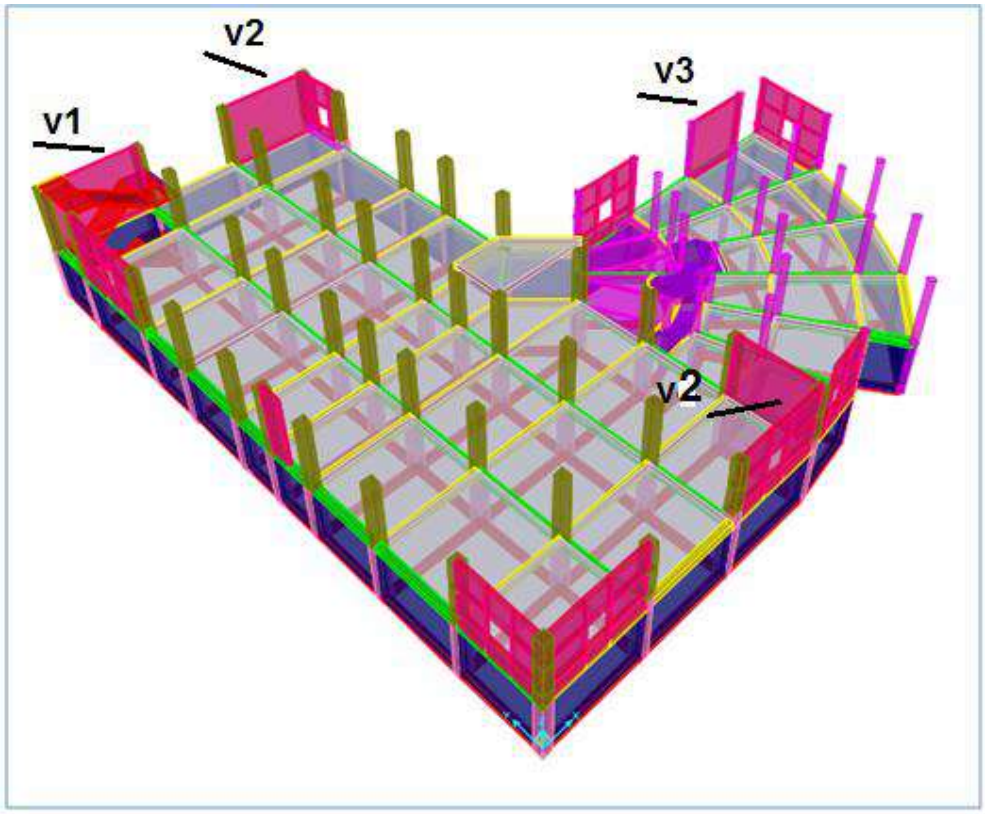


Figure.IV.2. Disposition des voiles

IV.2.CARACTERISTIQUE GEOMETRIQUE DE LA STRUCTURE :

Les caractéristiques géométriques qui interviennent dans l'évaluation des efforts horizontaux d'origine sismique sont :

- Le centre de Masse (C_G).
- Le centre de Torsion (C_R).

IV.2.1.Centre de masse :

Les masses sont considérées comme concentrées au niveau des planchers, il est donc nécessaire de connaître les centres de masse qui représentent les points d'application des forces sismiques latérales.

Le centre de masse sera déterminé pour chaque niveau en considérant tous les éléments qui ont une influence sur la stabilité du bâtiment : (poteaux, poutres, murs, escaliers, voiles…) ; on utilise les formules suivantes :

$$\begin{cases} X_G = \frac{\sum Wi * Xi}{\sum Wi} \\ Y_G = \frac{\sum Wi * Yi}{\sum Wi} \end{cases} \text{.....(N°1)}$$

Ou :

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

0 m.

Lx=32,24 m

Ly=33,26 m.

Les résultats de centre de masse pour chaque niveau sont représentés dans le tableau suivant :

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

Etage	$\sum W_i(KN)$	$\sum W_i.X_i$	$\sum W_i.Y_i$	$X_G(m)$	$Y_G(m)$
5ème	6850,19	84873,85	98026,22	12,39	14,31
4ème	8121,07	102406,69	116131,30	12,61	14,30
3ème	8191,31	102719,03	117791,04	12,54	14,38
2ème	8240,36	103086,90	120990,26	12,51	14,39
1er	8407,94	104342,54	121999,21	12,41	14,51
RDC	8866,81	109859,78	128746,08	12,39	14,52
Sous-sol	9548,40	118113,71	138547,28	12,37	14,51

IV.2.2.Centre de torsion :

Dans le plan horizontal,c'est le point à travers lequel, si on applique une force horizontale ne se produit qu'un mouvement de translation sans rotation du plancher.

Pour chaque étage on détermine le centre de torsion du plancher, en tenant compte des éléments de contreventements : poteaux et voiles.

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

Pour diminuer ce risque on envisage la disposition de refends en béton armé avec interaction avec les portiques comme système de contreventement.

Les coordonnées du centre de torsion sont données par la formule suivante :

$$\begin{cases} X_R = \dfrac{\sum I_{yi} * Xi}{\sum I_{yi}} \\ Y_R = \dfrac{\sum I_{xi} * Yi}{\sum I_{xi}} \end{cases}$$

Ou :

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

IV.2.2.1. Calcul des moments d'inertie des éléments résistants:

A. les poteaux:

Un poteau est un élément vertical résistant dans la structure. Il est considéré comme un élément élancé, ses dimensions transversales sont négligeables par rapport à sa largeur.

Donc, chaque poteau à une certaine rigidité:

$K_{x\,ou\,y} = \dfrac{12E.I_{x\,ou\,y}}{L^3}$, le poteau est supposé encastré aux extrémités.

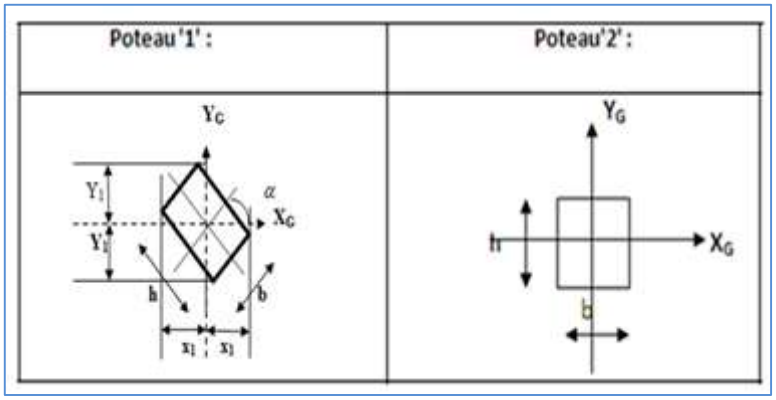
- E: module de Young.
- $I_{x,y}$: moment d'inertie de la section transversale par rapport à " ox " et / ou " oy ".
- L: longueur du poteau.

✓ ***Moment d'inertie:*** Comme on a deux types de poteaux, on utilise les formules du moment d'inertie, suivants:

- Pour les poteaux '2' : $I_X = \dfrac{bh^3}{12}$; $I_Y = \dfrac{hb^3}{12}$
- Pour les poteaux '1' :

$I_X = \dfrac{bh}{12}\left(h^2 \times \cos^2(\alpha) + b^2 \times \sin^2(\alpha)\right)$

$I_y = \dfrac{bh}{12}\left(h^2 \times \sin^2(\alpha) + b^2 \times \cos^2(\alpha)\right)$



Le centre de torsion pour chaque étage est résumé dans le tableau suivant :

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

Niveau	Inertie et centre d'inertie				Masse et centre de Masse		
Niveau (m)	∑ Ix (m4)	∑ Iy (m4)	XR (m)	YR (m)	Masse.g (kN)	XG (m)	YG (m)
24.48	5.485E+05	6.022E+05	14.075	11.618	6850.194	12.393	14.309
21.08	1.355E+06	8.612E+05	14.381	10.464	8121.066	12.608	14.300
17.68	1.983E+06	1.488E+06	14.100	11.073	8191.309	12.535	14.377
14.28	2.808E+06	2.272E+06	14.325	11.273	8240.356	12.505	14.392
10.88	4.587E+06	3.784E+06	13.953	11.645	8407.944	12.406	14.505
7.48	8.467E+06	5.676E+06	13.825	11.696	8866.812	12.390	14.522
3.4	6.748E+07	7.498E+07	14.230	11.697	9548.396	12.373	14.510

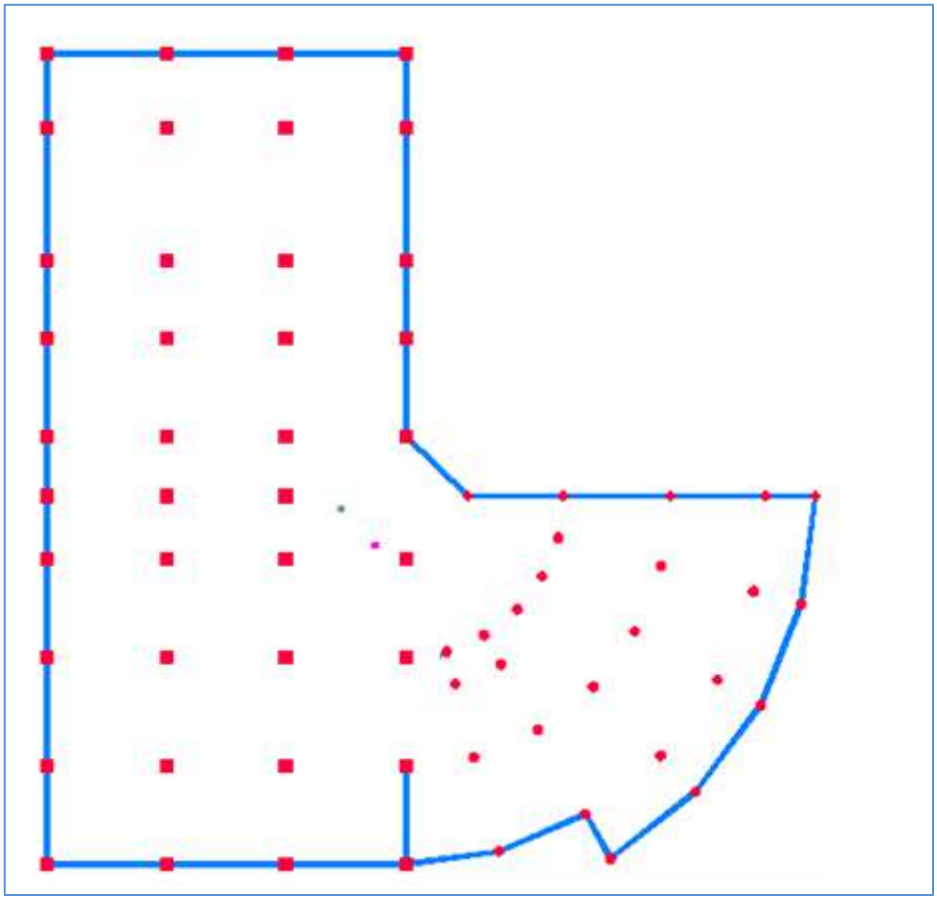


Figure IV.3. Excentricité théorique

IV.2.3.Excentricité :

IV.2.3.A. Excentricité statique :

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

$$\begin{cases} e_x = | X_G - X_t | \\ e_y = | Y_G - Y_t | \end{cases}$$

Les valeurs de l'excentricité statique sont

représentés dans le tableau suivant :

Tableau.IV.3. Calcul de l'excentricité statique.

Etage	X_R (m)	Y_R (m)	X_G (m)	Y_G (m)	E_x (m)	E_y (m)
5ème	14,08	11,62	12,39	14,31	1.682	2.691
4ème	14,38	10,47	12,61	14,30	1.773	3.836
3ème	14,10	11,07	12,54	14,38	1.565	3.304
2ème	14,33	11,27	12,51	14,39	1.820	3.119
1er	13,95	11,65	12,41	14,51	1.547	2.860
RDC	13,83	11,70	12,39	14,52	1.435	2.826
Sous-sol	14,23	11,70	12,37	14,51	1.857	2.813

IV.2.3.B. Excentricité accidentelle :(*Art.4.2.7: RPA 99 VERSION 2003*)

Pour toutes les structures comportant des planchers ou diaphragmes horizontaux rigides dans leur plan, on supposera qu'à chaque niveau et dans chaque direction, la résultante des forces horizontales a une excentricité par rapport au centre de torsion égale à la plus grande des deux valeurs :

- 5% de la plus grande dimension du bâtiment à ce niveau (cette excentricité doit être prise en considération de part et d'autre du centre de torsion).
- Excentricité théorique résultant des plans.

$$\begin{cases} Ex = 0{,}05.\,Lx \\ Ey = 0{,}05.\,Ly \end{cases}$$

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

Tableau.IV.4. Calcul d'excentricité.

Etage	L_x (m)	L_y (m)	E_x (m)	E_y (m)
5ème	32,24	33,26	1,61	1,66
4ème	32,24	33,26	1,61	1,66
3ème	32,24	33,26	1,61	1,66
2ème	32,24	33,26	1,61	1,66
1er	32,24	33,26	1,61	1,66

RDC	32,24	33,26	1,61	1,66
Sous-sol	32,24	33,26	1,61	1,66

IV.3.CHOIX DE LA METHODE DE CALCUL :

IV.3.1.Introduction :

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

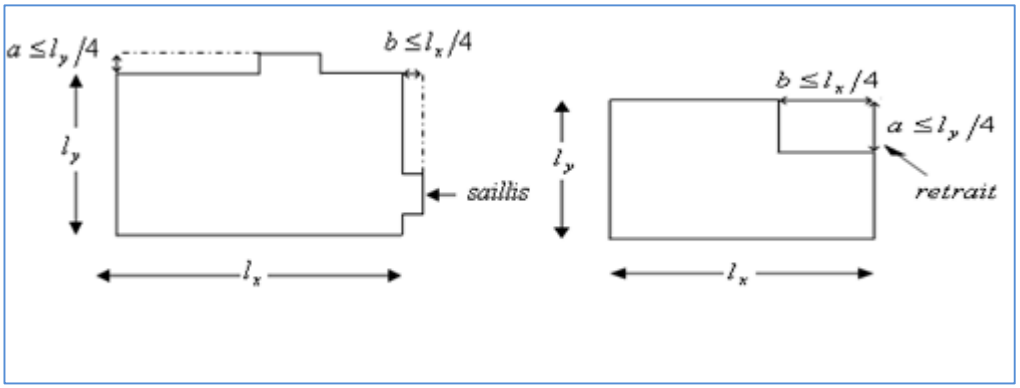
- Méthode statique équivalente.
- Méthode d'analyse modale spectrale.
- Méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

IV.3.2.Conditions d'application de la méthode statique équivalente :

1. En **zone III** le bâtiment ou bloc étudier à une hauteur au plus égale à : 30m **(C.V)**

   Pour notre projet, les conditions d'application de la méthode statique équivalente ne sont pas toutes vérifiées. Donc selon le RPA 99 v2003 [Art 4.1.2], on doit faire le calcul dynamique avec la méthode d'analyse modale spectrale. (Le calcul se fait par le logiciel d'analyse "**SAP2000.v17**")

a)Régularité en plan :



- Dans notre cas on a un retrait ou « *a* et *b* » sont supérieurs à $\frac{1}{4}$ de L_x et L_y**(N.V).**

b) Régularité en élévation :

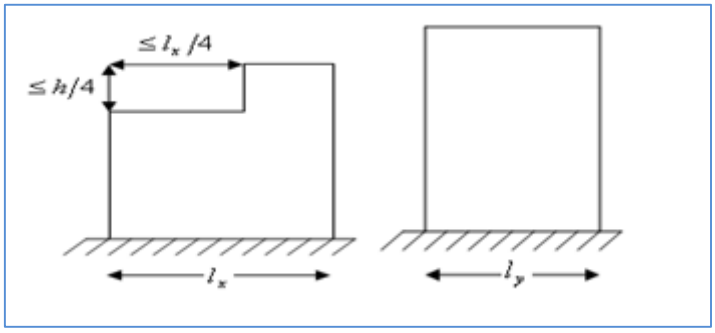


Figure .IV.4. Régularité en plan et en élévation .

- **(C.V)** car on n'a pas des retrait en élévation

2. La configuration de bloc étudié est irrégulière. (En zone sismique III, groupe d'usage 2, H_t=24,48 m <17 m **(N.V)**

✓ Donc, selon (*Art. 4. 1. 2: RPA 99 VERSION 2003*), les conditions d'application de la Méthode statique équivalente ne sont pas toutes vérifiées et un calcul sismique avec analyse modale (la méthode d'analyse modale spectrale) doit être mené.

La modélisation de la structure a été faite moyennant le logiciel de calcul et d'analyse des structures aux éléments finis **'SAP 2000 '**.

IV.3.3. Méthode dynamique modale spectrale :

IV.3.3.1. Principe :

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

IV.3.3.2.Modélisation :

Le modèle choisi dans la modélisation sur le ROBOT est le modèle du nœud maître basé sur la théorie du plancher rigide. Le mouvement de ce dernier est donnés par le mouvement du nœud maître, les autres nœuds du même plancher sont emportés par le mouvement du nœud maître et sont appelés nœuds esclaves.

IV.3.3.3.Le spectre de réponse de calcul : [1]

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

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

a. Coefficient d'accélération A : *[Modificatifs et compléments aux RPA99].*

Tableau.IV.5. Coefficient d'accélération de zone **A**.

Zone	groupe 1A	groupe 1B	groupe 2	groupe 3
III	0,40	0,30	**0,25**	0,18

b. facteur de correction d'amortissement η:

$\eta=\sqrt{7/(2+\xi)}$ ξ = 7 % (*R.P.A 99 VERSION 2003. tab. 4.2*).

Avec remplissage dense → η = 0,882

c. coefficient de comportement R : (*R. P. A 99 VERSION 2003. tab. 4. 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 (**SAP 2000v17**) qui sont données ci-après.

❖ ***SENS X :***

Tableau.IV.6. Comportement R suivant X.

Niveau (m)	Sollicitations dues aux charges verticales		Sollicitations dues aux charges horizontales	
	$N_{z.(poteau)}$ (%)	$N_{z.(voile)}$ (%)	$T_{x.(poteau)}$ (%)	$T_{x.(voile)}$ (%)
24.48	83.930	16.070	24.945	65.055
21.08	85.531	14.469	20.699	79.301
17.68	85.386	14.614	20.679	79.321

14.28	85.280	14.720	15.552	84.448
10.88	85.827	14.173	15.706	84.294
7.48	86.086	13.914	7.049	92.951
3.40	79.656	20.344	2.291	97.709

SENS Y :

Tableau.IV.7. Comportement R suivant Y

Niveau (m)	Sollicitations dues aux charges verticales		Sollicitations dues aux charges horizontales	
	$N_{z.(poteau)}$ (%)	$N_{z.(voile)}$ (%)	$T_{y.(poteau)}$ (%)	$T_{y.(voile)}$ (%)
24.48	85.749	14.251	24.887	49.113
21.08	87.647	12.353	23.716	66.284
17.68	88.784	11.216	21.506	65.494
14.28	89.076	10.924	20.955	73.045
10.88	89.947	10.053	17.176	71.824
7.48	90.195	9.805	13.524	86.476
3.40	77.248	22.752	2.062	97.938

d. facteur de qualité Q : (*R.P.A 99 VERSION 2003. tab. 4.4*).

Le facteur de qualité est égal à 1' additionné à la somme de 6 pénalités selon que les critères de qualité sont satisfaits ou non :

$$Q = 1 + \sum_{}^{6} P_q$$

Ces pénalités sont rappelées dans le tableau suivant :

Tableau.IV.8. détermination du facteur de qualité Q.

Critère q	**p_q**	
	Suivant x	**Suivant y**

	Observé	N.observé	Observé	N.observé
1. Conditions minimales sur les files de contreventement	oui	0	Oui	0
2. Redondances en plan	oui	0	oui	0
3. Régulation en plan	Non	0,05	Non	0,05
4. Régulation en élévation	Oui	0	Oui	0
5. Contrôle de la qualité des matériaux	Oui	0	Oui	0
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	Oui	0	Oui	0
Σ	0,05		0,05	

En récapitulant les résultats on trouve : $Q_X = 1 + 0{,}05 = 1{,}05$
$Q_Y = 1 + 0{,}05 = 1{,}05$

e. périodes caractéristiques : (*R.P.A 99 VERSION 2003. tab. 4.7*).

$$\left.\begin{array}{l} T_1 = 0{,}15\,\text{s} \\ T_2 = 0{,}50\,\text{s} \end{array}\right\} \text{site S3.}$$

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

Ce spectre enveloppe de la pseudo-accélération n'est représentatif d'aucun mouvement sismique réel mais donnera la réponse la plus défavorable du système.

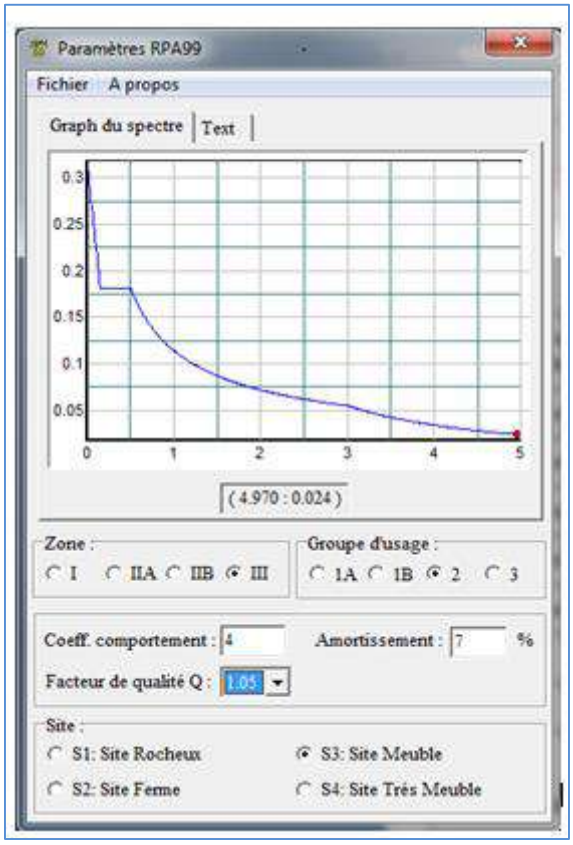


Figure 5. détermination du facteur de qualité Q.

IV.4. RESULTATS ET VERIFICATION DE L'ANALYSE DYNAMIQUE :

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

- Vérification de comportement des trois premiers modes.
- Vérification de participation massique.
- Vérification de la période.
- 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.
- Justification de la largeur du joint sismique.

