MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

UNIVERSITE DR YAHIA FARES DE MEDEA

Faculté des Sciences et de la Technologie
Département de Génie de la matière
Filière Génie Civil

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

En vue de l'obtention du diplôme de Master en Génie Civil

Option: **Structures**

THEME

Etude d'un bâtiment (RDC+6) à usage d'habitation avec un système de contreventement mixte (voiles+portiques).

Préparé par :

Melle SAADI Imen

Melle BARKAT Yousra

Encardé par :

DR. DEBIEB Farid

CO-Promoteur :

M^r^ SAFIDDINE Salim

2012/2013

This document was created using SOLID CONVERTER PDF To remove this message, purchase the product at www.SolidDocuments.com

Remerciements

Tout la gratitude et le merci au dieu le tout puissant qui a fait que ce travail soit mené et terminé.

Nous adressons nos vifs remerciements à notre promoteur Dr DEBIEB. Et Co promoteur Mr SAFIDDINE qui nous avoir diligenté tout au long de ce travail, pour leur Compréhension, leur patience, leur compétence, et leurs remarques qui nous ont été précieuses. Merci monsieurs.

Tenons à remercier également Mr OULD TURKI Benaissa, et tous les ingénieurs du bureau d'études Benadda Abderrezak particulièrement Mr MANSOUR Younes et Irki Ilyes pour leur disponibilité et leurs orientations précieuses, tout le long de ce projet.

Nous tenons à remercier aussi les honorables membres du jury pour l'honneur qu'ils nous ont accordé en acceptant d'évaluer notre travail.

Nous remercions aussi vivement monsieur KHELLADI, pour son soutien, son encouragement ses conseils et ses remarques qui nous a orienté

Nous remercions l'ensemble des enseignants du département de génie civil qui ont contribué à notre formation master en Génie Civil.

On leur dit merci de tout notre cœur

Imen et Yousra

This document was created using SOLID CONVERTER PDF To remove this message, purchase the product at www.SolidDocuments.com

DÉDICACES

Je dédie ce modeste travail :

-A ma très chère famille : mes parents qui m'ont toujours soutenu dans mes choix et qui m'ont permis de faire les études que je voulais, m'ouvrant je l'espère les portes d'un métier que je trouve passionnant.

A mon frère RIAD et A mes sœurs DJIHEN, KAOUTHER et ma petite bougie DODO sans oublier ma deuxième mère RBIHA et ses filles FAZO et MANAR

-A IMEN, mon binôme, m'aura soutenu dès le début et m'aura aidé dans les périodes de doute et de m'avoir partagé ce modeste travail.

-A mes amies intimes, MIMI, FATIHA, RABEB, ZAHIA et FELLA. De m'avoir encourager et penser toujours à moi et pour m'avoir changer les idées quand j'en avais besoin.

-Ames amis de langue date spécialement qui ont partagés avec moi non seulement les bons moments mais aussi la formation : Leila, Karima, Souad, Nourredine, Othmane, Boubaker et Mokhtar

-A mes camarades les étudiantes de la spécialité Génie Civil 2012 -2013 et je souhaite bonne continuation à tous.

Yousra

This document was created using SOLID CONVERTER PDF To remove this message, purchase the product at www.SolidDocuments.com

ملخص:

هذا المشروع كما يدل عليه موضوعه يهدف إلى دراسة بناية ذات استعمال**سكني من الخرسانة المسلحة مكونة من** (**طابق أرضي +ستة طوابق**) والمقرر بنائها**في إطار إنشاء** 200 **مسكن بمفتاح** ولاية البليدة **و المصفة ضمن المنطقة** المعتدلة زلزاليا 2ب.

مقاومة البناية لكل الحمولات العمودية و الأفقية مضمونة و محققة بواسطة نظام العارضات و الأعمدة + **الجدران المسلحة**. قياس الأبعاد ونتائج كل العناصر المقاومة تم طبقا للمعايير و القوانين المعمولة بها في الجزائر:

- القواعد الجزائرية المضادة للزلازل .
- **قانون الخرسانة المسلحة.**

تمت الدراسة الزلزالية وفق الطريقة الرقمية التي تعتمد أساسا على طريقة العناصر المنتهية باستعمال تقنيات **حساب** الهياكل باستعمال **برنامج** «SAP2000 Version 15» .
وفي الأخير قمنا بدراسة البنية التحتية للبناية و هذا بحساب الأساسات.

Résumé :

Ce projet consiste à étudier un bloc contient (RDC + 6 étages) en béton armé à usage d'habitation dans le cadre de la construction de 200 logements à MEFTAH Wilaya de BLIDA, cette région est classée selon le **RPA99 (version 2003)** comme étant une zone de moyenne sismicité II_b.