IV.4.1.Vérification de comportement des trois premiers modes:

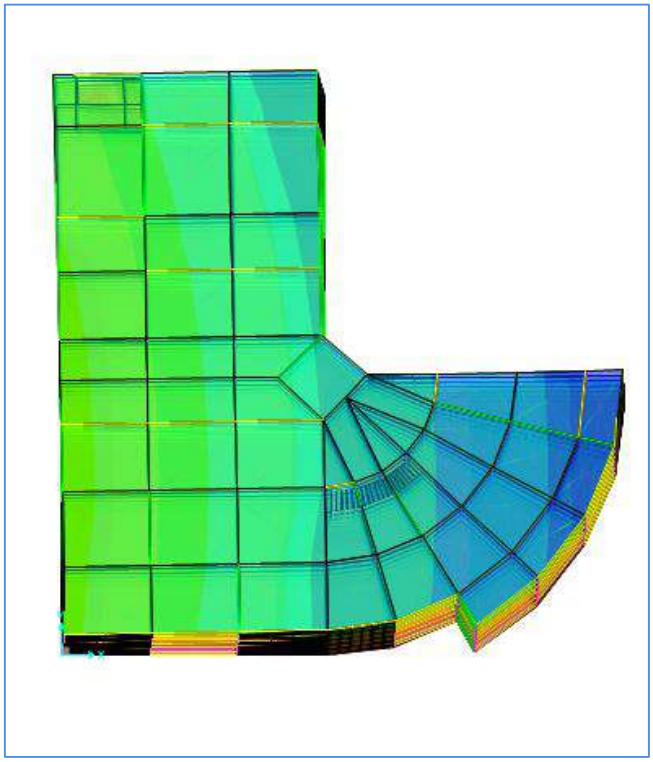


Figure IV. 6. Comportement du 1er mode.

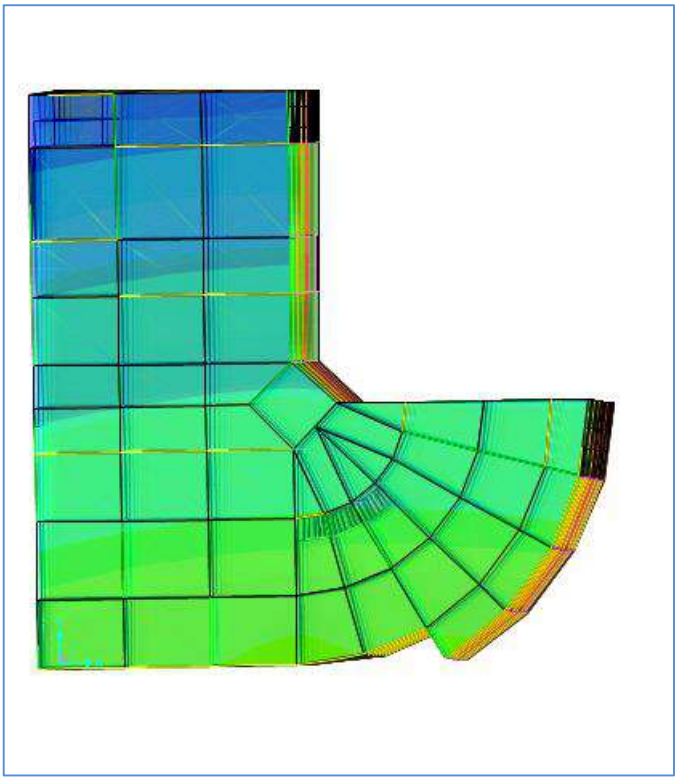


Figure IV. 7. Comportement du 2eme mode.

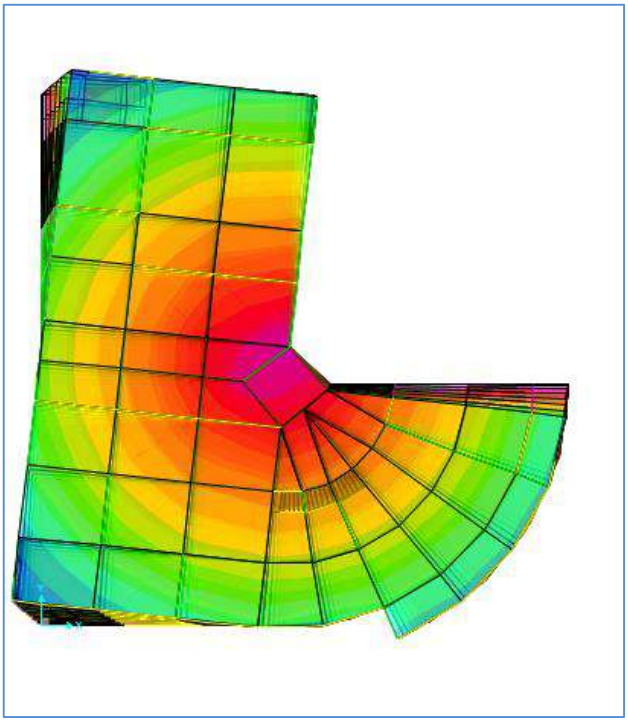


Figure IV. 8. Comportement du 3eme mode.

	Période (s)	Comportement	Participation massique (%)	Commentaire
1er mode	0.45	Translation suivant Y	64	Direction de faible inertie
2éme mode	0.38	Translation suivant X	63	Direction de forte inertie
3 ème	0.29	Rotation autour de l'axe Z	61	Position de la cage d'escalier et la forme géométrique

Tableau.IV.9. Le comportement des trois premiers modes.

IV.4.2.vérification de participation massique :

Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que : La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure d'après:(*Art. 4.3.4.a: RPA 99 VERSION 2003*).

Tableau IV.10. Coefficient de participation massique.

Mode " i "	Période " s "	Participation modale individuelle en (%)		Participation modale cumulée en (%)		
		Suivant " x "	Suivant" y "	Suivant " x "	Suivant " y "	Rz
1	0,45	0%	64%	0%	64%	1%
2	0,38	63%	0%	63%	65%	2%
3	0,29	2%	1%	65%	65%	61%
4	0,12	0%	8%	65%	73%	0%
.	0,09	0%	8%	65%	81%	0%
.	0,08	0%	0%	65%	81%	0%
.	0,07	0%	0%	65%	81%	0%
.	0,07	0%	0%	87%	81%	0%
51	0,04	6%	0%	90%	87%	0%
99	0.03	0%	1%	94%	90%	0%

Constatation :

La participation modale cumulée atteint les 90 % de la masse totale à partir du 99ème mode.

IV.4.3.Vérification de la période :(*Art. 4. 2. 4. 4: RPA 99 VERSION 2003*)

Les valeurs de T calculées à partir de Robot2010 ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques appropriées de 30%

T : période fondamentale suivant les deux directions, on prend les valeurs minimum des deux formules suivantes :

- $T=C_T.h_N^{3/4}$

$C_T=0,05 \rightarrow Tx=Ty=0,05\times 19,38^{3/4}=0,461$ s

- $T=0,09h_N/D^{1/2}$ (*Art. 4. 2. 4: RPA 99 VERSION 2003*)

$$\begin{cases} T_X = 0,38s \\ T_Y = 0,38s \end{cases}$$

$1,3\times T_{Emp} = 1,3\times 0,36 = 0,46$ s

$T_{Num} = 0,41$ s

$T_{Num} \leq 1,3\times T_{SE}$ (c.v)

IV.4.4.Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul : (*Art. 4. 2. 6: RPA 99 VERSION 2003*)

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

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

❖ **Calcul de la force sismique totale :** (*Art. 4. 2. 3: RPA 99 VERSION 2003*)

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

$$V_X = \frac{A.D_X.Q_X}{R}.W \quad , \quad V_Y = \frac{A.D_Y.Q_Y}{R}.W$$

- D : facteur d'amplification dynamique moyen :

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

$T_2 = 0{,}5$ s (*R.P.A 99 VERSION 2003. tab. 4.7*).

(Avec site S_3)

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

$$\eta = \sqrt{7/(2+\xi)} \quad ; \quad \xi = 7\% \quad \Rightarrow \quad \eta = 0.882$$

ξ = 7 % (*R.P.A 99 VERSION 2003. tab. 4.2*).

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

T : période fondamentale suivant les deux directions

$$T = 0.09h_N/\sqrt{D} \quad ; \quad T_X = T_Y = 0.38\ s \quad \Rightarrow \quad D_X = D_Y = 2.205$$

- W : poids total de la structure :

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

β = 0.2(*R.P.A 99 VERSION 2003. tab. 4.5*).

W=58226,08KN.

Tableau.IV.11. 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)
0,25	2,205	2,205	4,0	1,05	1,05	58226,08	8425,498	8425,498

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

	V (KN)	V_t (KN)	V_t/V	$V_t/V \geq 0,8$
Sens X	8424,498	8018,928	0,95	C.V
Sens Y	8424,498	8054,127	0,95	C.V

Pour les deux directions x et y la condition est vérifiée, donc il n'y a pas des modifications au niveau des paramètres de la réponse, (forces, déplacements, moments,...) dans le rapport ($0,8V/V_t$).

IV.4.5.Vérification de la stabilité au renversement :

- Le moment de renversement est égal à :

$$M_{0x} = \sum_{i=1}^{n} h_i . F_{ix} \quad M_{0y} = \sum_{i=1}^{n} h_i . F_{iy}$$

Avec :

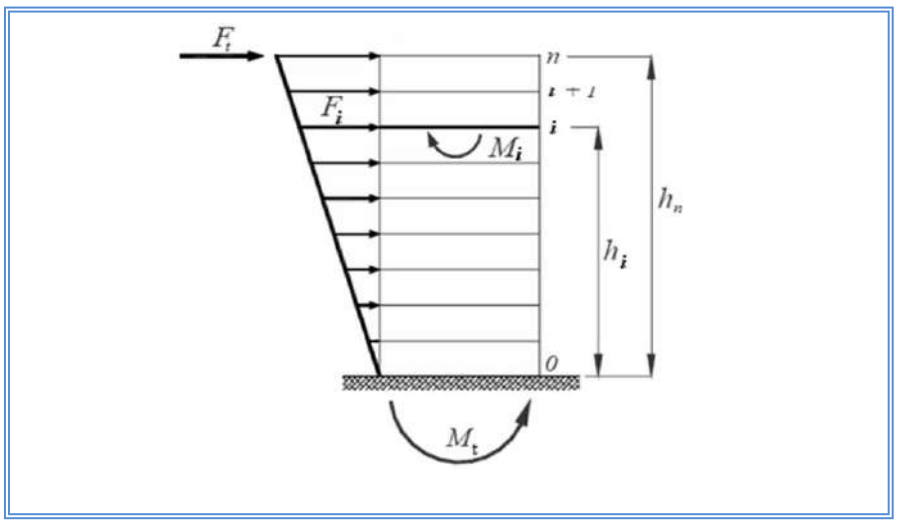
- F_{ix}, F_{iy}: la force distribuée en hauteur suivant X et Y.
- h_i : la hauteur de l'étage par rapport à la base.

- Le moment de stabilité qui est égal à :

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

Avec :

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



IV.4.5.1.Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur : (*Art.4.2.5: RPA 99 VERSION 2003*)

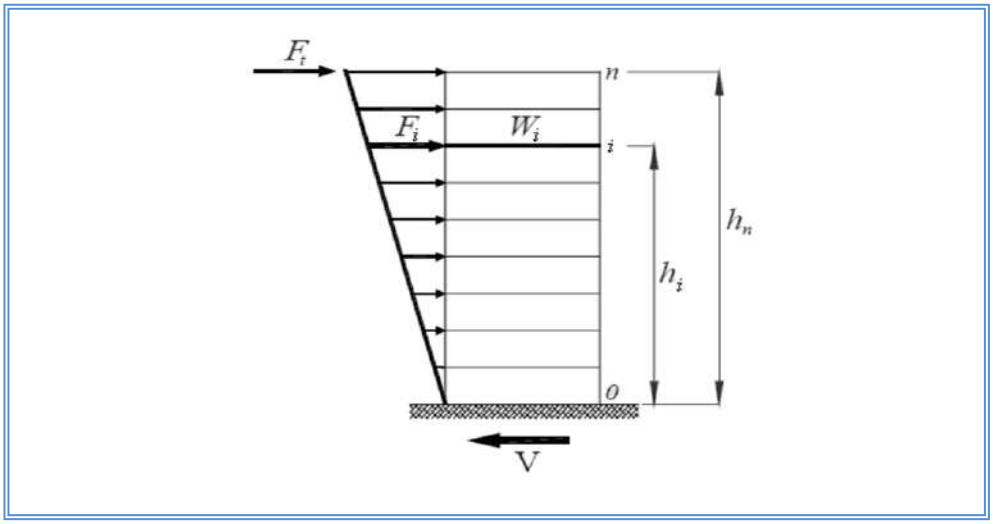
$$F_i = \left(\frac{W_i h_i}{\sum_{j=1}^{n} W_J h_j} \right).(V - F_t) \qquad F_t = \begin{cases} 0{,}07TV \le 0{,}25V & \text{si } T \ge 0{,}7\text{ s} \\ 0 & \text{si } T < 0{,}7\text{ s} \end{cases}$$

On a:

- Tx = 0,38 s → $F_t = 0$
- Ty = 0,38s → $F_t = 0$

Donc on a:

$$F_{iX} = \left(\frac{W_i h_i}{\sum_{j=1}^{n} W_J h_j} \right).V_X = \alpha_x.V_X \qquad F_{iy} = \left(\frac{W_i h_i}{\sum_{j=1}^{n} W_J h_j} \right).V_y = \alpha_y.V_y$$



✓ V_X=8054, 13KN

Tableau.IV.13. Forces sismiques selon la hauteur suivant X.

Niveau (m)	W_i (KN)	W_ih_i (KN.m)	F_{ix} (KN)
+24,48	6850,19	167692,65	1706,09
+21,08	8121,07	171192,16	1741,69
+17,68	8191 ,31	144822,36	1473,41
+14,28	8240,36	117672,34	1197,19
+10,88	8407,94	91478,39	930,69
+7,48	8866,81	66323,74	674,77
+ 3,4	9548 ,40	32464,56	330,29
SOMME		791646,2	8054,13

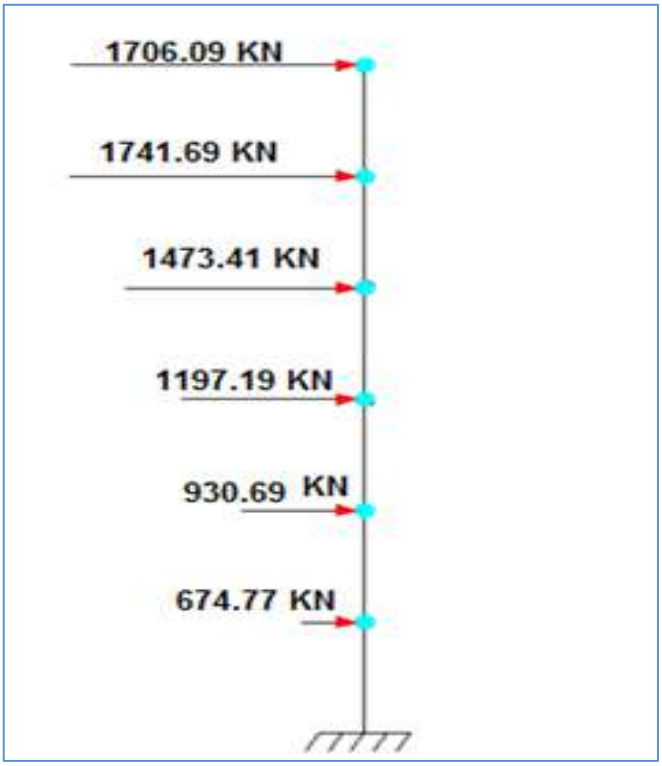


Figure IV.9.*Distribution de la force sismique suivant X*

✓ V_Y =8018, 92KN

Tableau.IV.14. Forces sismiques selon la hauteur suivant Y.

Niveau (m)	W_i (KN)	W_ih_i (KN.m)	F_{iy} (KN)
+24,48	6850,19	167692,65	1698,63
+21,08	8121,07	171192,16	1734,08
+17,68	8191 ,31	144822,36	1466,97
+14,28	8240,36	117672,34	1191,95
+10,88	8407,94	91478,39	926 ,62
+7,48	8866,81	66323,74	671,82
+ 3,4	9548 ,40	32464,56	328,85
SOMME		791646,2	8018,92

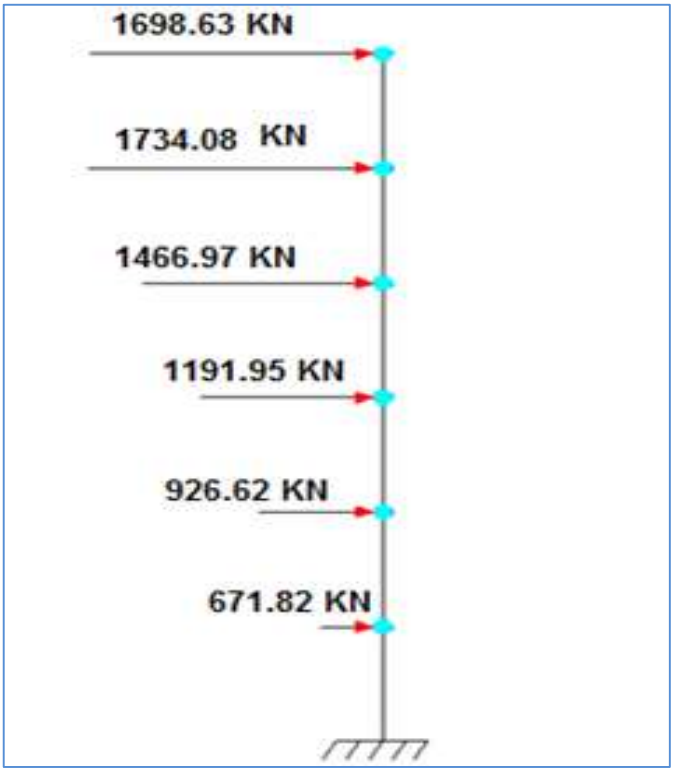


Figure IV.10.*Distribution de la force sismique suivant Y*

IV.4.5.2.Moment de renversement : ∑Mo

Tableau.IV.15. Calcul du moment de renversement.

Niveau (m)	F_{ix} (KN)	F_{iy} (KN)	M_{oxi} (KN.m)	M_{oyi} (KN.m)
+24,48	1706,09	1698,63	41765,03	41582,50
+21,08	1741,69	1734,08	36714,85	36554,4
+17,68	1473,41	1466,97	26049,85	25936,00
+14,28	1197,19	1191,95	17095,82	17021,11
+10,88	930,69	926,62	10125,93	10081,67
+7,48	674,77	671,82	5047,29	5025,23
+3,4	330,29	328,85	1122,99	1118,08
∑Mo			137921,76	137318,99

IV.4.5.3.Moment stabilisant :

Tableau.IV.16. Calcul du moment stabilisant.

Niveau (m)	Wi (KN)	X_G(m)	Y_G(m)	M_{tx} (KN.m)	M_{ty} (KN.m)
+24,48	6850,19	12.393	14.309	41765.03	41582.50
+21,08	8121,07	12.608	14.300	36714.85	36554.40
+17,68	8191,31	12.535	14.377	26049.85	25936.00
+14,28	8240,36	12.505	14.392	17095.82	17021.11
+10,88	8407,94	12.406	14.505	10125.93	10081.67
+7,48	8866,81	12.390	14.522	5047.29	5025.23
+3,40	9548,40	12.373	14.510	1122.99	1118.08
$\sum M_t$				137921.76	137318.99

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

Tableau.IV.17. Vérification de stabilisation.

M_{tx} (KN.m)	M_{ty} (KN.m)	M_{ox} (KN.m)	M_{oy} (KN.m)	M_{tx}/M_{0y}	M_{ty}/M_{0x}	$\frac{M_t}{M_0} \geq 1{,}5$
839780.66	725319.66	137318.99	137921.76	6.11	5.26	C.V

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

IV.4.6.Vérification des déplacements :

a) Déplacement inter-étage :

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

$$\delta_K = R\delta_{ek} (Art.4.4.3: RPA\ 99\ VERSION\ 2003)$$

Avec :

- δ_{ek} : Déplacement du aux forces séismiques F_i.

- R : coefficient de comportement.
- he : la hauteur de l'étage k.

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

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

Selon (*Art.5.10: RPA 99 VERSION 2003*):le déplacement horizontal relatif d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doit pas dépasser:

$$\Delta \text{ k limite} = 0{,}01 \times h_e$$

Tableau.IV.18. Vérification des déplacements inter-étage sens X.

Niveau (m)	δx (cm)	δx.R (cm)	ΔX (cm)	0,01.he (cm)	Vérification	εx ‰	[ε] ‰
+24.48	1.22	4.88	0.84	3.40	Ok	2.47	3.5
+21.08	1.01	4.04	0.88	3.40	Ok	2.59	3.5
+17.68	0.79	3.16	0.92	3.40	Ok	2.71	3.5
+14.28	0.56	2.24	0.84	3.40	Ok	2.47	3.5
+10.88	0.35	1.40	0.72	3.40	Ok	2.12	3.5
+7.48	0.17	0.68	0.56	4.08	Ok	1.37	3.5
+3.4	0.03	0.12	0.12	3.40	Ok	0.35	3.5

Tableau.IV.19. Vérification des déplacements inter-étage sens Y.

Niveau (m)	δy (cm)	δy.R (cm)	ΔY (cm)	0,01.he (cm)	Vérification	εy ‰	[ε] ‰
24.48	1.61	6.44	1.08	3.40	Ok	3.18	3.5
21.08	1.34	5.36	1.12	3.40	Ok	3.29	3.5
17.68	1.06	4.24	1.20	3.40	Ok	3.53	3.5
14.28	0.76	3.04	1.12	3.40	Ok	3.29	3.5
10.88	0.48	1.92	1.00	3.40	Ok	2.94	3.5
7.48	0.23	0.92	0.84	4.08	Ok	2.06	3.5
3.4	0.02	0.08	0.08	3.40	Ok	0.24	3.5

b) Déplacement en tête :

$$\delta_{réel} = R \times \delta_{théorique} \quad , \quad \delta_{limite} = \frac{H}{250} = \frac{2448}{250} = 9.792cm$$

Tableau.IV.20.. *Vérification des déplacements en tête suivant les deux directions*

	$\delta_{théorique}$ (cm)	$\delta_{réel}$ (cm)	δ_{limite} (cm)	$\delta_{réel} \leq \delta_{limite}$
Suivant X	**1.22**	**4.88**	**9.79**	**CV**
Suivant Y	**1.61**	**6.44**	**9.79**	**CV**

IV.4.7.Vérification vis à vis de l'effet P-Δ :(*Art.5.9: RPA 99 VERSION 2003*)

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

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

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

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

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

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

Tableau.IV.21. Vérification l'effet P-Δ sens X.

h_k (m)	P_k (KN)	F_{ix} (KN)	V_{kx} (KN)	Δ_{kx} (cm)	θ	θ≤ 0,10
+24.08	6850.19	1706.09	1706.09	0,84	0,0013	C.V
+21.08	8121.07	1741.69	3447.78	0,88	0,0019	C.V
+17.68	8191.31	1473.41	4921.19	0,92	0,0028	C.V
+14.28	8240.36	1197.19	6118.38	0,84	0,0040	C.V
+10.88	8407.94	930.69	7049.07	0,72	0,0059	C.V
+7.48	8866.81	674.77	7783.84	0,56	0,0098	C.V
+3.40	9548.4	330.29	8054.13	0,12	0 ,01	C.V

Tableau IV.22. Vérification l'effet P-Δ sens Y.

h_k (m)	P_k (KN)	F_{iy} (KN)	V_{ky} (KN)	Δ_{ky} (cm)	θ	θ≤ 0,10
+24.08	6850.19	1698.63	1698.63	1,08	0,0017	C.V
+21.08	8121.07	1734.08	3432.71	1,12	0,0024	C.V
+17.68	8191.31	1466.97	4899.68	1,20	0,0037	C.V
+14.28	8240.36	1191.95	6091.63	1,12	0,0054	C.V
+10.88	8407.94	926.62	7018.25	1,00	0,0083	C.V
+7.48	8866.81	671.82	7690.07	0,84	0,014	C.V
+3.40	9548.4	328.85	8018.92	0,08	0.0068	C.V

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

7- Vérification de l'effort normal réduit de compression :

On doit vérifier que :

$$\upsilon = \frac{N_d}{B_c . f_{c28}} < 0.3$$

N_d : Effort normal réduit

B_c : Section brute du béton

Tableau IV.23. *Vérification de l'effort normal réduit*

Niveau	Direction	N_d (kN)	B_c (mm^2)	υ	$\upsilon < 0.3$
Sous-sol	Sens X	1553,101	230400	0,26	CV
Sous-sol	Sens Y	1560.653	230400	0.27	CV

8- Vérification de cisaillement des éléments :

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

$$\tau = \frac{V_u}{b_0 . d}$$

$$\bar{\tau} = \text{Min}\left[0.2\frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5\ \text{MPa}\right] = 3.33\ \text{MPa} \quad \text{(fissuration peu nuisible)}$$

$$\bar{\tau} = \text{Min}\left[0.15\frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4\ \text{MPa}\right] = 2.50\ \text{MPa} \quad \text{(fissuration préjudiciable)}$$

Tableau IV.24. *Vérification de cisaillement des poutre*

Elément	Section (cm^2)	V_u (kN)	Combinaison	τ (MPa)	$\bar{\tau}$ (MPa)	$\tau \leq \bar{\tau}$
Poutre principale	30*45	180.226	1.35G+1.5Q	1.41	3.33	CV
Poutre secondaire	30*35	47.874	$G+Q+E_{dx}$	0.49	3.33	CV
Poutre palière	30*30	41.131	$G+Q+E_{dy}$	0.50	3.33	CV
Longrine	30*30	8.043	1.35G+1.5Q	0.09	2.50	CV

Tableau IV.25. *Vérification de cisaillement des poteaux*

Section (cm^2)	Direction	V_u (kN)	Combinaison	τ (MPa)	$\bar{\tau}$ (MPa)	$\tau \leq \bar{\tau}$
Pot carré (50*50)	Suivant X	84.056	$G+Q+E_{dx}$	0.35	3.33	CV
	Suivant Y	53.460	$G+Q+E_{dy}$	0.23	3.33	CV
Pot circulaire (40*40)	X=Y	49.156	$G+Q+E_{dx}$	0.45	3.33	CV

Pour les voiles, la vérification de la résistance 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 égale :

$$\tau_u = \frac{1.4\ V_u}{b_0.d}$$

La contrainte limite est égale : $\bar{\tau} = 0.2 f_{c28}$

Il faut vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}$

Tableau IV.26. *Vérification de l'effort tranchant dans les voiles*

Niveau	Voile	S (cm^2)	V_u (kN)	b_0 (cm)	d (cm)	τ_u(MPa)	$\bar{\tau}$(MPa)	$\tau_u \leq \bar{\tau}$
S-Sol	$V_{péri}$	20×540	1242.64	20	537.5	1.90	5.00	CV
	V1	20×450	148.70	20	447.5	0.23	5.00	CV
	V2	20×455	399.12	20	452.5	0.62	5.00	CV
	V3	20×350	205.52	20	347.5	0.41	5.00	CV
	V4	20×260	158.80	20	257.5	0.43	5.00	CV

IV.5.CONCLUSION :

Les dimensions finales à prendre sont récapitulées dans les deux tableaux suivants :

Tableau IV.27. *Dimensions finales des poutres*

Elément	Section (cm^2)
Poutre principale	30*45
Poutre secondaire	30*35
Poutre palière	30*30
Longrine	30*30

Tableau IV.28. *Dimensions finales des poteaux*

Niveau	Section (cm^2)
$5^{ème}$ et $4^{ème}$ étage	35*35

3ème et 2ème étage	40*40
1er étage et RDC	45*45
Sous-sol	50*50

CHAPITRE V

FERRAILLAGE DES ELEMENTS STRUCTURAUX

V.1.INTRODUCTION :

Le ferraillage des éléments résistants devra être conforme aux règlements en vigueur, en l'occurrence le CBA93 et RPA99 version 2003.

Les combinaisons sont en fonction du type de sollicitation ; nous distinguons les différentes combinaisons suivantes :

- les combinaisons données par les règles du CBA 93 :
  - E.L.U :1,35G +1,5Q
  - E.L.S : G + Q
- les combinaisons données par les règles *RPA99 version 2003(Art5.2)*

- G +Q ± E
- 0,8 G ± E

Avec :

- ❖ G : charges permanentes.
- ❖ Q : charges d'exploitations.
- ❖ E : charges sismiques.

V.1.1Etude thermique :

Dans ce chapitre on doit traiter d'effet de température (longueur dépassant les 30 m)
Le règlement C.B.A 93 exige pour éléments de construction comprise entre joints distants au minimum de :

- 30m dans les wilayas côtières à l'exception D'ORON, AIN TEMOUCHENT et TLEMCEN qui rentrent dans la catégorie suivante :
- 25m dans les autres wilayas du tell, des hauts plateaux et de l'atlas saharien.
- 20m dans le moyen sud et l'extrême sud.

A défaut de justification plus précise on adopte, pour les constructions situées à l'air libre des variations uniformes de température suivante :

- En Algérie du nord (climat tempéré) : 35°c et -15°c
- pour le proche et le moyen sud : 45°c et -20°c.
- pour l'extrême sud : +50°c et -30₀c.

Vu que les dimensions en plan du **Bloc** dépassant les 30 m et comme Alger se trouve dans la zone des wilayas côtières, à cet effet on procède aux calculs de l'effet de variation température, ou Ly=33.26 m
Les combinaisons données par les règles du C.B.A93sont:

- ✓ ELU : 1.35G+1.5Q+0.8T
- ✓ ELS : G+Q+T

Avec :

- ➢ T : température

V.2.FERRAILLAGE DES POUTRES :

V.2.1.Introduction :

Les poutres sont ferraillées en flexion simple à l'état limite ultime de résistance, sous l'effet des moments les plus défavorables.

❖ **Les sections:**

- Poutres principales :**(bxh)** = (30x45) cm^2
- Poutres secondaires : **(bxh)** = (30x35) cm^2

On calcule les poutres en tenant compte des règlements en vigueur sous deux situations :

Tableau.V.1.les caractéristiques 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
f_{c28}= 25 MPa	FeE 400	f_{c28}=25 MPa	FeE 400
$\overline{\sigma_b}$ =14,2Mpa	σ $_s$=348 MPa	$\overline{\sigma_b}$ =18,50MPa	σ $_s$=400 MPa

V.2.2. Recommandation du RPA99 :

V.2.2.a. Armatures longitudinales :[1]►► Art [7.5.2.1] ◄◄ :

❖ Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux pour toute la poutre est de 0,5% en toute section.

❖ Le pourcentage maximum des aciers longitudinaux est de :

- 4% en Zone courante.
- 6% en Zone nodale.

❖ Les poutres supportant des faibles charges verticales sont sollicitées principalement par les forces latérales sismiques doivent avoir des armatures symétriques. Avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appui.

❖ La longueur minimale de recouvrement est de50ϕ en Zone III.

❖ A Travée et appui ≥ A_{min}CBA et A_{min} RPA

❖ A Travée et appui ≤ A_{max} RPA

V.2.2.b. Armatures transversales[1]►► Art [7.5.2.2] ◄◄ :

❖ La quantité d'armatures transversales est donnée par : A_t =0,003. S_t .b

$$\begin{cases} S_t \leq h/2 \text{ en} & \text{Zone courante} \\ S_t \leq \min(h/4 ; 12\phi_l) & \text{Zone nodale} \end{cases}$$

- b : largeur de la poutre.
- S_t : espacement maximum entre les armatures transversales.

❖ **Selon le CBA93 (A.7.1.2):**

La section des armatures longitudinales **(A.7.1.2)** est : $A \geq A_{min} = \frac{b.h}{1000}$

L'espacement des armatures transversales **(A.5.1.2)** est tel que :

$S_t \leq$ min [0,9d; 40cm]

$$\frac{A_t . f_e}{b.S_t} \geq 0,4MPa$$

$$\frac{A_t}{b.S_t} \geq \frac{\gamma_S .(\tau_u - 0,3 f_{c28}.K)}{0,9 f_e(\cos\alpha + \sin\alpha)}$$

Avec K=1, $\alpha=90^0$

Le diamètre des armatures transversales **(A.6.4.2)** est donné par :

$$\phi_t \leq \min\left[\frac{h}{35}; \frac{b}{10}\right]$$

V.2.3.Calcul des armatures longitudinales:

Les résultats obtenus sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableau.V.2. Section des armatures longitudinales des poutres principales (30*45)cm^2.

	Niveau	M	M_u (KN.m)	A_s (cm^2)	A'_s (cm^2)	A_{chois} (cm^2)	A_{min} (cm^2) CBA	Nombre des barres

Rive	**Terrasse**	M_t	42,67	3,00	0	4,62	1,20	**3HA14= 4,62**
		M_a	-66,4	4,7		7,7	1,20	**5HA14=7,70**
	Etage	M_t	55,24	3,9	0	4,62	1,20	**3HA14=4,62**
		M_a	-79,6	5,7		7,70	1,20	**5HA14=7,70**
Intermediare	**Terrasse**	M_t	75,67	5,4	0	7,70	1,20	**5HA14=7,70**
		M_a	-88,2	6,4		8,01	1,20	**3HA14+ 3HA12=8,01**
	Etage	M_t	83,76	6,00	0	7,70	1,20	**5HA14=7,70**
		M_a	-102,56	7,4		9,24	1,20	**6HA14=9,24**

Tableau.V.3. Section des armatures longitudinales des poutres secondaires**.**

	Niveau	**M**	**M_u (KN.m)**	**A_s (cm^2)**	**A'_s (cm^2)**	**A_{chois} (cm^2)**	**A_{min} (cm^2) CBA**	**Nombre des barres**
Rive	**Terrasse**	M_a	-46,56	3,7	0	5,65	1,20	**5HA12**
	Etage	M_a	-57,24	4,6	0	5,65	1,20	**5HA12**
Intermediare	**Terrasse**	M_a	-58,96	4,8	0	5,65	1,20	**5HA12**
	Etage	M_a	-47,49	3,8	0	5,65	1,20	**5HA12**

V.2.4.Vérification :

❖ **Vérification des contraintes à l'E.L.S:**

- Si la fissuration est peu nuisible, on doit vérifier seulement

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

Avec : $\sigma_b = \frac{M_{ser}.y}{I}$, $\overline{\sigma_b}$ =0.6f_{c28} =15MPa

y: est déterminé à partir de l'équation:

$by^2/2+15A'_s(y-c')-15A_s(d-y)=0$.

$I=b.y^3/3+15A'_s(y-c')^2+15A_s(d-y)^2$.

- Si la fissuration est préjudiciable**,** on doit vérifier

✓ $\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$

✓ $\sigma_S \leq \overline{\sigma_S}$

Avec : $\sigma_s = M_{ser}.15\frac{(d-y)}{I}$, $\overline{\sigma_s} \leq \min[\frac{2}{3}f_e; 110\sqrt{\eta.f_{t28}}] = 202MPa$

Les résultats obtenus sont résumés dans les tableaux suivants:

Tableau.V.4.Vérification des poutres principales à l'E.L.S.

	Niveau	Position	M_{ser} (KN.m)	A (cm^2)	σ_b (MPa)	$\overline{\sigma_b}$ (MPa)	$\sigma_b < \overline{\sigma_b}$	σ_s (MPa)	$\overline{\sigma_s}$ (MPa)	$\sigma_s < \overline{\sigma_s}$
Rive	Terrasse	Travée	31,25	4,62	4,5	15	C.V	175,5	202	C.V
		appuis	-56,89	7,7	6,9	15	C.V	196,4	202	C.V
	Etage	Travée	40,39	4,62	5,9	15	C.V	139,4	202	C.V
		appuis	-63,35	7,70	7,7	15	C.V	184,7	202	C.V
Intermédiaire	Terrasse	Travée	55,31	7,70	6,7	15	C.V	-	-	-
		appuis	-80,16	8,01	9,6	15	C.V	-	-	-
	Etage	Travée	60,30	7,7	7,3	15	C.V	-	-	-
		appuis	-99,7	9,24	11,3	15	C.V	-	-	-

Tableau.V.5.Vérification des poutres secondaire à l'E.L.S.

	Niveau	Position	M_{ser} (KN.m)	A (cm^2)	σ_b (MPa)	$\overline{\sigma_b}$ (MPa)	$\sigma_b < \overline{\sigma_b}$	σ_s (MPa)	$\overline{\sigma_s}$ (MPa)	$\sigma_s < \overline{\sigma_s}$
Rive	Terrasse	appuis	-15,63	5,65	3,30	15	C.V	96	202	C.V

	Etage	**appuis**	-25,39	5,65	5,30	15	C.V	154,6	202	C.V
Intermidiaire	**Terrasse**	**appuis**	-18,62	5,65	3,90	15	C.V	113,4	202	C.V
	Etage	**appuis**	-27,24	5,65	5,70	15	C.V	165,9	202	C.V

❖ Vérification des poutres selon les conditions RPA99 Version 2003 et CBA93 :

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

	Niveau	Position	A_{chois} (cm^2)	A_{total} (cm^2)	A_{min}CBA =1,20 cm^2	A_{min}RPA =6,00cm^2	A_{tmax} RPA = 48 cm^2	A_{amax} RPA =72cm^2	correction
Rive	**Terrasse**	**Travée**	4,62	9,24	C.V	C.V	C.V	C.V	**3HA14**
		Appui	7,7	12,32	C.V	C.V	C.V	C.V	**5HA14**
	Etage	**Travée**	4,62	9,24	C.V	C.V	C.V	C.V	**3HA14**
		Appui	7,7	12,32	C.V	C.V	C.V	C.V	**3HA14**
Intermidiaire	**Terrasse**	**Travée**	7,7	12 ,32	C.V	C.V	C.V	C.V	**5HA14**
		Appui	8,01	11,5	C.V	C.V	C.V	C.V	**3HA14+ 2HA12**
	Etage	**Travée**	7,7	12,32	C.V	C.V	C.V	C.V	**5HA14**
		Appui	9,24	13,85	C.V	C.V	C.V	C.V	**6HA14**

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

	Niveau	Position	A_{chois} (cm^2)	A_{total} (cm^2)	A_{min}CBA =1,05 cm^2	A_{min}RPA = 5,25cm^2	A_{tmax} RPA = 42 cm^2	A_{amax} RPA =63cm^2	correction
Rive	Terrasse	Appui	5,65	9,05	C.V	C.V	C.V	C.V	**5HA12**
	Etage	Appui	5,65	9,05	C.V	C.V	C.V	C.V	**5HA12**
Intermidiaire	Terrasse	Appui	5,65	9,05	C.V	C.V	C.V	C.V	**5HA12**
	Etage	Appui	5,65	9,05	C.V	C.V	C.V	C.V	**5HA12**

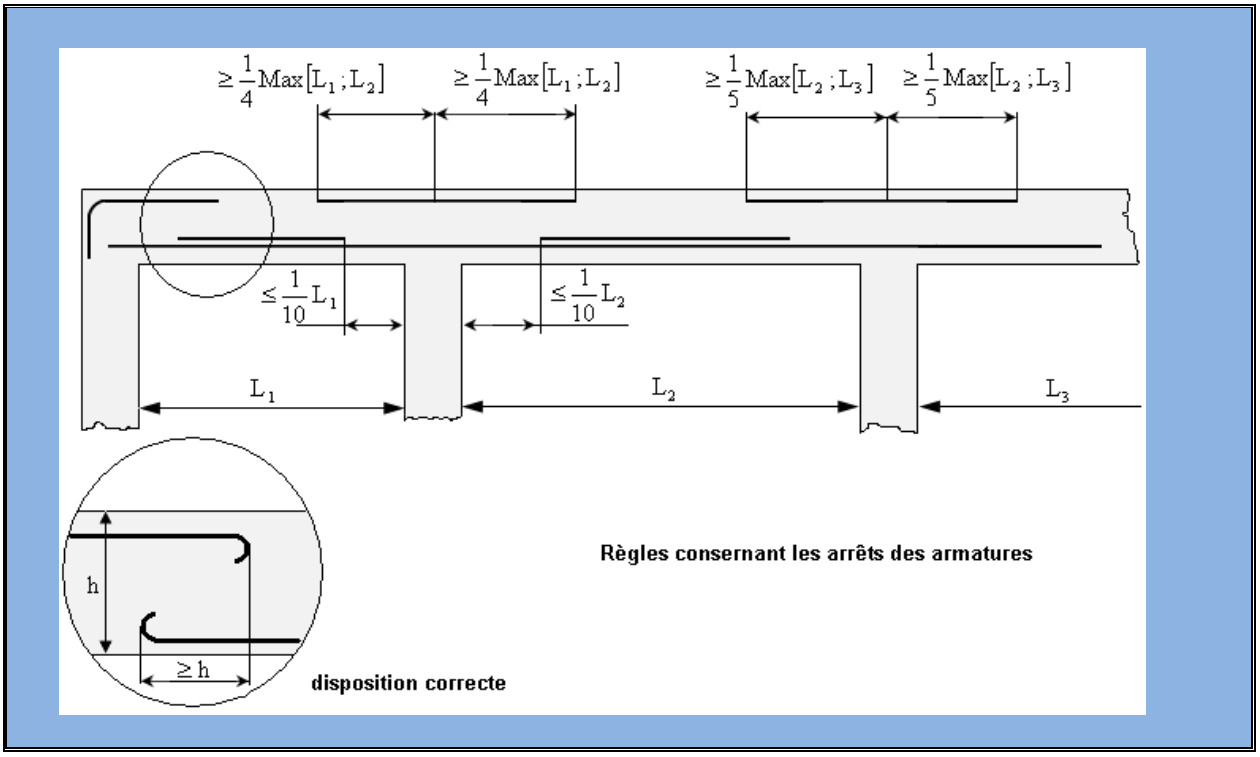


Figure.V.1. Disposition des armatures pour les poutres porteuse.

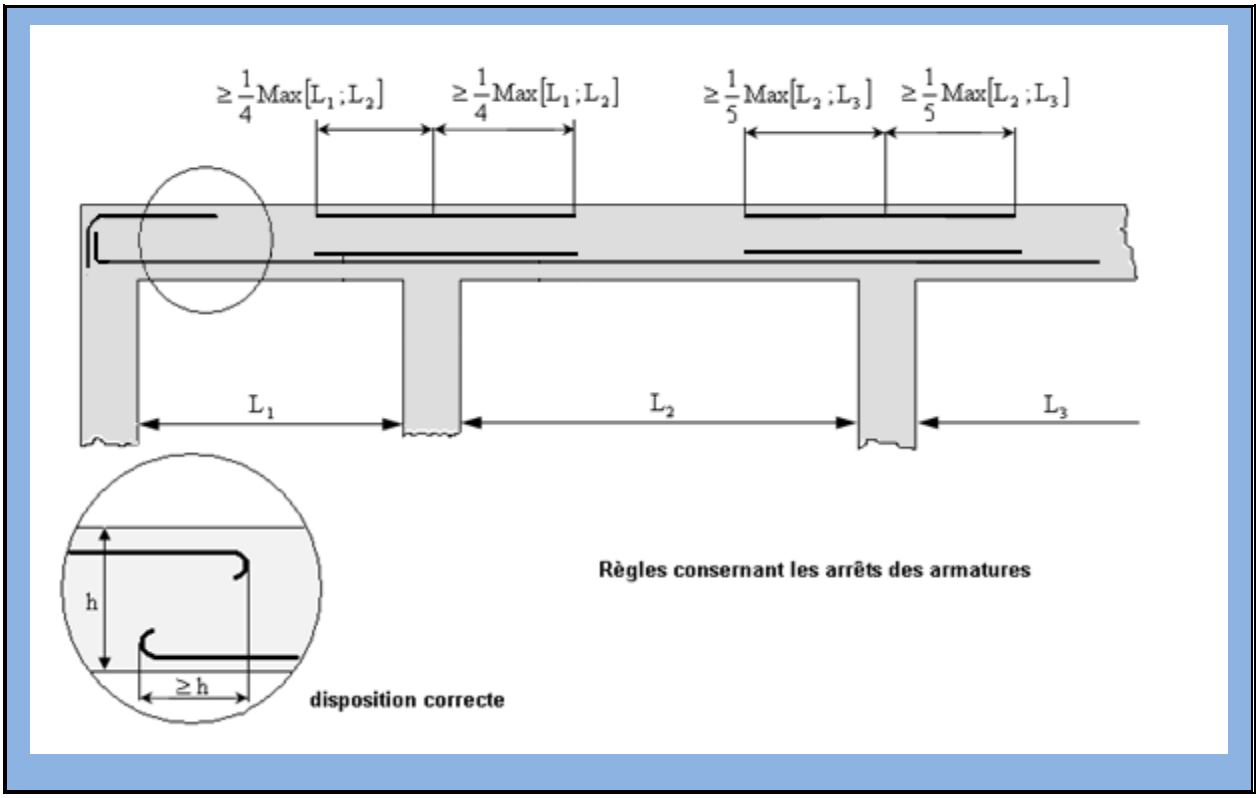


Figure.V.2. Disposition des armatures pour les poutres non porteuse.

❖ Justification des poutres sous sollicitation des efforts tranchants : [1]

La contrainte de cisaillement du béton est donnée par :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0.d}$$

Tableau.V.8. Calcul de $\bar{\tau}_u$.

	poutres de rive	poutres intermédiaires
Fissuration	les fissurations est préjudiciable	les fissurations est peu nuisibles
$\bar{\tau}_u$	$\min\left[0{,}15\frac{f_{ci}}{\gamma_b};4MPa\right]$	$\min\left[0{,}2\frac{f_{ci}}{\gamma_b};5MPa\right]$
situation durable	$\bar{\tau}_u = 2{,}5$ MPa	$\bar{\tau}_u = 3{,}33$ MPa
Situation accidentelle	$\bar{\tau}_u = 3{,}26$ MPa	$\bar{\tau}_u = 4{,}34$ MPa

Tableau.V.9.Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres principales.

	Niveau	Vu (KN)	combinaison	τ_u (MPa)	$\overline{\tau_u}$ (MPa)	$\tau_u \leq \overline{\tau_u}$
Rive	Terrasse	96,86	1,35G+1,5Q	0,75	3,33	C.V
	Etage	87,17	1,35G+1,5Q	0,68	2,50	C.V
Intermidiaire	Terrasse	106,22	1,35G+1,5Q	0,83	3,33	C.V
	Etage	78,99	1,35G+1,5Q	0,62	2,50	C.V

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

	Niveau	Vu (KN)	combinaison	τ_u (MPa)	$\overline{\tau_u}$ (MPa)	$\tau_{u_u} \leq \overline{\tau_u}$
Rive	Terrasse	61,20	1,35G+1,5Q	0,63	3,33	C.V
	Etage	86,48	1,35G+1,5Q	0,87	2,50	C.V
Intermidiaire	Terrasse	88,87	1,35G+1,5Q	0,91	3,33	C.V
	Etage	55,25	1,35G+1,5Q	0,57	2,50	C.V

V.2.5.Calcul des armatures transversales :

L'acier choisi est de type barres à haute adhérence Fe E400.

D'après **CBA 93** :

$$\begin{cases} \dfrac{A_t}{b_0.S_t} \geq \dfrac{\gamma.(\tau_u - 0.3.f_{tj}.K)}{0.9.f_e(\cos\alpha + \sin\alpha)} \\ S_t \leq Min(0.9d\,;\quad 40cm) \\ \dfrac{A_t.f_e}{b.S_t} \geq 0.4MPa \end{cases}$$

Les valeurs des sections d'armatures transversales (A_t) ainsi que leur espacement (S_t) pour chaque poutre sont résumés dans le tableau suivant :

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

	CBA 93		RPA 99 Ver 2003			$S_{t\ adopte}$ (cm)		
Section	S_t (cm)	A_t cm²	S(ZN) (cm)	S'(ZC) (cm)	A_t (cm²)	S(ZN) (cm)	S'(ZC) (cm)	$A_{t\ choisie}$ (cm²)
30x35	33,3	2,01	8	15	1,35	10	15	**4Ø8**
30x45	33,3	2,01	10	20	1,80	10	15	**4Ø8**

V.2.6.Vérification de la flèche :

Il n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche si les poutres considérées répondent aux conditions suivantes :

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$
- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{10}\frac{M_t}{M_0}$
- $\frac{A}{b_0 d} \leq \frac{4.2}{f_e}$

Avec : $M_t = K \times M_0$

K : est un coefficient rédacteur ($0,75 \leq K \leq 0,85$), on prend K = 0,75

Tableau.V.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	0,087	0,062	C.V	0,087	0,075	C.V	0,0072	0,0105	C.V
PS	0,072	0,062	C.V	0,077	0,075	C.V	0,0040	0,0105	C.V

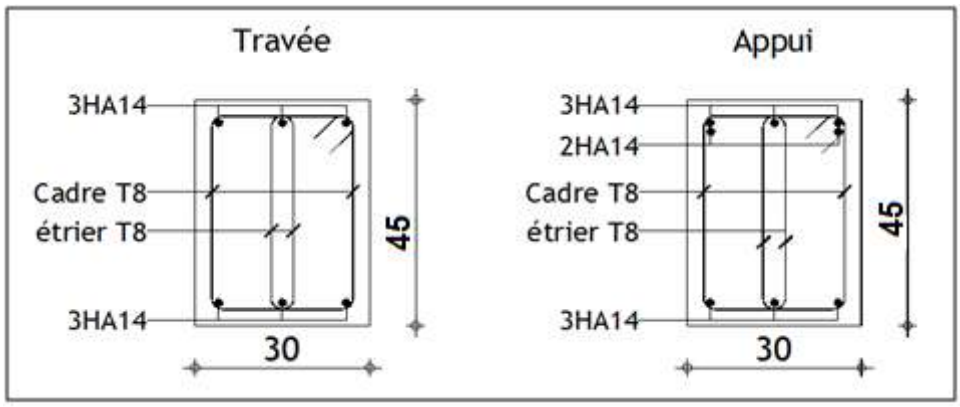


Figure.V.3. Ferraillages des poutres principales *de rive de terrasse*

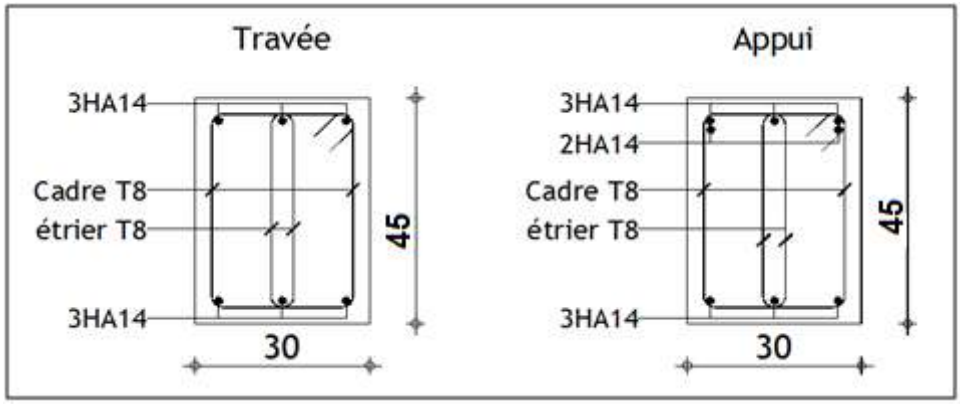


Figure.V.4. Ferraillages des poutres principales *de rive de l'étage courant*

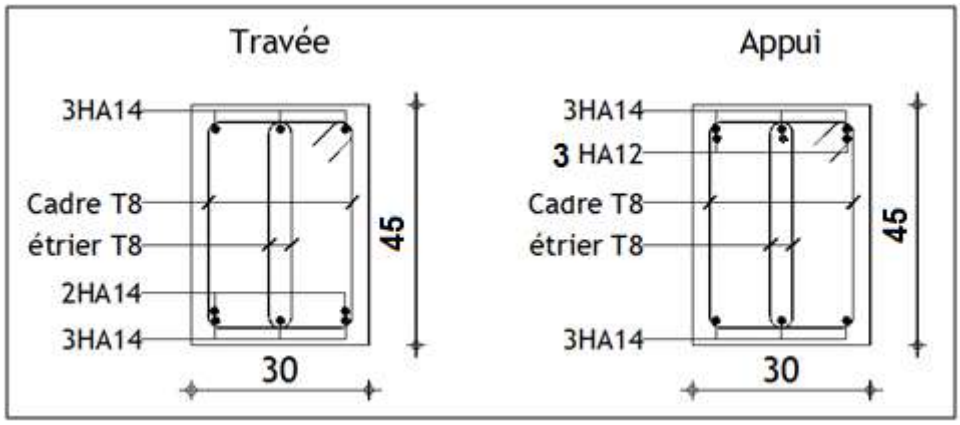


Figure.V.5.. Ferraillages des poutres principales *intermédiaires de terrasse*

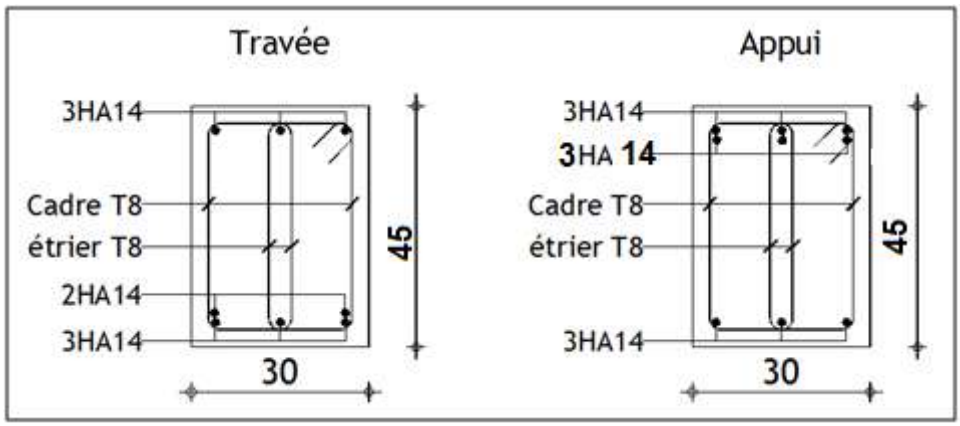


Figure.V.6. Ferraillages des poutres principales *intermédiaires de l'étage courant*

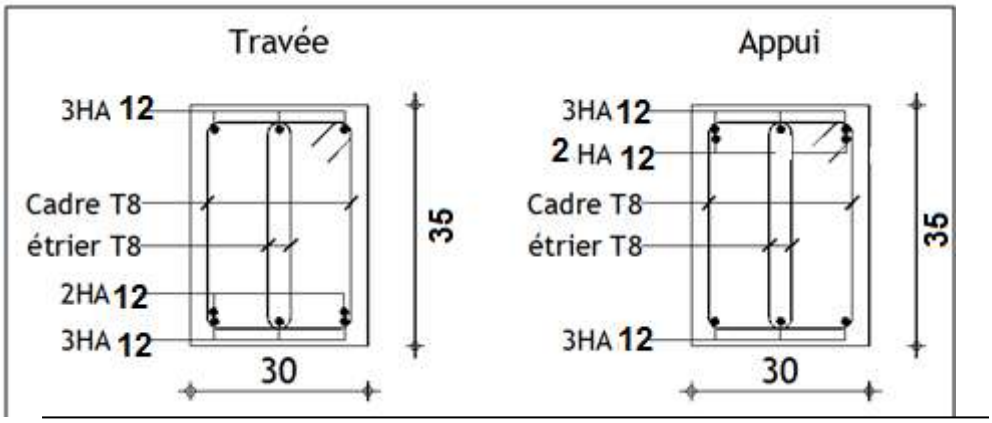


Figure.V.7. Figure V.6.*Ferraillage des poutres secondaires*

V.3.FERRAILLAGE DES POTEAUX :

Les poteaux sont des éléments verticaux dans le bâtiment et sont supposés reprendre les charges verticales et la totalité des les charges horizontales pour les structures auto stables ou bien une charge horizontale restreinte supérieure à 25% pour les structures contreventées. Leur inertie joue un rôle prépondérant dans la résistance des charges horizontales. Les poteaux sont généralement soumis à la flexion composée.

V.3.1.Détermination des armatures longitudinales ;

V.3.1.a. Recommandations des règlements :

❖ Selon le CBA :

$$A_\ell = min \begin{cases} 4\ cm^2\ \ par\ métre\ de\ longueur\ de\ parement \\ 0{,}1\% \le \dfrac{A_\ell}{B} \le 5\%\ \ B : section\ de\ béton\ comprimé \end{cases}$$

En plus la Condition de non fragilité :

$$A_{min} = \frac{B}{1000}$$

❖ Selon le RPA 99 version 2003 ▸▸ [Art 7.4.2.1] ◂◂:

La Zone nodale est bornée par la face supérieur du plancher et h'.

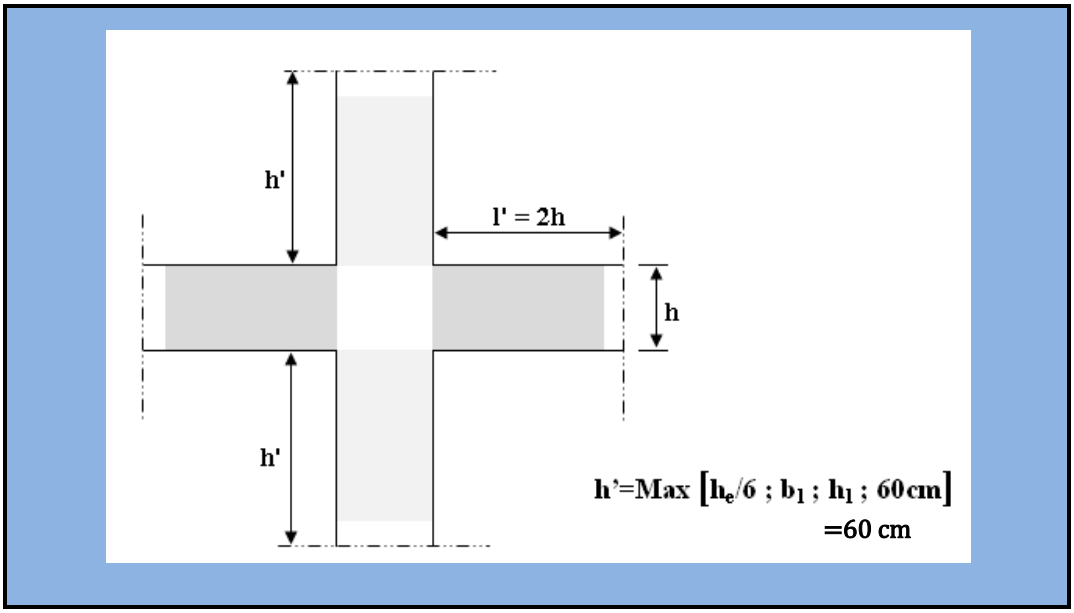


Figure.V.8 .Définition de la zone nodale dans les poteaux.

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.
- Leur pourcentage est limité en zone III par:

$0{,}9\% \le \dfrac{A_\ell}{b.h} \le 4\%$: En zone courante

$0{,}9\% \le \dfrac{A_\ell}{b.h} \le 6\%$: En zone de recouvrement.

- Le diamètre minimum est de 12 mm.
- La longueur minimale des recouvrements est de : 50 Φ en zone III
- La distance maximale entre deux barres voisines sur une même face ne doit pas dépasser : 20cm en zone III.
- pour la zone nodale dans les poteaux, les longueurs à prendre en compte pour chaque barre sont données dans la figure précédente.
  - he : la hauteur d'étage.

V.3.1.b.Sollicitations extrêmes de ferraillage :

Les combinaisons données par les règles **RPA99 version 2003►► Art [5.2] ◄◄**

- G +Q ± E
- 0,8G ± E
- G +Q ± E

Pour équilibrer l'effort normal et le moment de flexion, nous pouvons avoir les trois cas extrêmes suivant :

- M_{max} et son N_{corr}.
- N_{max} et son M_{corr}.
- N_{min} et son M_{corr}.

V.3.1.c. 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 1er ordre provoqué par le moment de flexion égale à :

$$e_1 = \frac{M}{N}$$

- e_2 : Excentricités du 2eme ordre dû aux actions de déformation telle que le retrait et le fluage, elle tient compte le problème de flambement.

$$e_2 = \frac{3.L_f^2(2+\alpha.\phi)}{10000.h}$$

Avec :

- $\phi = \frac{\text{Déformation finale due au fluage}}{\text{Déformation instantanée du béton}} = 2$: généralement pour le béton

- $\alpha = \frac{\text{Moment permanent}}{\text{Moment total}} = \frac{Mu\text{G}}{M\text{u}}$

  - ✓ MuG : 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.

$$e_a = \text{Max}[\ \frac{l_0(\text{cm})}{250}\ ,\ 2\ \text{cm}]$$

❖ on doit vérifier que :

$$\frac{l_f}{h} \leq \text{Max}\ (15 \text{ et} \frac{20*e1}{h})$$

V.3.2. Détermination des armatures à l'ELU de résistance :

Tableau.V.13.détermination des armatures longitudinales des poteaux à l'ELU.

Niveau	Cas	Combinaison	N (kN)	M (kN.m)	A (cm^2)	A_{min} RPA (cm^2)	$A_{choisie}$ (cm^2)
5ème (35*35)	$N_{max} \rightarrow M_{corres}$	1,35.G+1,5.Q +0.8T	274,08	-15,4	2,9	11.03	8HA14=12.32
	$M_{max} \rightarrow N_{corres}$	G+Q+EdY	48,26	74,92	5,5	11.03	8HA14=12.32
	$N_{min} \rightarrow M_{corres}$	0,8.G+EdY	-64,74	8,70	3,2	11.03	8HA14=12.32
4ème (35*35)	$N_{max} \rightarrow M_{corres}$	1,35.G+1,5Q+ 0.8T	559,36	9,02	2,8	11.03	8HA14=12.32
	$M_{max} \rightarrow N_{corres}$	G+Q+Edy	175,21	70,7	3,2	11.03	8HA14=12.32
	$N_{min} \rightarrow M_{corres}$	0,8.G+EdY	-74,34	13,03	3,2	11.03	8HA14=12.32
3ème (40*40)	$N_{max} \rightarrow M_{corres}$	1,35.G+1,5Q+ 0.8T	858,97	12 ,23	3,2	14.40	4HA14+8HA12=15.21
	$M_{max} \rightarrow N_{corres}$	G+Q+Edy	179,28	105,59	5,2	14.40	4HA14+8HA12=15.21
	$N_{min} \rightarrow M_{corres}$	0,8.G+EdY	-123,4	40,61	4,3	14.40	4HA14+8HA12=15.21
2ème (40*40)	$N_{max} \rightarrow M_{corres}$	1,35.G+1,5.Q+ 0.8T	1159,7	9,09	3,2	14.40	4HA14+8HA12=15.21
	$M_{max} \rightarrow N_{corres}$	G+Q+Edy	534,5	90,92	3,2	14.40	4HA14+8HA12=15.21
	$N_{min} \rightarrow M_{corres}$	0,8.G+EdY	-290,2	38,29	6,3	14.40	4HA14+8HA12=15.21
1er (45*45)	$N_{max} \rightarrow M_{corres}$	1,35.G+1,5.Q+ 0.8T	1466,6	10,35	3,6	18.23	12HA14=18.47
	$M_{max} \rightarrow N_{corres}$	G+Q+Edy	137,11	121,71	5,8	18.23	12HA14=18.47
	$N_{min} \rightarrow M_{corres}$	0,8.G+EdY	-584,4	51,89	10,5	18.23	12HA14=18.47
RDC (45*45)	$N_{max} \rightarrow M_{corres}$	1,35.G+1,5.Q+ 0.8T	1783,3	4,93	3,6	18.23	12HA14=18.47
	$M_{max} \rightarrow N_{corres}$	G+Q+Edy	827,81	76,99	3,6	18.23	12HA14=18.47
	$N_{min} \rightarrow M_{corres}$	0,8.G+EdY	-926,1	42,4	14,2	18.23	12HA14=18.47
S-Sol (50*50)	$N_{max} \rightarrow M_{corres}$	1,35.G+1,5.Q+ 0.8T	2112,2	2,64	4.00	22.50	12HA16=24.13
	$M_{max} \rightarrow N_{corres}$	0,8.G+EdY	672,92	17,18	4,00	22.50	12HA16=24.13
	$N_{min} \rightarrow M_{corres}$	0,8.G+EdY	-1106	2,32	14,00	22.50	12HA16=24.13

Tableau.V.14.détermination des armatures longitudinales des poteaux circulaire à l'ELU

Niveau	Cas	Combinaison	N (kN)	M (kN.m)	A (cm^2)	A_{min} RPA (cm^2)	$A_{choisie}$ (cm^2)
Poteau circulaire 40*40	$N_{max} \rightarrow M_{corres}$	0.8G+EDY	175,23	70,84	3 ,2	11,30	8HA14= 12.32
	$M_{max} \rightarrow N_{corres}$	G+Q+EDY	-64,8	8.72	3,2	11,30	8HA14= 12.32
	$N_{min} \rightarrow M_{corres}$	0.8G+EDY	-74,39	13,00	3,2	11,30	8HA14= 12.32

V.3.3.Vérification des contraintes à l'ELS par CBA93 :

Après avoir fait le choix des armatures longitudinales (tout en respectant les sections minimales exigées par les règlements), on passe à la vérification des contraintes à l'ELS, sous les sollicitations Mser, Nser.

On doit vérifier les contraintes du béton et d'acier avec les contraintes admissible :

- Section entièrement comprimée :

$$\sigma_b = \frac{N_{ser}}{B_0} + \frac{M'_G . \nu_1}{I'_G} \sigma_s = 15. \left[\frac{N_{ser}}{B_0} + \frac{M'_G . (\nu_1 - c')}{I'_G}\right]$$

- Section partiellement comprimée :

$$\sigma_b = k . y_1$$

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

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

Niveau	Cas	Combinaison	N (kN)	M (kN. m)	A_{choisi} (cm^2)	σ_b (MPa)	σ_s (MPa)	Vérification
5ème (35*35)	$M_{max} \rightarrow N_{corres}$	G+Q+T	-200,58	-11,32	9,24	2.3	12,6	Cv
	$N_{max} \rightarrow M_{corres}$	G+Q+T	86.51	-13,77	9.24	2,1	27,4	Cv
	$N_{min} \rightarrow M_{corres}$	G+Q+T	43,51	-9,73	9.24	1,3	12,8	Cv
4ème (35*35)	$M_{max} \rightarrow N_{corres}$	G+Q+T	406,64	6,50	9.24	2,7	45	Cv
	$N_{max} \rightarrow M_{corres}$	G+Q+T	179,4	24,47	9.24	2,9	39,3	Cv
	$N_{min} \rightarrow M_{corres}$	G+Q+T	58,22	-2,33	9.24	0,6	7,8	Cv
3ème (40*40)	$M_{max} \rightarrow N_{corres}$	G+Q+T	623,01	8,81	10.68	3,0	55	Cv
	$N_{max} \rightarrow M_{corres}$	G+Q+T	326,04	-13,9	10.68	3,1	43 ,8	Cv
	$N_{min} \rightarrow M_{corres}$	G+Q+T	112,43	32,70	10.68	3,9	40,5	Cv
2ème (40*40)	$M_{max} \rightarrow N_{corres}$	G+Q+T	840,21	6,54	10.68	3,7	78,5	Cv
	$N_{max} \rightarrow M_{corres}$	G+Q+T	586,37	37,25	10.68	5,1	28 ,3	Cv
	$N_{min} \rightarrow M_{corres}$	G+Q+T	150,35	25 ;39	10.68	2,6	5,6	Cv
1er (45*45)	$M_{max} \rightarrow N_{corres}$	G+Q+T	1061,92	7,45	12.32	3 ,6	79,8	Cv
	$N_{max} \rightarrow M_{corres}$	G+Q+T	489,95	16,55	12.32	2,4	29,2	Cv
	$N_{min} \rightarrow M_{corres}$	G+Q+T	230,82	30,67	12.32	2,4	0,4	Cv
RDC (45*45)	$M_{max} \rightarrow N_{corres}$	G+Q+T	1290,81	3,53	12.32	4,1	100,2	Cv
	$N_{max} \rightarrow M_{corres}$	G+Q+T	929 ,89	28,47	12.32	4,4	57	Cv
	$N_{min} \rightarrow M_{corres}$	G+Q+T	304,07	16,51	12.32	1,8	14,5	Cv
S-Sol (50*50)	$M_{max} \rightarrow N_{corres}$	G+Q+T	1528	1,9	16.08	3,7	97,5	Cv
	$N_{max} \rightarrow M_{corres}$	G+Q+T	1156,93	14,66	16.08	3,3	68,3	Cv

	$N_{min} \rightarrow M_{corres}$	G+Q+T	476,46	-0,45	16.08	2,1	30,8	Cv

Tableau.V.16.Vérification des armatures à ELS des poteaux circulaire (40*40)

Niveau	Cas	Combinaison	**N (kN)**	M **(kN. m)**	**$A_{choisie}$ (cm^2)**	**σ_b (MPa)**	**σ_s (MPa)**	Vérification
Poteau circulaire (40*40)	$M_{max} \rightarrow N_{corres}$	G+Q+T	43,55	-9,73	9,24	2.3	12,6	Cv
	$N_{max} \rightarrow M_{corres}$	G+Q+T	179,41	24 ,46	9.24	2,1	27,4	Cv
	$N_{min} \rightarrow M_{corres}$	G+Q+T	58,20	-9,73	-2 ,33	1,3	12,8	Cv

Tableau.V.17.Vérification de ferraillage des poteaux avec les règlements

Niveau	Section (cm^2)	**$A_{choisie}$ (cm^2)**	**A_{min}CBA (cm^2)**	**A_{min}RPA (cm^2)**	Vérification
5ème	35*35	12.32	1.23	11.03	CV
4ème	35*35	12.32	1.23	11.03	CV
3ème	40*40	15.21	1.60	14.40	CV
2ème	40*40	15.21	1.60	14.40	CV
1er	45*45	18.47	2.03	18.23	CV
RDC	45*45	18.47	2.03	18.23	CV
S-Sol	50*50	24.13	2.50	22.50	CV

V.3.4.Détermination des armatures transversales :

V.3.4.a. Calcul de la contrainte de cisaillement τ_u par CBA93 :

La contrainte tangentielle τ_u dans les poteaux est conventionnellement prise égale à :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0.d}$$

V.3.4.b. Contrainte tangente admissible $\overline{\tau_u}$:

La contrainte tangente limite $\overline{\tau_u}$ a pour valeur :

❖ Selon le CBA93 :

Armatures droites (α = 90°)

Fissuration peu nuisible :

$$\overline{\tau_u} = Min\left[0{,}2\frac{f_{c28}}{\gamma_b};5\,MPa\right] = \begin{cases}\overline{\tau_u} = 3{,}34\,MPa \rightarrow \text{situation durable}\\ \overline{\tau_u} = 4{,}34\,MPa \rightarrow \text{situation accidentalle}\end{cases}$$

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 côté ''a'' l'élancement a pour valeur :

$$\lambda = \frac{\ell_f}{a}\sqrt{12} \approx 3{,}46\frac{\ell_f}{a}$$

V.3.4.c.Vérification des contraintes tangentielles :

Tableau.V.18.Vérifications des contraintes de cisaillement dans les poteaux.

Niveau	Section (cm^2)	T_u (kN)	τ_u (MP	λ	ρ_d	Combinaison	$\bar{\tau}_{bu}$ RPA(MPa	$\bar{\tau}_{bu}$ CBA(MPa	Vérification
5ème	35*35	28.80	0.25	22.38	0.075	G+Q+Edx	1.88	3.26	CV
4ème	35*35	41.54	0.36	22.38	0.075	G+Q+Edx	1.88	3.26	CV
3ème	40*40	60.23	0.40	19.58	0.075	G+Q+Edx	1.88	3.26	CV
2ème	40*40	74.21	0.50	19.58	0.075	G+Q+Edx	1.88	3.26	CV
1er	45*45	79.27	0.41	17.41	0.075	G+Q+Edx	1.88	3.26	CV
RDC	45*45	80.90	0.42	17.41	0.075	G+Q+Edx	1.88	3.26	CV
S-Sol	50*50	57.13	0.23	15.66	0.075	G+Q+Edx	1.88	3.26	CV

Tableau.V.19.Vérifications des contraintes de cisaillement dans les poteaux circulaire

Niveau	Section (cm^2)	T_u (kN)	τ_u (MPa)	λ	ρ_d	Combinaison	$\bar{\tau}_{bu}$ RPA(MPa)	$\bar{\tau}_{bu}$ CBA(MPa)	Vérification
Poteau circulaire	40*40	66.68	0.45	22.38	0.075	G+Q+Edx	1.88	3.26	CV

V.3.4.d.Calcul des armatures transversales :

❖ Selon le CBA93 ▸▸ [Art A.5.1.2.3] ◂◂:

- $\phi_t \leq \text{Min}\left[\frac{h}{35}, \frac{b}{10}, \phi_\ell\right]$
- $A_t = n_t . a_t$: 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] ◂◂ :

$$St = \frac{h.fe\ .\ A_t}{\rho.Vu}$$

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: $S_t \leq$ 10 cm en zone III
  - ✓ Dans la zone courante: $S_t \leq$ Min $(b_1/2, h_1/2, 10\phi_1)$ en zone III
- La quantité d'armatures transversales minimale $A_t/(S_t \times b)$ 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.V.20. Les armatures transversales et leurs espacements.

Niveau	Section (cm^2)	T_u(kN	S_t(cm)	λ	Zone	S_t(cm) RPA	$A_{t.calc}(cm^2)$	$A_{t.choisie}$(cm
5ème	35*35	36.13	15	22.38	Nodale	10	0.08	4Ø8=2.01
					Courante	15	0.12	4Ø8=2.01
4ème	35*35	51.54	15	22.38	Nodale	10	0.11	4Ø8=2.01
					Courante	15	0.17	4Ø8=2.01
3ème	40*40	70.23	15	19.58	Nodale	10	0.16	4Ø8=2.01
					Courante	15	0.23	4Ø8=2.01
2ème	40*40	74.21	15	19.58	Nodale	10	0.16	4Ø8=2.01
					Courante	15	0.25	4Ø8=2.01
1er	45*45	89.27	15	17.41	Nodale	10	0.20	4Ø10=3.14
					Courante	15	0.30	4Ø10=3.14
RDC	45*45	81.90	15	17.41	Nodale	10	0.18	4Ø10=3.14
					Courante	15	0.27	4Ø10=3.14
S-Sol	50*50	26.45	15	15.66	Nodale	10	0.06	4Ø10=3.14
					Courante	15	0.09	4Ø10=3.14

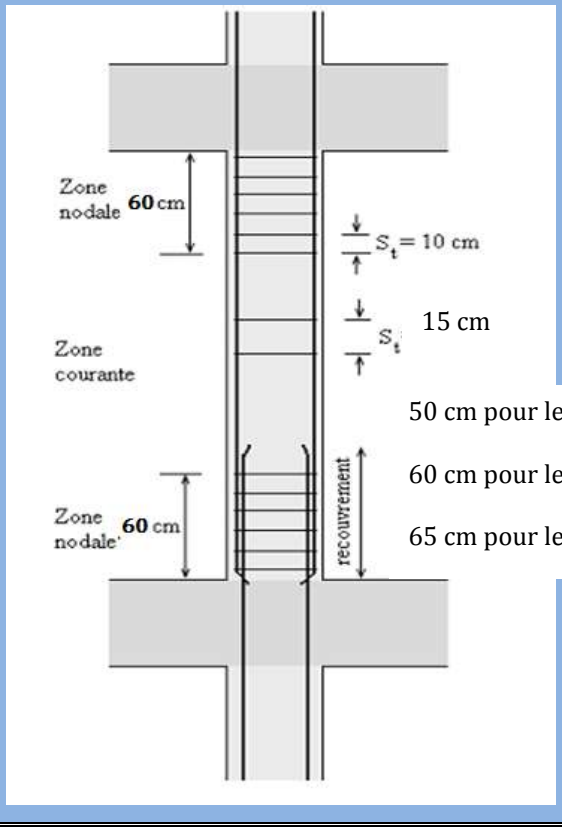


Figure.V.9. Disposition des armatures pour les poteaux.

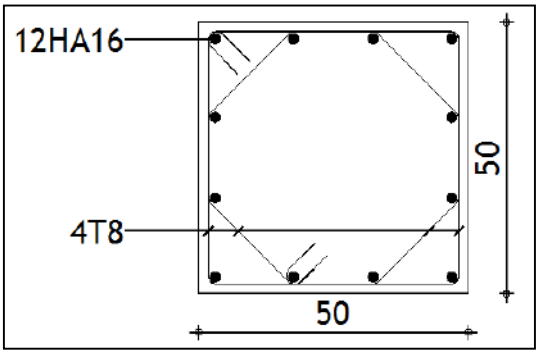


Figure.V.10. Ferraillage poteaux (50*50)

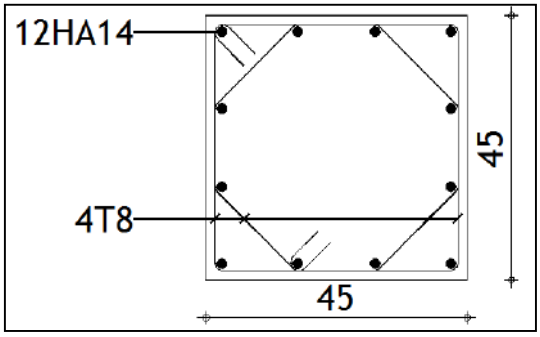


Figure.V.11. Ferraillage poteaux (45*45)

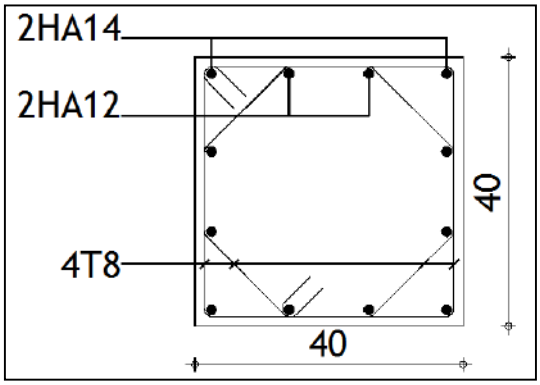


Figure.V.12. Ferraillage poteaux (40*40)

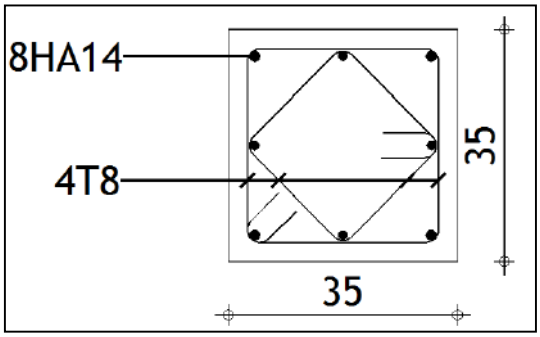


Figure.V.13. Ferraillage poteaux (35*35)

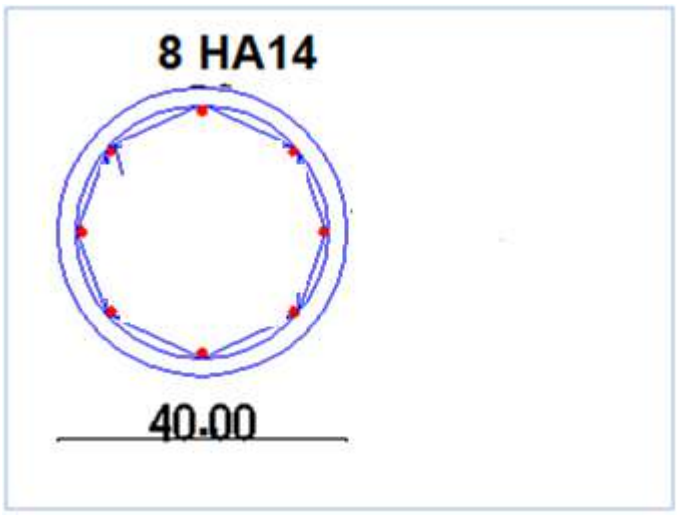


Figure.V.13. Ferraillage poteaux circulaire(40x40)

V.4. FERRAILLAGE DES VOILES:

V.4.1. Les voiles pleins:

Les voiles sont soumis à l'effet de leur poids propre, ils reprennent les charges verticales reparties ou concentrées provenant des planchers et les charges horizontales dues au séisme. Ils seront calculés en flexion composée à partir des combinaisons des sollicitations dues aux charges verticales qui engendrent des efforts normaux et aux forces horizontales provoquant des efforts tranchants et des moments fléchissant.

Le ferraillage des refends se compose des trois types d'armatures suivantes :

- ❖ Les armatures verticales.
- ❖ Les armatures transversales.
- ❖ Les armatures horizontales.
- ❖ Des aciers en partie courante (aciers de peau).

V.4.2.Voiles avec files d'ouvertures:

V.4.2.a. Les trumeaux:

Les trumeaux seront sollicités comme des refends pleins en flexion composée. Le calcul sera mené à l'état limite ultime.

V.4.2.b. Les linteaux:

Les linteaux sont calculés en flexion simple (avec les efforts M, V), on devra disposer:

- ❖ Des aciers longitudinaux de flexion " A_l ".
- ❖ Des aciers transversaux "A_t ".

V.4.3. Méthode de calcul:

On définit un voile par sa section " S ", son moment d'inertie " I " par rapport à son centre de gravité " G ", il est soumis à un effort normal ultime " N " et un moment " M ".

Pour le calcul, on utilise la méthode des contraintes données par " ***NAVIER*** ", ces contraintes sont " σ_1 " et " σ_2 " calculées à partir des sollicitations (M, N)**.**

$$\sigma_1 = \frac{N}{S} + \frac{M}{I} y \quad \sigma_2 = \frac{N}{S} - \frac{M}{I} y$$

- S: section transversale du voile: S = a .L
- I: moment d'inertie: $I = \frac{a.h^3}{12}$
- L: la largeur du voile.
- a: épaisseur du voile.
- y: distance entre le centre de gravité et la fibre la plus éloignée.

Sous l'action des efforts sollicitant le voile résultant trois cas de contraintes possibles:

Cas1 : Si$\sigma_1$et σ_2 sont de signes contraintes alors la section est partiellement comprimée

$$A_v = \frac{F_t}{\sigma_s}$$

$$F_t = \frac{\sigma_2 . L_t . a}{2} \text{ (Force de traction)}$$

$$L_t = \frac{\sigma_2}{\sigma_1 + \sigma_2} . L \text{ (La longueur tendue)}$$

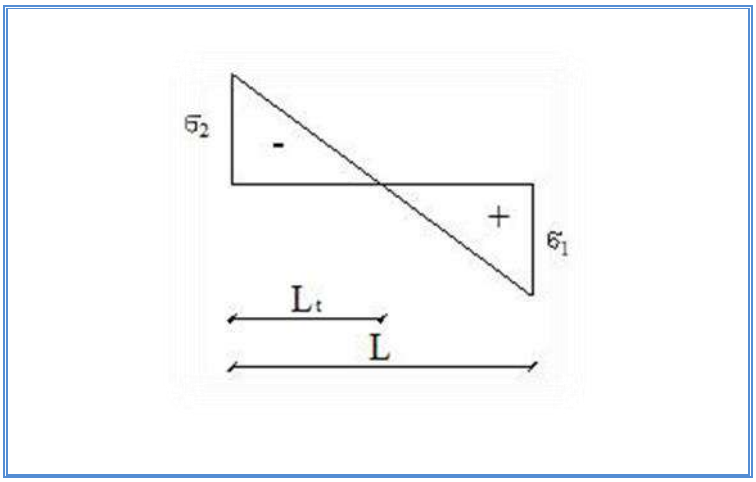


Figure.V.14. Diagramme des contraintes (SPC).

Cas2 : Si σ_1 et σ_2 sont négatives, alors la section est entièrement tendue,la zone courante n'existe pas, on déterminera les armatures verticales par la formule:

$$A_v = \frac{F_t}{\sigma_s}$$

$$F_t = \left[\frac{(\sigma_1 + \sigma_2)}{2}\right].L.a$$

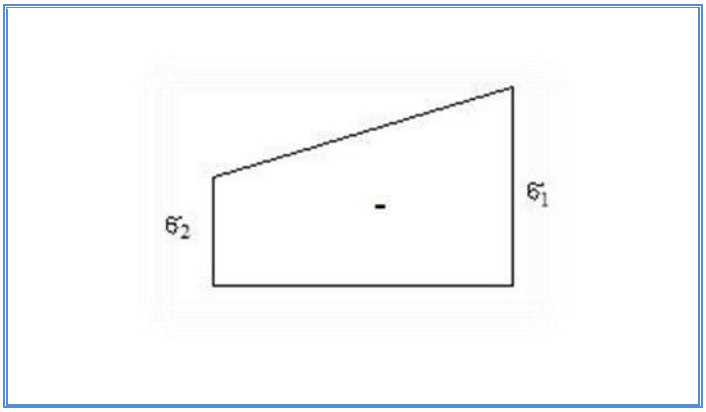


Figure.V.15. Diagramme des contraintes (SET).

Cas3 : Si $\sigma_1$etσ_2 sont positives, alors la section est entièrement comprimée, la zone courante pour le pourcentage minimum donné par le règlement:

$$A_{min} = 0{,}15\%.a.L$$

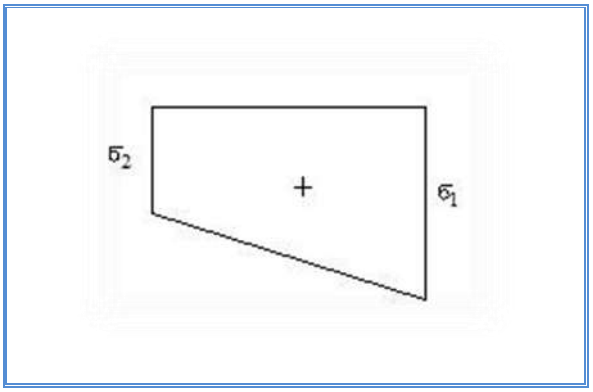


Figure.V.16. Diagramme des contraintes (SEC).

V.4.3.a. Recommandations réglementaires:

- **Armatures verticales:**

L'acier choisi est de type haut adhérence FeE 400.

- **Condition de non fragilité**

  ✓ **Selon le CBA 93:**

  $$0{,}1\% \le \frac{A_v}{a.b} \le 5\%$$

  Avec:

  - a = l'épaisseur du voile
  - b = la largeur de la zone tendue

  ✓ **Selon le RPA 99(V2003):**

  $A_{ver} = 0{,}2\%\, B_t$ dans la section tendue du voile.

  $A_{ver} = 0{,}15\%B$ dans la section globale du voile.

  $A_{ver} = 0{,}1\%B$ dans la section courante.

  Avec :

  - B: section du voile.
  - a: épaisseur du voile.
  - φ_{ver} : diamètre vertical.

❖ **Armatures horizontales:**

Le voile doit avoir des armatures horizontales (A_h) disposées perpendiculairement aux armatures verticales, leur rôle est de supporter l'effort tranchant " V ".

- **Selon le CBA 93:**

Diamètre minimal: $\varphi_h \le \min\left[\frac{h}{35}; \frac{a}{10}; \varphi_v\right]$

Espacement des armatures horizontales:

$S_h \le \min[0{,}9d\,;\, 40cm]$

$$S_h \le \frac{A_h \cdot f_{eh}}{0{,}4.\, a}$$

$$S_t \le \frac{A_h .0{,}9.\, f_{eh}}{\gamma_s .a .\tau_b}$$

$\bar{\tau}_b = \min\left[0{,}2\frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5Mpa\right]$: Fissuration peu nuisible.

$\bar{\tau}_b = \min\left[0{,}15\frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4Mpa\right]$: Fissuration Préjudiciable.

- τ_b : Contrainte de cisaillement.
- $\bar{\tau}_b$: Contrainte de cisaillement admissible.
- A_h: section d'armatures horizontales.
- d = 0,9 h: hauteur utile.

- **Selon le RPA 99 V(2003):**

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

$$S_h \leq \min\left[1{,}5a\,;\,30cm\right]$$

❖ **Armatures transversales:**

Ce sont des armatures ronds lisses de FeE 235 de nuance, elles sont perpendiculaires aux faces du refend, elles relient les deux nappes d'armatures (verticales et horizontales, il faut disposer au moins quatre épingles par mètre carré du voile.

V.4.3.b. Recommandations pour les voiles et les trumeaux:(RPA 99 et CBA 93)

La longueur de recouvrement doit être égale:

- 40 Φ: pour les barres situées dans les zones où le renversement de signes des efforts est possible.
- 20 Φ: pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charge.
- Il est possible de concentrer des armatures de traction à l'extrémité du voile ou du trumeau.
- Espacement des armatures verticales.

$$S_v \leq \text{Min}\left[1{,}5.a\,;\,30cm\right]$$

$$S_v = \begin{cases} S_v & \text{(zone courante)} \\ \dfrac{S_v}{2} & \text{(zone d'extrémité)} \ \dfrac{L}{10} \end{cases}$$

Les barres horizontales doivent être les munies de crochets de 135°, ayant une longueur de 10 Φ, pour les trumeaux dans l'extrémité de l'armature.

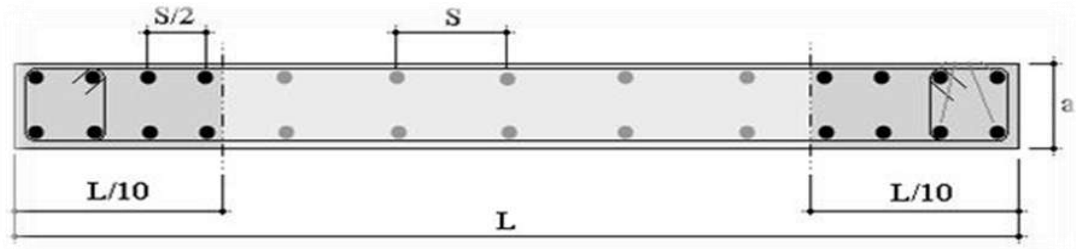


Figure.V.17. Disposition des armatures verticales dans les voiles.

V.4.4. Armatures verticales :

V.4.4.a. Détermination des armatures a l'ELU de résistance :

Tableau.V.21. 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
f_{c28}= 25 MPa	FeE 400	f_{c28}=25 MPa	FeE 400
$\overline{\sigma_b}$ =14,2Mpa	σ $_s$=348 Mpa	$\overline{\sigma_b}$ =18,50 MPa	σ $_s$=400 Mpa

Les résultats du calcul des armatures à l'ELU de résistance sont démontrés dans les tableaux suivants :

Tableau V.22.*Calcul des armatures verticales des voiles pleines*

Niveau	Voile	S (cm^2)	N (kN)	M (kN.m)	Situation	$A_{calculée}$ (cm^2)	S_t (cm)	$A_{choisie}$ (cm^2)
S-Sol	$V_{péri}$	20×490	2522.33	1712.51	G+Q+Ex	40.8	20	2×25HA12=58.82
	V1	20×450	1543.53	1145.83	G+Q+Ey	37.6	20	2×24HA12=54.28
	V2	20×455	2373.24	357.92	G+Q+Ey	38	20	2×24HA12=54.28
	V3	20×350	1312.83	1252.52	G+Q+Ex	29.6	20	2×19HA12=42.98
RDC et 1er étage	V1	20×455	2450.58	3655.34	G+Q+Ey	38	20	2×24HA12=54.28
	V2	20×460	2867.07	6254.93	G+Q+Ey	38.4	20	2×24HA12=54.28
	V3	20×355	1879.31	3837.34	G+Q+Ex	30	20	2×18HA12=40.72
2ème et 3ème étage	V1	20×460	1354.93	1811.88	G+Q+Ey	38.4	20	2×25HA12=56.54
	V2	20×465	1766.55	2943.1	G+Q+Ey	38.8	20	2×25HA12=56.54
	V3	20×360	1239.70	1324.1	G+Q+Ex	30.4	20	2×19HA12=42.98
4ème et 5ème étage	V1	20×465	489.59	669.73	G+Q+Ey	38.8	20	2×25HA12=56.54
	V2	20×470	790.86	837.52	G+Q+Ey	39.2	20	2×25HA12=56.54
	V3	20×365	579.55	525.73	G+Q+Ex	30.8	20	2×19HA12=42.98

Tableau.V.23..Vérification des contraintes a l'ELS

Niveau	Voile	S (cm^2)	N (kN)	M (kN.m)	$A_{choisie}$ (cm^2)	σ_b (MPa)	σ_s (MPa)	$\overline{\sigma_b}$ (MPa)	$\overline{\sigma_s}$ (MPa)	$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$ $\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$
S-Sol	$V_{péri}$	20×490	1119.75	21.66	2×28.27	1.1	16.40	15.00	201.63	Oui
	V1	20×450	497.16	2.49	2×27.14	0.5	7.8	15.00	201.63	Oui
	V2	20×455	326.83	10.21	2×27.14	0.3	5.2	15.00	201.63	Oui
	V3	20×350	252.54	94.82	2×21.49	0.3	7.7	15.00	201.63	Oui
RDC et 1er étage	V1	20×455	1337.59	351.16	2×27.14	1.8	26.8	15.00	201.63	Oui
	V2	20×460	1476.86	164.41	2×27.14	1.7	25.4	15.00	201.63	Oui
	V3	20×355	1510.36	70.96	2×20.36	2.1	31.2	15.00	201.63	Oui
2ème et 3ème étage	V1	20×460	913.37	287.31	2×28.27	1.3	18.9	15.00	201.63	Oui
	V2	20×465	1120.56	130.69	2×28.27	1.3	19.1	15.00	201.63	Oui
	V3	20×360	990.47	98.33	2×21.49	1.4	21.6	15.00	201.63	Oui
4ème et 5ème étage	V1	20×465	375.67	290.18	2×28.27	0.7	10.6	15.00	201.63	Oui
	V2	20×470	590.47	179.33	2×28.27	0.8	11.8	15.00	201.63	Oui
	V3	20×365	473.19	116.51	2×21.49	0.8	12.0	15.00	201.63	Oui

Tableau.V.24..Vérification selon les règlements CBA93 et RPA99 version 2003

Niveau	Voile	S (cm^2)	$A_{choisie}$ (cm^2)	A_{min} CBA (cm^2)	A_{min} RPA (cm^2)	Vérification
S-Sol	$V_{péri}$	20×490	2×25HA12=58.82	9.8	14.7	Oui
	V1	20×450	2×24HA12=54.28	9	13.5	Oui
	V2	20×455	2×24HA12=54.28	9.1	13.7	Oui
	V3	20×350	2×19HA12=42.98	7	10.5	Oui
RDC et 1er étage	V1	20×455	2×24HA12=54.28	9.1	13.65	Oui
	V2	20×460	2×24HA12=54.28	7.1	13.8	Oui
	V3	20×355	2×18HA12=40.72	7.1	10.65	Oui
2ème et 3ème étage	V1	20×460	2×25HA12=54.28	9.2	13.8	Oui
	V2	20×465	2×25HA12=54.28	9.2	13.95	Oui
	V3	20×360	2×19HA12=42.98	7.2	10.8	Oui
4ème et 5ème étage	V1	20×465	2×25HA12=42.98	9.3	13.95	Oui
	V2	20×470	2×25HA12=42.98	9.4	14.1	Oui
	V3	20×365	2×19HA12=42.98	7.3	10.95	Oui

V.4.4.b. L'espacement:

D'après le RPA 99 version 2003, on à l'espacement admissible :

$$S_v \leq \text{Min}\begin{cases} 1{,}5a \\ 30\text{cm} \end{cases} \rightarrow \begin{cases} 30\text{cm} \\ 30\text{cm} \end{cases}$$

Avec:

- L : la largeur du voile
- a : l'épaisseur du voile

Les espacements adoptés pour chaque voile sont indiquées dans les tableaux précédents.

❖ **Les armatures transversales :**

Elles sont perpendiculaires aux faces du refend, elles relient les deux nappes d'armatures verticales et horizontales. Par ailleurs elles empêchent le flambement éventuel des barres verticales. Ces dernières (les deux nappes d'armatures) doivent être reliées avec au moins 4 épingles par mètre carré.

L'acier choisi pour les armatures transversales est du type rond lisse de nuance FeE 235.

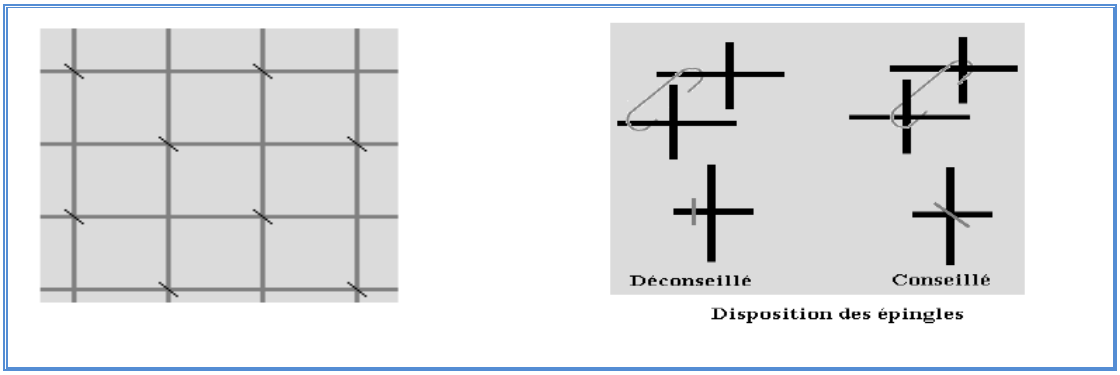


Figure.V.18. Les armatures transversales et les épingles.

Pour notre structure, toutes les longueurs de recouvrement sont : l_r=50.ϕ=65 cm

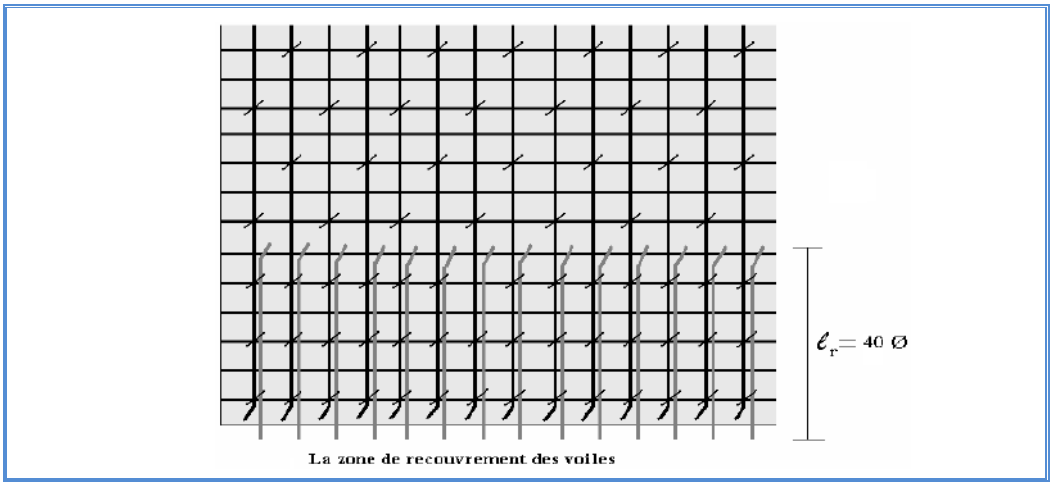


Figure.V.19. La zone de recouvrement des voiles.

❖ **Les armatures horizontales :**

Horizontalement le voile équilibrera l'effort tranchant provenant des efforts sismiques.

Les calculs de détermination des armatures horizontales pour équilibrer l'effort tranchant ont donné des résultats très faibles, inférieurs aux sections minimales exigées par le RPA 99 ver2003,on adoptera les sections minimales de ce dernier.

✓ **Contraintes limites de cisaillement dans les voiles :**

Dans le règlement (RPA99 version 2003), la contrainte de cisaillement dans le béton est limitée comme suit :

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0{,}2\, f_{c28} = 5\text{MPa}$$

Où: $\tau_b = \dfrac{\bar{V}}{b_0\, d}$ avec: $\bar{V} = 1{,}4 \times V_u$

- b_o : épaisseur du voile.
- d : hauteur utile =0,9.h.
- h : hauteur totale de la section brute.

Le calcul des armatures horizontales se fait comme le calcul des armatures transversales des poteaux avec : $A_t = 2.\ a_t$

Leur espacement doit satisfaire l'inégalité suivante : [CBA : A.5.1.2.3]

$$S_t \leq \frac{0{,}9.\ A_t.\ \frac{f_{et}}{\gamma_s}}{b_o(\tau_u - 0{,}3.\ f_{t28}.\ K)}$$

Avec dans le cas de la flexion composée :

$K = 1 + 3.\dfrac{Nu}{B.f_{c28}}$ (Compression) ; et $K = 1\text{-}10.\dfrac{Nu}{B.f_{c28}}$ (traction)

Et on doit vérifier que : $\begin{cases} S_t \leq \text{Min}\ (0{,}9d;\ 40\text{cm}) \textbf{ CBA93} \\ S_t \leq \text{min}\ (1{,}5a;\ 30\text{cm}) \textbf{RPA99ver2003 ►► [Art 7.7.4.3] ◄◄} \end{cases}$

V.4.5.Calcul des armatures horizontales et les espacements dans les voiles pleines :

Les résultats de calcul sont montrés dans le tableau suivant :

Tableau.V.25. Calcul des armatures horizontales et leurs espacements dans les voiles pleines.

Niv.	B (cm^2)	V_u (KN)	$\overline{V_u}$ (KN)	τ_b (MPa)	$\overline{\tau_b}$ (MPa)	S_h (cm)		S_h choisi (cm)	A_h (cm^2)	A_{min} RPA	A_h choisi (cm^2)
						RPA	CBA				
Etages	20x455	362,20	507,08	0,62	5,00	30	40	15	13,34	6,88	**17HA10**
	20x460	318,73	446,22	0,54	5,00	30	40	15	13,34	6,88	**17HA10**
	20x355	206,02	394,29	0,62	5,00	30	40	15	13,34	6,88	**17HA10**
	20x65	171,58	240,21	2,05	5,00	30	40	15	13,34	6,88	**17HA10**
RDC	20x450	474,55	664,37	0,82	5,00	30	40	15	13,34	7,80	**17HA10**
	20x455	603,77	845,28	1,03	5,00	30	40	15	13,34	7,80	**17HA10**
	20x350	682.91	956,07	1,52	5,00	30	40	15	13,34	7,80	**17HA10**
	20x210	352,24	493,14	1,30	5,00	30	40	15	13,34	7,80	**17HA10**

V.4.6.Ferraillage des voiles avec ouverture :

V.4.6.1.les trumeaux :

A.1. Détermination des armatures a l'ELU :

Tableau V.26.*Calcul des armatures verticales les trumeaux*

Niveau	Voile	S (cm^2)	N (kN)	M (kN.m)	Situation	$A_{calculée}$ (cm^2)	S_t (cm)	$A_{choisie}$ (cm^2)
S-sol	t1	20×256	1268.82	448.83	G+Q+Ey	22	20	2×14HA12=31.66
	t2	20×455	2930.17	1736.90	G+Q+Ey	38	20	2×24HA12=54.28
	t3	20×450	1503.09	2036.77	G+Q+Ex	37.6	20	2×24HA12=54.28
	t4	20×350	1241.15	1065.06	G+Q+Ex	29.6	20	2×19HA12=42.98
RDC et 1er étage	t1	20×261	1183.82	166.32	G+Q+Ey	22.4	20	2×15HA12=33.92
	t2	20×460	1179.29	1082.99	G+Q+Ey	38.4	20	2×24HA12=54.28
	t3	20×455	1801.00	682.38	G+Q+Ex	38	20	2×24HA12=54.28
	t4	20×355	1092.06	2327.24	G+Q+Ex	30	20	2×19HA12=42.98
2ème et 3ème étage	t1	20×266	643.61	229.13	G+Q+Ey	22.8	20	2×15HA12=33.92
	t2	20×465	706.30	828.04	G+Q+Ey	38.8	20	2×25HA12=58.82
	t3	20×460	943.71	551.04	G+Q+Ex	38.8	20	2×25HA12=58.82
	t4	20×360	490.56	434.89	G+Q+Ex	30.4	20	2×20HA12=45.24
4ème et 5ème étage	t1	20×271	225.17	164.99	G+Q+Ey	23.2	20	2×15HA12=33.92
	t2	20×470	371.21	263.68	G+Q+Ey	39.2	20	2×25HA12=58.82
	t3	20×465	375.69	147.92	G+Q+Ex	38.8	20	2×25HA12=58.82
	t4	20×365	220.53	174.92	G+Q+Ex	30.8	20	2×19HA12=42.98

Tableau.V.27..Vérification des contraintes a l'ELS

Niveau	Voile	S (cm^2)	N (kN)	M (kN.m)	$A_{choisie}$ (cm^2)	σ_b (MPa)	σ_s (MPa)	$\overline{\sigma_b}$ (MPa)	$\overline{\sigma_s}$ (MPa)	$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$ $\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$
S-Sol	$V_{péri}$	20×490	1119.75	21.66	2×15.83	1.1	16.40	15.00	201.63	Oui
	t1	20×256	769.18	-35.98	2×27.14	1.5	21.8	15.00	201.63	Oui
	t2	20×455	788.07	88.97	2×27.14	0.9	13.7	15.00	201.63	Oui
	t3	20×450	1287.41	88.73	2×21.49	1.4	21.6	15.00	201.63	Oui
RDC et 1er étage	t1	20×261	353.48	-21.27	2×16.96	0.7	10.5	15.00	201.63	Oui
	t2	20×460	1896.63	-533.8	2×27.14	2.6	38.2	15.00	201.63	Oui
	t3	20×455	776.7	1.69	2×27.14	0.8	12.00	15.00	201.63	Oui
2ème et 3ème étage	t1	20×266	262.86	23.99	2×16.96	0.5	8.1	15.00	201.63	Oui
	t2	20×465	554.7	47.43	2×28.27	0.6	9.2	15.00	201.63	Oui
	t3	20×460	506.13	-87.04	2×28.27	0.6	9.2	15.00	201.63	Oui
4ème et 5ème étage	t1	20×271	128.69	-40.83	2×16.96	0.4	5.3	15.00	201.63	Oui
	t2	20×470	263.76	34.19	2×28.27	0.3	4.5	15.00	201.63	Oui
	t3	20×465	241.45	90.13	2×28.27	0.3	5.2	15.00	201.63	Oui

V.4.6.2Calcul des armatures horizontales et leurs espacements dans les trumeaux :

Les résultats de calcul sont montrés dans le tableau suivant :

Tableau.V.28. Calcul des armatures horizontales et leurs espacements dans les trumeaux.

Niv.	B (cm^2)	V_u (KN)	$\overline{V_u}$ (KN)	τ_b (MPa)	$\overline{\tau_b}$ (MPa)	S_h (cm)		S_h choisi (cm)	A_h (cm^2)	A_{min} RPA	A_h choisi (cm^2)
						RPA	CBA				
Etages	20x261	262,20	367,08	0,50	5,00	30	40	15	13,34	6,88	**17HA10**
	20x460	515,22	721,308	1,03	5,00	30	40	15	13,34	6,88	**17HA10**
	20x455	201,17	281,638	0,53	5,00	30	40	15	13,34	6,88	**17HA10**
	20x355	203,03	284,242	0,85	5,00	30	40	15	13,34	6,88	**17HA10**
RDC	20x256	274,55	367,08	0,46	5,00	30	40	15	13,34	7,80	**17HA10**
	20x455	517,16	721,308	0,92	5,00	30	40	15	13,34	7,80	**17HA10**
	20x450	209,25	292,95	0,49	5,00	30	40	15	13,34	7,80	**17HA10**
	20x350	372,54	521,556	1,38	5,00	30	40	15	13,34	7,80	**17HA10**

V.4.7. Ferraillage des linteaux:

Les voiles avec files d'ouvertures sont constitués par des trumeaux reliés entre eux par des poutres de couplages "linteaux".

Ces éléments seront étudiés comme des poutres bi encastrées dans les trumeaux.

Elles sont sollicitées en flexion simple comme les poutres, et on le vérifie avec les règlements en vigueur (CBA 93, RPA 99)

V.4.7.a. Recommandation des règlements:

- **Selon le CBA 93 :**

Même conditions que pour les poutres.

❖ **Selon le RPA 99 :**

✓ **Contrainte limite de cisaillement(RPA99 Art 7.7.2):**

$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0{,}2\, f_{c28}$

Où: $\tau_b = \dfrac{\overline{T}}{b_0.d}$ avec: $\overline{T} = 1{,}4.T_{calculée}$

- b_0: épaisseur du linteau.
- d: hauteur utile. d=0,9h.
- T_u: effort tranchant ultime.

❖ **Ferraillage des linteaux:**

✓ **Premier cas: $\tau_b \leq 0{,}06\, f_{c28}$**

- **Aciers longitudinaux:**

Les aciers longitudinaux inférieurs et supérieurs sont calculés par la formule:

$A_t \geq \dfrac{M}{Z.f_e}$ Avec Z=h-2d'

- M: moment du à l'effort tranchant : ($\overline{T}$ =1,4T)
- h: hauteur totale du linteau.
- d: distance d'enrobage.

- **Aciers transversaux:**

- **Premier sous cas:** linteau long (λ_g=l/h > 1)

On a $S_t \leq \dfrac{A_t.f_e.z}{\overline{T}}$

- S_t: Espacement entre les armatures transversales.
- A_t: section d'armatures transversales.
- L: portée du linteau.
- Z = h - 2 d'

- **Deuxième sous cas:** linteau courts (λ_g=l/h ≤ 1)

On doit avoir:

$$S_t \leq \frac{A_t \cdot f_e \cdot L}{T + A_t \cdot f_e}$$

$$T = \min\left(T_1, T_2\right) ; \; T_1 = \frac{M_{ci} + M_{cj}}{L_{ij}} \; ; \; T_2 = 2.T_u$$

Avec :

M_{ci} , M_{cj}: Moments résistants ultimes des sections d'about à gauche et à droite du linteau de portée " L_{ij} ", est calculés par:

$$M_c = A_l \cdot f_e \cdot Z \quad \text{Avec:} \quad Z = h - 2d'$$

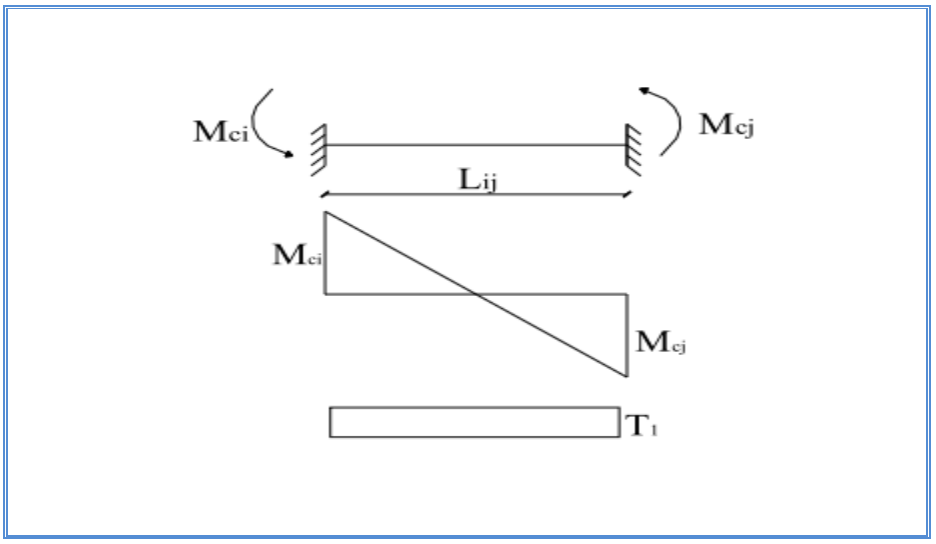


Figure.V.20. Moment et effort tranchant résistants dans le linteau.

✓ **Deuxième cas:τ_b> 0,06 f_{c28}**

Dans ce cas il y a lieu de disposer les ferraillages longitudinaux (supérieur et inférieur), transversaux et en zone courante (armature de peau) suivant les minimum réglementaires.

Les efforts (M, T) 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:

$$A_D = \frac{T}{2 f_e \sin \alpha}$$

Avec : tg α= (h-2d)/l

Et T=Tu calcul (sans majoration)

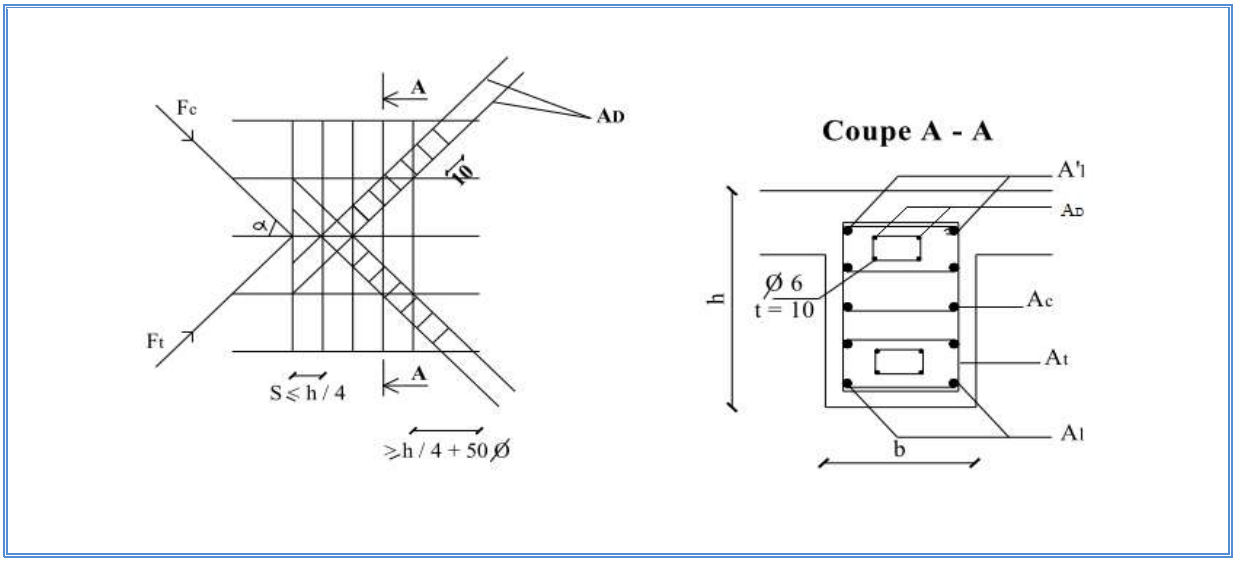


Figure.V.21. Armatures de linteaux.

❖ **Ferraillage minimal:**

✓ ***Selon le RPA 9, on a:***

$A_l \geq 0{,}15\,\%\, b.h$

$A_c \geq 0{,}2\%\, b.h$

$A_D = 0$ Si $\tau_b \leq 0{,}06\, f_{c28}$

$A_D = 0{,}15\,\%\, b.h$ Si $\tau_b > 0{,}06\, f_{c28}$

$A_t \geq 0{,}15\,\%\, b.s$ Si $\tau_b \leq 0{,}025\, f_{c28}$

$A_t \geq 0{,}25\,\%\, b.s$ Si $\tau_b > 0{,}025\, f_{c28}$

V.4.7.b. Calcul du ferraillage longitudinal :

Caractéristiques du linteau: b = 0,20 m ; h = 0,89m ; d = 0,80 m ; L = 1,3 m.

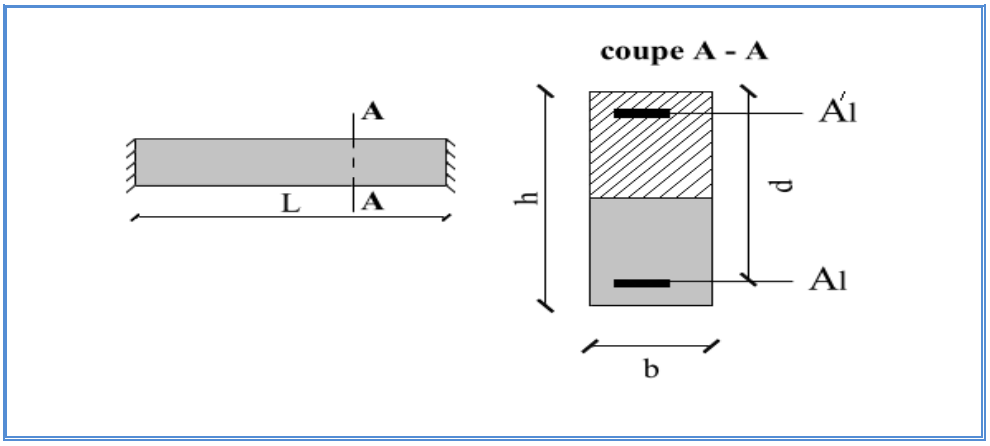


Figure.V.22. Section du linteau.

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant:

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

Niv	e (cm)	H (cm)	L (cm)	V_u (KN)	τ_b (MPa)	$\overline{\tau_b}$ (MPa)	M	ζbar	ζ<ζbar
RDC-1er	20	248	120	1328,78	4,17	5,00	716,13	1,5	Traction/compression
1er-2ème	20	180	120	839,06	3,63	5,00	492,32	1,5	Traction/compression
2ème-3ème	20	180	120	676,84	2,92	5,00	409,64	1,5	Traction/compression
3ème-4ème	20	180	120	468,18	2,02	5,00	277,60	1,5	Traction/compression
4ème-5ème	20	180	120	254,79	1,10	5,00	147,29	1,5	Flexion simple
5ème	20	180	120	-	-	5,00	-	1,5	-

Tableau.V.30. Armatures longitudinales et Armatures de peau dans les linteaux**.**

Niveau	A calculé (cm^2)				St (cm)	A choisie (cm^2)			
	A_D	A_L	A_T	A_P		A_D	A_L	A_T	A_P
RDC-1er	18,45	7,44	0,75	9,92	15	2x(6 HA 14)	2x(6 HA 12)	2x(7HA10)	2x (8HA12)
1er-2ème	12,61	5,40	0,75	7,20	15	2x(6HA 14)	2x(6 HA 12)	2x(7HA10)	2x (8HA12)
2ème-3ème	10,7	5,40	0,75	7,20	15	2x(6 HA 12)	2x(6 HA12)	2x(7HA10)	2x (8HA12)
3ème-4ème	7,03	5,40	0,75	7,20	15	2x(6 HA 12)	2x(6HA12)	2x(7HA10)	2x (8HA12)
4ème-5ème	-	2,95	1,58	-	15	-	2x(3HA12)	2x(7HA10)	-

5 ème	-	-	-	-	15	-	-	-	-

Tableau.V.31.Vérification des contraintes de cisaillement dans les linteaux**.**

Sens	T (KN)	$\overline{T}$ (KN)	τ_b (MPa)	$\overline{\tau}_b$ RPA99 (MPa)	$\tau_b < \overline{\tau}_b$
-1-	1328,78	1860,29	4,17	5	c.v
-2-	839,06	1174,68	3 ,63	5	c.v

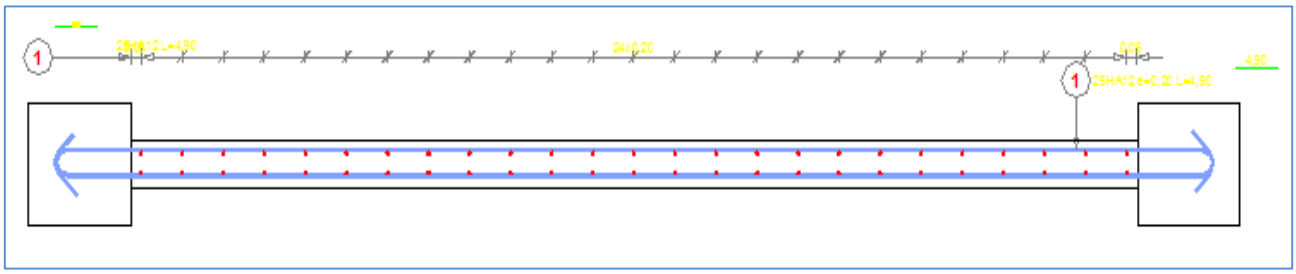


Figure.V.23. Ferraillage voile pleine

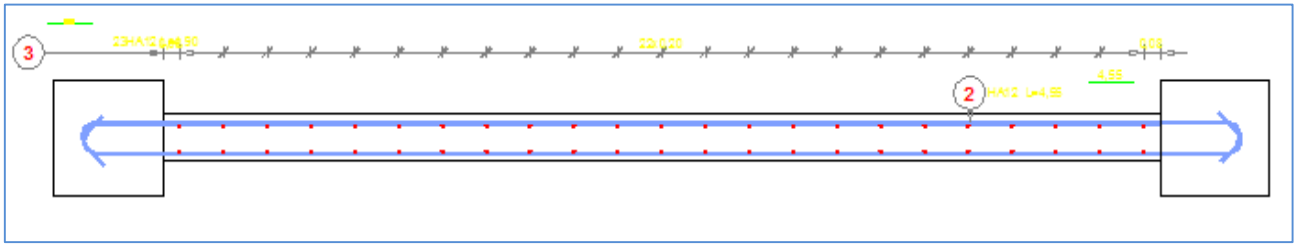


Figure.V.24. Ferraillage voile avec ouverture

CHAPITRE VI

CALCUL DES FONDATIONS

VI.1. INTRODUCTION :

Les fondations d'une structure sont les éléments de l'infrastructure situés au-dessous du niveau de base (contact avec le sol), auquel elles transmettent les charges et surcharges de la structure au sol, donc elles constituent la partie essentielle de l'ouvrage.

Une fondation est un organe de transmission des charges de la superstructure au sol, elle ne peut être calculée que si l'on connaît la superstructure et ses charges, d'une part et les caractéristiques du sol d'autre part.

Les fondations doivent assurer deux fonctions essentielles :

- reprendre les charges et les surcharges supportées par la structure ;
- transmettre les charges et les surcharges au sol dans de bonnes conditions, de façon à assurer la stabilité de l'ouvrage.

Le dimensionnement des fondations doit être compatible avec la capacité portante admissible du sol.

VI.2. TYPES DE FONDATIONS :

Les fondations peuvent être classées en 3 types :

- Fondations superficielles (semelles isolées, semelles filantes, radiers, etc...)
- fondations semi profondes (puits)
- fondations profondes (pieux)

VI.3. CARACTERISTIQUES DU SOL :

Pour projeter correctement une fondation, Il est nécessaire d'avoir une bonne connaissance de l'état des lieux, au voisinage de la construction à édifier, mais il est surtout indispensable d'avoir des renseignements aussi précis que possible sur les caractéristiques géotechniques des différentes couches qui constituent le terrain.

Les caractéristiques du sol sont déterminées dans le rapport du sol donnée par le laboratoire "GEOTECHNICAL AND CONSTRUCTION ENGENEERING".

VI.3.1. Capacité portante du sol:

La charge limite du sol, notée q_L, est la pression au-delà de laquelle le sol rompe par cisaillement. Elle est donnée par :

$$q_L = R_P/\beta$$

Avec β : coefficient de portance compris entre 5 et 7.

La capacité portante (ou taux du travail) du sol est la contrainte admissible acceptable que l'on prenne en compte pour dimensionner les fondations de l'ouvrage ; elle est notée q_{adm} et telle que : $q_{adm} = q_L/F$;F étant un coefficient de sécurité pris égal à 3 dans le cas des fondations superficielles.

En tenant compte de ces deux coefficients (β et F), la valeur de q_{adm} peut être évaluée à partir des résultats de l'essai au pénétromètre dynamique lourd par la formule :

$$q_{adm} = \frac{R_P}{20}$$

En tenant compte de la valeur adoptée de la résistance équivalente $\mathbf{R_P^e = 40\ bars}$ à partir de la profondeur $z = 4.00\text{m}$ (voir ci-dessus), la valeur calculée de la pression admissible à partir de cette profondeur est :

$$\mathbf{q_{adm} = 2.00\ bars}$$

VI.3.2. Ancrage des fondations :

L'assise des fondations, correspondant à la capacité portante adoptée supra, doit être au minimum égale à quatre mètres (2,00m) à partir du niveau du terrain naturel ; soit :

$$\mathbf{D = 2.00m}$$

Les caractéristiques de ce sol sont : $\varphi = 11{,}01°$, $C = 36\text{kPa}$, $\gamma_h = 20.02\ \text{kN/m}^3$

On doit justifier le choix du type de fondation correspondante à la capacité portante du sol $\sigma_{sol} = 2.00\ \text{bar}$ avec un ancrage de 2 m sous le niveau du sous-sol (-3.40m), donc D= 5.40m.

VI.4. CHOIX DU TYPE DE FONDATION :

Le choix du type de fondation dépend de :

- type d'ouvrage à construire ;
- la nature et homogénéité du bon sol ;
- la capacité portante du terrain de fondation ;
- la raison économique ;
- la facilité de réalisation ;
- la distance entre axes des poteaux.

Vue la présence des voiles et le rapprochement des poteaux dans notre structure, les semelles seront de trois types :

- semelles isolées ;
- semelles filantes sous voiles ;
- semelles filantes sous poteaux.

VI.4.1. Semelle isolée sous poteau :

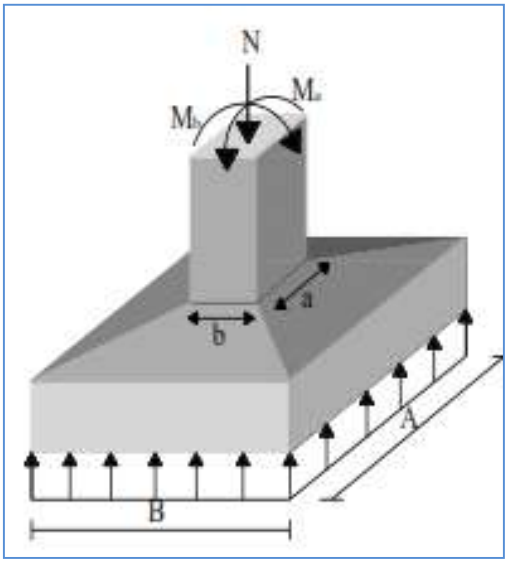


Figure VI.1.*Semelle isolée sous poteau*

$$S = A.B = \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}} \quad , \quad \frac{a}{b} = \frac{A}{B} \quad \Rightarrow \quad A = \frac{a}{b}.B \quad , \quad B = \sqrt{\frac{N_{ser}.b}{\sigma_{sol}.a}} \quad , \quad h \geq \frac{B-b}{4} + c$$

$$\sigma_{sol} = 0.20\ \text{MPa} \quad , \quad a = b = 50\ \text{cm} \quad , \quad c = 3\ \text{cm}$$

Tableau VI.1.*Dimensionnement des semelles isolées*

Semelle	N_{ser}(kN)	M_{ser}(kN.m)	A (m)	B (m)	$A_{choisie}$ (m)	$B_{choisie}$ (m)	h (m)	d (m)	c (m)
S1	1528.52	7.18	2.76	2.76	2.80	2.80	0.61	0.70	0.03
S2	1156.93	7.72	2.40	2.40	2.50	2.50	0.53	0.60	
S3	940.5	11.07	2.16	2.16	2.20	2.20	0.5	0.50	

Vérification du chevauchement des semelles :

$$L \geq \frac{1.5(B + B')}{2}$$

$$L = 3.10\ \text{m} \quad , \quad \frac{1.5(B + B')}{2} = \frac{1.5(2.80 + 2.80)}{2} = 4.20\ \text{m} \quad (C.N.V)$$

Il y a un chevauchement des semelles, donc on passe aux semelles filantes.

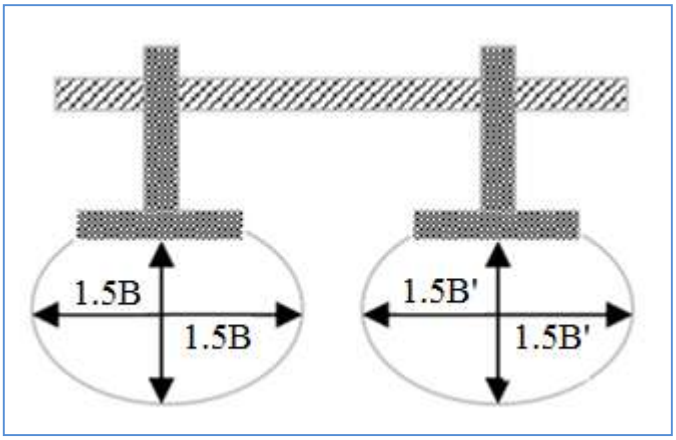


Figure VI.2.*Les bulles de pression*

VI.4.2. Semelle filante sous voiles et poteaux :

VI.4.2.1. Dimensionnement :

a) L'enrobage " e " :

Le sol ne peut donne qu'une fissuration préjudiciable ou très préjudiciable. Pour cela, l'enrobage ne peut être inférieur à 3 cm.

b) La largeur " B " de la semelle :

Le calcul de la largeur " B " de la semelle se fait sur la base de l'inéquation d'équilibre statique.

$$\sigma \leq [\sigma_{sol}]$$

$[\sigma_{sol}] = 0.20$ MPa (donnée par le rapport du sol)

$$\sigma = \frac{\sum N_{ser}}{S}$$

Vue la longueur de la semelle, le calcul se fait pour une bande de 1 m de longueur.

$$S = 1000 \times B \ (mm^2)$$

Il faut satisfaite l'inégalité suivante :

$$\frac{\sum N_{ser}}{1000 \times B} \leq [\sigma_{sol}] \quad \Rightarrow \quad B \geq \frac{\sum N_{ser}}{1000 \times [\sigma_{sol}]}$$

c) Hauteur " h " de la semelle :

Pour que les contraintes soient uniformément réparties et pour que le béton seul puisse assurer la résistance à l'effort tranchant sans qu'il ait nécessité de prévoir des armatures verticales, la hauteur utile " d " doit être au moins égale au demi-débord de la semelle.

$$d \geq \frac{B-b}{4} \quad , \quad h = d + c$$

d) Hauteur " e " du patin :

La hauteur " e " du patin doit être suffisante pour que le bétonnage de la semelle puisse se faire de manière homogène et pour que les crochets d'ancrage des armatures soient bien enrobés.

$$e \approx \frac{h}{2} \text{à} \frac{h}{3} \quad , \quad e \geq 6\emptyset + 6 \quad (\emptyset \text{ en cm})$$

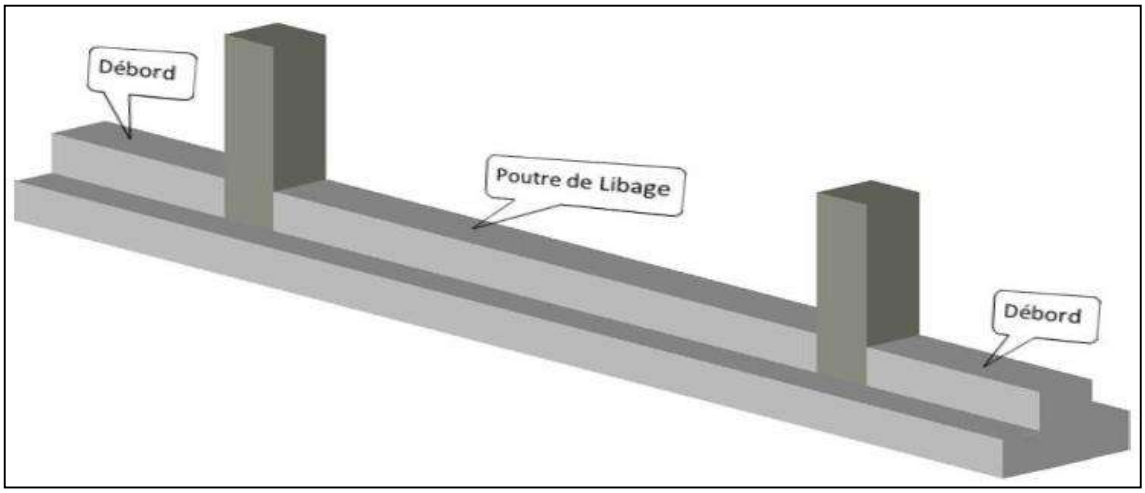


Figure VI.3.*Semelle filante sous poteaux*

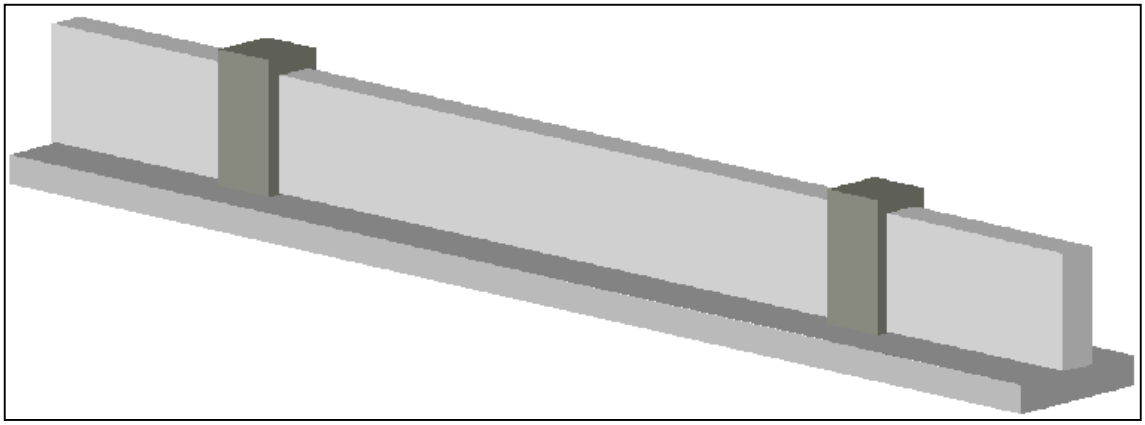


Figure VI.4.*Semelles filante sous voiles*

Après les calculs et les vérifications des dimensions en tenant comptent le poids du remblai , les résultats de dimensionnement sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau VI.2.*Dimensionnement des semelles filantes sous voiles et poteaux*

Semelle	L(m)	N_{ser} (kN)	N_{ser}/ml (kN/ml)	$B_{calculée}$ (m)	$B_{choisie}$ (m)	h (m)	d (m)	c (m)
SF1	15.55	3538.84	227.58	0.25	1.50	0.30	0.25	0.05
SF2	33.76	10787.01	319.52	0.34	2.00	0.45	0.40	
SF3	23.43	6308.59	269.25	0.74	1.60	0.35	0.30	
SF4	18.46	4364.22	236.41	0.38	1.70	0.35	0.30	
SF5	15.09	4620.53	306.19	1.43	1.70	0.35	0.30	
SF6	33.76	10773.87	319.13	1.58	2.20	0.50	0.45	
SF7	17.9	4220.46	235.77	1.10	1.30	0.25	0.20	
SF8	10.82	4852.01	448.42	1.93	1.70	0.35	0.30	

Vérifications des contraintes :

Il faut vérifier que : $\sigma \leq [\sigma_{sol}]$

$$\sigma = \frac{\sum N_{ser}}{S_{semelle}} = \frac{N_{ser} + P_{semelle} + P_{amorces\ poteaux} + P_{amorces\ voiles} + P_{remblai}}{S_{semelle}}$$

$$[\sigma_{sol}] = 0.20\ \text{MPa}$$

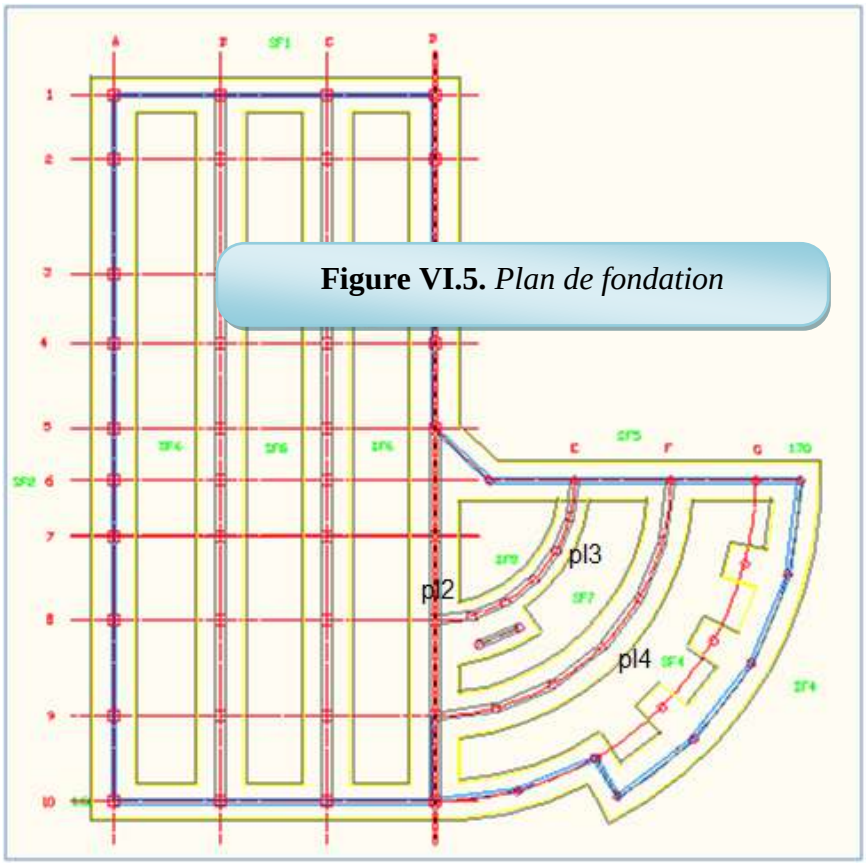


Figure VI.5. *Plan de fondation*

Tableau VI.3.*Vérification des contraintes des semelles filantes*

Semelle	N_{ser} (kN)	$S_{emelles}$ (kN)	$P_{(amorces\ pot)}$ (kN)	$P_{(amorces\ voiles)}$ (kN)	$P_{remblai}$ (kN)	$S_{semelle}$ (m^2)	σ(MPa)	$\sigma \leq [\sigma_{sol}]$
SF1	3538.84	254.39	27	54.20	439.58	33.39	0.172	Oui
SF2	10787.01	1061.91	67.50	115.04	1223.32	47.15	0.190	Oui
SF3	6308.59	465.51	40.50	81.72	689.48	42.66	0.195	Oui
SF4	4364.22	394.78	33.75	63.84	584.75	19.29	0.163	Oui
SF5	4620.53	327.12	33.75	50.36	484.51	15.75	0.19	Oui
SF6	10773.87	1061.91	67.5	0	1223.32	16.80	0.175	Oui
SF7	4220.46	209.50	47.25	0	434.43	19.44	0.198	Oui
SF8	4852.01	241.37	60.75	0	357.51	32.47	0.182	Oui

VI.4.2.2. Ferraillage :

La semelle n'est pas sollicitée longitudinalement car l'action du mur s'annule avec le réaction du sol. Par contre, elle est sollicitée transversalement, c'est à dire qu'elle fléchit autour de l'axe parallèle au mur.

On utilise pour le calcul de ferraillage la méthode des bielles. Cette méthode admet que la charge N centrée agissant par unité de longueur du mur est transmise au sol par l'intermédiaire des bielles de béton inclinées.

Les armatures jouent le rôle de tirant puisqu'elles doivent équilibrer la composante horizontale de l'effort de compression dans la bielle.

a) Armatures principales " A " :

La force de traction horizontale " F " sera équilibrée par les armatures, elle aura pour valeur :

$$F = \frac{N}{8}\frac{(B-b)}{d} \quad , \quad F = A.\overline{\sigma_s} \quad \Rightarrow \quad A = \frac{F}{\overline{\sigma_s}} \quad \Rightarrow \quad A = \frac{N.(B-b)}{8.d.\overline{\sigma_s}}$$

Le calcul de " A " se fait aux 2 états limites (ultime et service), on prend le maximum des 2 résultats. $A = \text{Max}[A_{ELU} \text{ et } A_{ELS}]$

Tableau VI.4. *Armatures principales des semelles filantes*

Semelle	L(m)	N_u (kN)	N_u/ml (kN/ml)	M_u/ml (kN.m/ml)	$A_{calculée}$ (cm^2)	$A_{choisie}$ (cm^2)	Esp (cm)
SF1	15.55	3820.12	245.66	74.53	1.96	6HA12=6.79	15
SF2	33.76	15118.46	447.82	10.58	5.36	6HA12=6.79	15
SF3	23.43	8765.05	374.09	62.45	3.28	6HA12=6.79	15
SF4	18.46	5961.14	322.92	10.20	3.09	6HA12=6.79	15
SF5	15.09	6464.94	428.43	52.57	4.10	6HA12=6.79	15
SF6	33.76	14846.6	439.76	102.78	5.96	6HA12=6.79	15
SF7	17.9	5817.3	324.98	217.91	2.07	6HA14=9.24	15
SF8	10.82	5222.88	482.71	91.88	4.62	6HA12=6.79	15

b) Armatures de répartition " $A_{rép}$ " :

Parallèlement à l'axe longitudinal de la semelle, on doit prévoir des armatures de répartition.

$$A_{rép} = \frac{A \times B}{4} \quad ; \quad B \text{ en [m]} \quad , \quad A \text{ et } A_{rép} \text{ en } [cm^2]$$

Tableau VI.5. *Armatures de répartition des semelles filantes*

Semelle	$A_{rép}$=A.B/4 (cm^2)	$A_{rép\ choisie}$ (cm^2)	Esp (cm)
SF1	0.74	8HA12=9.05	20
SF2	2.68	8HA12=9.05	20
SF3	1.31	8HA12=9.05	20
SF4	1.31	8HA12=9.05	20
SF5	1.74	8HA12=9.05	20
SF6	3.28	8HA12=9.05	20
SF7	0.67	8HA12=9.05	20
SF8	1.96	8HA12=9.05	20

c) Longueur de scellement " l_s " :

- Pour déterminer la longueur des barres, en pratique, on compare la longueur de scellement " l_s " avec la largeur de la semelle " B ".

$$l_s = \frac{\emptyset . f_e}{4\,\tau_s} \quad , \quad \tau_s = 2.8\ \text{MPa}$$

$l_s > B/4$: toutes les barres doivent être prolongées jusqu'aux extrémités de la semelle et comporter des encrages courbes.

$B/8 \leq l_s \leq B/4$: toutes les barres doivent être prolongées jusqu'aux extrémités mais peuvent ne pas comporter des crochets.

$l_s < B/8$: on n'utilise pas de crochets et on peut arrêter une barre sur deux à la longueur 0.71 B ou alterner des barres de longueur 0.86 B.

Tableau VI.6. *Vérification des longueurs de scellement des semelles filantes*

Semelle	Ø (mm)	l_s (cm)	B/8 (cm)	B/4 (cm)	Ancrage
SF1	12	42.86	18.75	37.5	Courbe
SF2	12	42.86	25	50	Courbe / rectiligne
SF3	12	42.86	20	40	Courbe
SF4,SF5,SF8	12	42.86	21.25	42.50	Courbe / rectiligne
SF6	12	42.86	27.50	55	Courbe / rectiligne
SF7	12	42.86	16.25	32.50	Courbe

Conclusion :

Dans toutes les semelles, les barres sont prolongées jusqu'aux extrémités de la semelle et comportent des ancrages courbes (crochets).

VI.4.2.3. Vérification de la stabilité au renversement : [RPA99] ►► [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.

$$e = M/N \leq B/4$$

Tableau VI.7. *Vérification de la stabilité au renversement des semelles filantes*

Semelle	N_u(kN)	M_u(kN.m)	e (m)	B (m)	B/4 (m)	e ≤ B/4
SF1	3820.12	245.66	0.06	1.50	0.38	Oui
SF2	15118.46	447.82	0.03	2.00	0.50	Oui
SF3	8765.05	374.09	0.04	1.60	0.40	Oui
SF4	5961.14	322.92	0.05	1.70	0.43	Oui
SF5	6464.94	428.43	0.07	1.70	0.43	Oui
SF6	14846.6	439.76	0.03	2.20	0.55	Oui
SF7	5817.3	324.98	0.06	1.30	0.33	Oui
SF8	5222.88	482.71	0.09	1.70	0.43	Oui

Toutes les semelles sont stables vis à vis le renversement.

VI.4.3. Poutre de libage :

VI.4.3.1. Dimensionnement :

La poutre de libage va reprendre toutes les charges verticales et les moments de flexion. La poutre de libage aura la même largeur b du poteau, sa hauteur h_p sera déterminée par la théorie de la poutre sur sol élastique qui prévoir l'inégalité suivante à vérifier, pour assurer une répartition uniforme de la contrainte du sol.

$$l \leq \frac{\pi}{2} l_e \quad ; \quad l_e = \sqrt[4]{\frac{4\,E.I}{k.b}}$$

Avec :

E : Module d'élasticité du béton($E = 10818.87$ MPa)

l : La plus grande travée

k : Coefficient de raideur du sol ($k = 4\ kg/cm^3$)

I : Moment d'inertie de la poutre de libage($I = b.{h_p}^3/12$)

b : Largeur de la poutre de libage égale à la largeur du poteau

h_p : Hauteur de la poutre de libage

$$h_p \geq \sqrt[3]{\frac{48\ l^4\ k}{\pi^4.\ E}}$$

Remarque :

La hauteur "h_p" de la poutre de libage est généralement largement supérieure à la hauteur "h" de la semelle. Dans le cas contraire ($h_p < h$), on adoptera comme hauteur de la poutre de libage $h_p = h$.

Les poutres de libage (PL1 , PL2 , PL3 et PL4,PL5) sont les poutres correspondantes aux semelles filantes (SF1 ,SF2,SF3 et SF4,5,7) respectivement .

Tableau VI.8. *Dimensionnement de la poutre de libage*

Elément	b (m)	l (m)	h_p (m)	I (cm^4)	$\frac{\pi}{2} l_e$ (m)	$l \leq \frac{\pi}{2} l_e$
PL1	0.50	5.40	0.85	2558854.17	5.86	Oui
PL2	0.50	5.40	0.85	2558854.17	5.86	oui
PL3	0.50	5.40	0.85	2558854.17	5.86	Oui
PL4	0.50	5.40	0.85	2558854.17	5.86	Oui

VI.4.3.2. Ferraillage :

La poutre de libage est considérée comme une poutre continue mais renversée soumise à une charge uniformément répartie " q ". Cette charge sera égale à la somme de toutes les charges concentrées ($\sum N_i$) dans les poteaux et provenant de la superstructure divisée par la longueur totale " L " de la poutre de libage.

$$q = \frac{\sum N_i}{L}$$

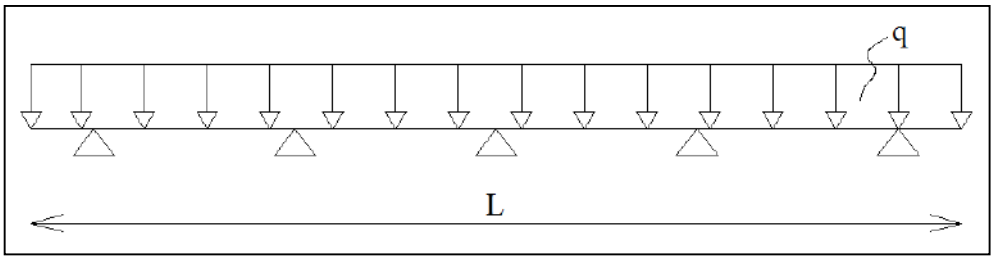


Figure VI.6.*La charge répartie sur la poutre de libage*

Elément	L (m)	$\sum N_u$ (kN)	$\sum N_{ser}$ (kN)	q_u (kN/ml)	q_{ser} (kN/ml)
PL1	33.76	16589.21	12064.69	491.38	357.36
PL2	9.09	5016.62	3629.96	551.88	399.34
PL3	18.46	6796.12	4982.72	368.15	269.92
PL4	17.9	6467.57	4702.46	361.32	262.71
PL5	10.82	5787.53	5270.27	534.89	487.08

Tableau VI.9. *Chargement de la poutre de libage*

Remarque :

La section d'armatures inférieures est calculée à l'aide du moment négatif maximum à l'appui.

La section d'armatures supérieure est calculée à l'aide du moment positif maximum en travée.

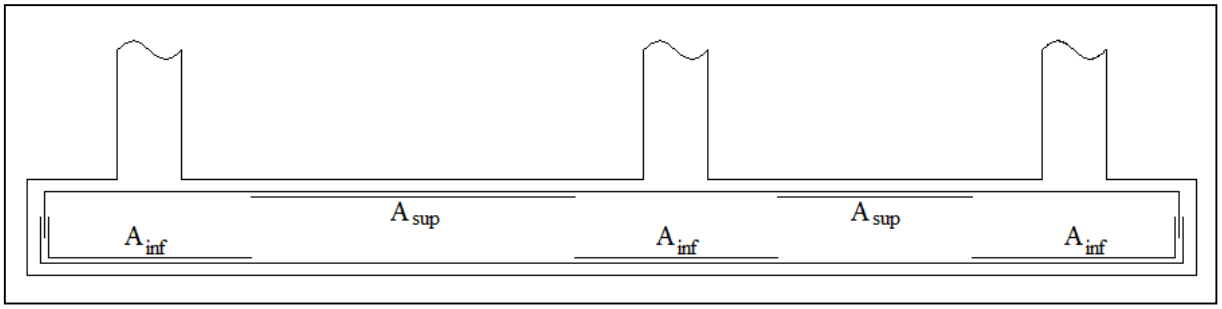


Figure VI.7.*Disposition des armatures longitudinales supérieures et inférieures*

a) Armatures longitudinales :

Le calcul d'armatures longitudinales est résumé dans le tableau suivant :

Tableau VI.10. *Calcul des armatures longitudinales de la poutre de libage*

Elément		M_u (kN.m)	d (cm)	A (cm^2)	A' (cm^2)	$A_{choisie}$ (cm^2)
PL1	Travée	568.59	80	21.9	0	12HA20=37.70
	Appui	-755.97	80	29.9	0	12HA20=37.70
PL2	Travée	508.35	80	19.4	0	14HA16=28.15
	Appui	-445.10	80	16.9	0	14HA16=28.15
PL3	Travée	360.55	80	13.5	0	14HA14=21.55
	Appui	-400.70	80	15.1	0	14HA14=21.55
PL4	Travée	190.54	80	7.00	0	10HA14=15.39
	Appui	-298.47	80	11.1	0	10HA14=15.39
PL5	Travée	99.83	80	4.4	0	6HA12=6.79
	Appui	-156.38	80	5.7	0	6HA12=6.79

Vérification des contraintes à l'E.L.S :

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

Les contraintes sont calculées à L'E.L.S sous M_{ser}.

❖ Béton :

La contrainte admissible du béton est donnée par la formule :

$\overline{\sigma_b} = 0.6\, f_{c28} = 15$ MPa , et on doit vérifier que : $\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$

❖ Acier :

La fissuration est préjudiciable, donc :

$\overline{\sigma_s} = \text{Min}\left[(2/3)f_e\,; 110\sqrt{\eta.\, f_{tj}}\right] = 201.63$ MPa , et on doit vérifier que : $\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$

Tableau VI.11. *Vérification des contraintes à l'E.L.S*

Elément		$A_{choisie}$ (cm^2)	M_{ser} (kN.m)	σ_b(MPa)	σ_s(MPa)	$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$ et $\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$
PL1	Travée	37.7	496.59	8.8	190.6	Oui
	Appui	37.7	-514.35	9.1	197.4	Oui
PL2	Travée	28.15	385.70	7.5	195.4	Oui
	Appui	28.15	-348.74	6.8	176.4	Oui
PL3	Travée	21.55	264.35	5.6	172.2	Oui
	Appui	21.55	-304.08	6.5	197.7	Oui
PL4	Travée	15.39	138.43	3.3	124.3	Oui
	Appui	15.39	-216.83	5.2	194.6	Oui
PL5	Travée	6.76	90.91	1.5	18.5	Oui
	Appui	6.76	-142.40	4.7	20.1	Oui

b) Armatures transversales :

Le calcul d'armatures transversales et leurs espacement est résumé dans le tableau suivant :

Tableau VI.12. *Armatures transversales de la poutre de libage*

Elément	V_u (kN)	τ_u (MPa)	$\overline{\tau_u}$ (MPa)	A_t (cm^2)	Espacement	
					Zone nodale	Zone courante
PL1	771.32	1.92	2.50	6HA8=3.02	10	15
PL2	857.72	2.14	2.50	6HA8=3.02	10	15
PL3	538.75	1.34	2.50	6HA8=3.02	10	15
PL4	494.10	1.23	2.50	4HA8=2.01	10	15
PL5	312.60	0.78	2.50	4HA8=2.01	10	15

c) Armatures de peau :

Le CBA93 exige en plus des armatures longitudinales, des armatures de peau d'au moins 3cm²/ml posées parallèlement à la fibre moyenne de la poutre. Le nombre de barres pour les armatures de peau est donné dans le livre " Techniques d'ingénieur " comme suit :

- 2 barres si $h \geq 60$ cm
- 4 barres si $h \geq 70$ cm
- 6 barres si $h \geq 80$ cm

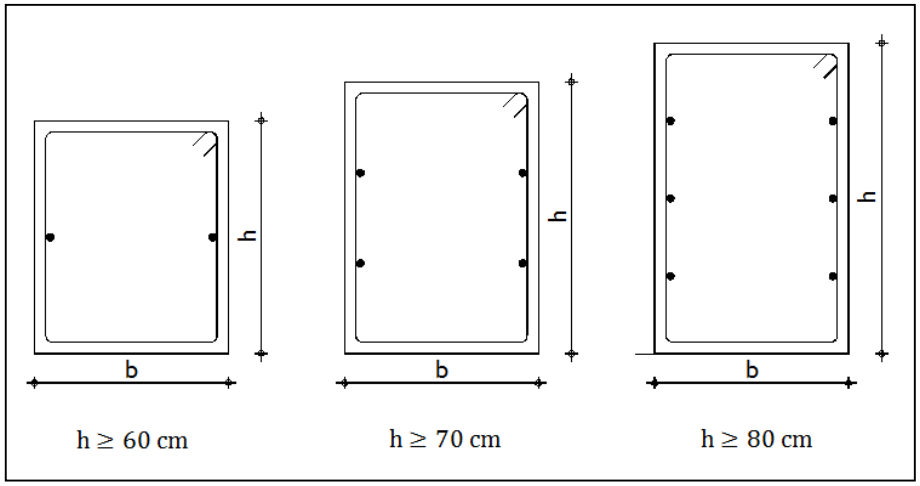


Figure VI.8.*Armatures de peau*

Dans notre projet, on a 4 type de poutres de libage; un type a une hauteur $h = 50cm$, donc les armatures de peau ne sont pas nécessaires, et 3 types ont une hauteur $h = 85cm$, donc on utilise des armatures de peau $6HA12 = 6.79\ cm^2$.

VI.5. 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, minimiser les déformations de l'infrastructure (fondations), reprendre l'effort normal provenant des charges et surcharges et le transformer en un effort de traction, et reliée les poteaux entre eux. Les longrines représentes un appui continu sous les murs doubles cloisons.

VI.5.1. Dimensionnement :

Pour un sol de fondation de catégorie S3, les dimensions minimales de la section transversale des longrines sont 25*30 cm². On a choisi une section de dimensions 30*30 cm^2.

VI.5.2. Ferraillage :

Les longrines doivent être calculées pour résister à la traction sous l'action d'une force F égale

$$F_u = \frac{N_u}{\alpha} \quad ; \quad A = \frac{F_u}{\sigma_s}$$

N_u : effort normal à la base du poteau le plus sollicité

α : coefficient du site en fonction de la zone sismique $\alpha = 10$ (zone III)

VI.5.2.1. Armatures longitudinales :

- Selon le CBA93 : $A_{min} = 0.1\%\ b.h = 0.001 * 30 * 30 = 0.90\ cm^2$

- Selon le RPA99 version2003 : $A_{min} = 0.\mathbf{6}\%\ b.h = 0.006 * 30 * 30 = 5.40\ cm^2$

$$F_u = \frac{N_u}{\alpha} = \frac{2006.80}{10} = 211.22\ kN$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348\ MPa$$

$$A = \frac{211.22 \times 10^3}{348} = 606.95\ mm^2 \quad \Rightarrow \quad A = 6.07\ cm^2$$

On adopte pour le ferraillage longitudinal des longrines : $A = 8HA12 = 9.05cm^2$

Vérification des contraintes à l'E.L.S :

La fissuration est considérée préjudiciable, donc :

$$\overline{\sigma_s} = \text{Min}\left[(2/3)f_e\,;110\sqrt{\eta.f_{tj}}\right] = 201.63\ \text{MPa}$$

$$N_{ser} = 1528.53kN\ \ ;\ \ F = \frac{1528.53}{10} = 152.85\ kN\ \ ;\ \ \sigma_s = \frac{F}{A_{choisie}} = \frac{152.85 \times 10^3}{905}$$

$$= 168.89\ \text{MPa}$$

$$\sigma_s \leq \overline{\sigma_s} \qquad (C.V)$$

VI.5.2.2. Armatures transversales :

$$A_t = 0.003\ S_t'.b$$

On choix l'espacement $S_t' = 15$ cm, donc : $A_t = 0.003 * 15 * 30 \quad \Rightarrow \quad A_t = 1.35\ cm^2$

On adopte pour le ferraillage transversal des longrines : $A_t = 4Ø8 = 2.01\ cm^2$

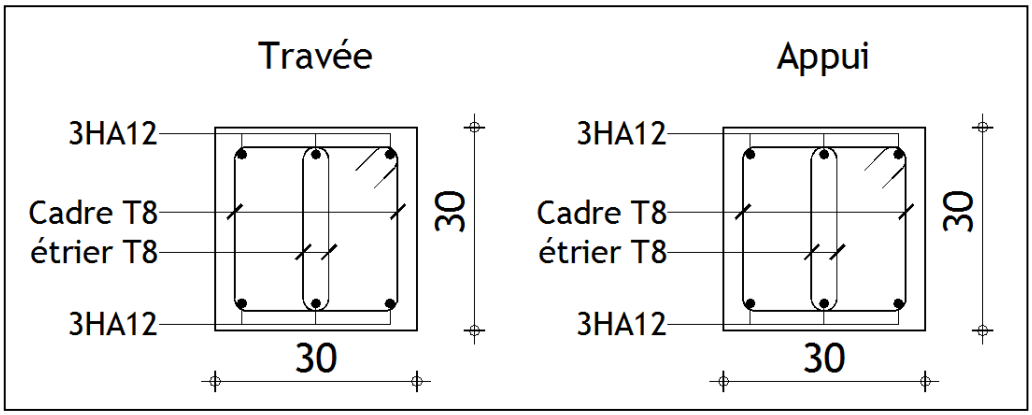


Figure VI.9.*Ferraillage des longrines*

Conclusion générale

Ce projet de fin d'étude, nous a permis de mettre en pratique toutes nos connaissances acquises durant notre cycle de formation d'ingénieur, d'approfondir nos connaissances en se basant sur les documents techniques et réglementaires ,de mettre en application les méthodes de calcul récentes, et de mettre en évidence les principes de base qui doivent être prises dans la conception des structures des bâtiments.

D'après l'étude effectuée dans le cadre de ce projet de fin d'étude, il convient de souligner que pour une bonne conception parasismique, il est très important que l'ingénieur civil et l'architecte travaillent en étroite collaboration dès le début de projet afin de prendre en charge toutes les contraintes induites par la structure adoptée par rapport à l'architecture proposée et arriver à une sécurité maximale de l'ouvrage sans surcoût important.

Enfin, l'objectif principal de l'ingénieur concepteur est de réduire le risque sismique à un niveau minimal et de facilité l'exécution de l'ouvrage en adoptant une conception optimale qui satisfait les exigences architecturales et les exigences sécuritaires.

Parallèlement, on a fait, autant que possible d'avoir les principaux critères admis, à savoir :la sécurité, l'économie, l'exploitation et l'esthétique.

Références bibliographiques

Documents techniques règlementaires :

- Règles de conception et de calcul des structures en béton armé (CBA93) : D.T.R-B.C.2.41
- Règlements Parasismiques Algériennes (RPA99 version 2003) : D.T.R-B.C.2.48
- Charges permanentes et charges d'exploitation : D.T.R-B.C.2.2

Logiciels :

- SAP2000 v17.1
- Robot EXPERT 2010
- Autocad 2010
- Microsoft office Excel 2007