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

Le dimensionnement et le calcul du ferraillage de tous les éléments résistants ont été établis conformément aux règlements algériens en vigueur: **RPA99 (version 2003)** et **CBA93**.

L'étude sismique a été menée suivant la méthode numérique basée sur la méthode des éléments finis moyennant le logiciel **« SAP2000 version 15»**.

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

Abstract:

This project involves study a block contain (ground+6 stories) reinforced concrete for residential use as part of the construction of 200 homes in MEFTAH Wilaya of BLIDA, the region is classified as a medium seismicity area IIb.

The resistance of the structure elements to the horizontal and vertical loads is insured by a frame system with shear walls.

The measurements and the design of reinforcement of all resistant elements were done according to the Algerian Standards (RPA 99 version 2003) and the technical document **CBA93**.

The seismic study has been realized according to the numerical method (finite elements method) using the program **« SAP2000 version 15»**.

Finally, we have studied the infrastructure by calculating the foundations.

This document was created using SOLID CONVERTER PDF To remove this message, purchase the product at www.SolidDocuments.com

Sommaire

Remerciements
Dédicaces
Résumé
Sommaire
Liste des figures
Liste des tableaux
Liste des symboles
Introduction générale

Chapitre I

I. Généralités 1
I.1. présentation de l'ouvrage 1
I.2. Caractéristiques géométriques de l'ouvrage 1
I.2.1. Dimensions en plan du bâtiment 1
I.2.2. Dimensions en élévation du bâtiment 2
I.2.3. Système de contreventement 2
I.2.4. Planchers 2
I.2.5. Maçonnerie 2
I.2.6. Revêtements 2
I.2.7. L'acrotère 3
I.2.8. Les escaliers 3
I.2.9. Local d'ascenseur 3
I.2.10. Infrastructure 3
I.3. Caractéristiques mécaniques des matériaux 3
I.3.1. Béton 3
I.3.2. Les aciers 6
I.3.2 1. Types d'acier 6
I.3.2. 2. Module d'élasticité longitudinale de l'acier 6
I.3.2.3. Contraintes limites 7
I.3.2.3. a) Diagramme contraintes- déformations 7
I.4. Taux de travail du sol 8

Chapitre II

II. PREDIMENTIONNEMENT ET EVALUATION DES CHARGES 9
II.1. Introduction 9
II.2. Pré dimensionnement des planchers 9
II.2.1. Plancher à corps creux 9
II.2.2.les Dalle pleine 10

This document was created using SOLID CONVERTER PDF To remove this message, purchase the product at www.SolidDocuments.com

II.3. Évaluation des charges permanentes et surcharges d'exploitation 11
II.3.1. Maçonnerie 11
II.3.2. Plancher terrasse 12
II.3.3. Plancher courant 13
II.3.4. Dalle pleine 14
II.4. Pré dimensionnement des poutres 15
II.5. Pré dimensionnement des poteaux 17
II.6. Pré dimensionnement des voiles 24

Chapitre III

III.1. l'acrotère 25
III.1. 1. Introduction 25
III.1. 2. Principe de calcul 25
III.1.3. Évaluation des charges et surcharges 26
III.1.4. Determination des efforts 26
III.1.5. Calcul de ferraillage 26
III.1.6. Vérification de l'effort tranchant 31
III.1.7. Vérification de la contrainte de cisaillement du béton 31
III.1.8. Vérification de l'acrotère au séisme 32
III.2. Planchers à corps creux 33
III.2.1. Les poutrelles 33
III.2.2. La dalle de compression 52
III.3. Les escaliers 54
III.3.1. Terminologie 54
III.3.2. Dimensionnement 55
III.3.3. Evaluation des charges et surcharges 56
III.3.4. Détermination des sollicitations 57
III.3.5. Détermination des efforts 58
III.3.6. Ferraillage des escaliers 61
III.3.7. Calcul de la poutre palière 64
III.4. Les dalles pleines 70
III.4.1. Dalle rectangulaire 70
III.4.2. Dalle triangulaire 75
III.5 La dalle machine 81
III.5.1. Introduction 81
III.5.2. Pré dimensionnement 81
III.5.3. Détermination des charges permanentes et charges d'exploitation 82
III.5.4 Calcul des sollicitations 83
III.5.5. Calcul du ferraillage 86
III.5.6. Vérification de l'effort tranchant 88

This document was created using SOLID CONVERTER PDF To remove this message, purchase the product at www.SolidDocuments.com

III.5.7. Vérification à l'état limite de 88
III.5.8. Vérification de la flèche....90
III.5.9. Vérification de non poinçonnement....90

Chapitre IV

IV.1. Introduction....92
IV.2. Choix de la méthode de calcul....92
IV.2.1. Conditions d'application de la méthode statique équivalente 92
IV.2.2. Méthode dynamique modale spectrale 93
IV .3. Caractéristiques géométrique de la structure....96
IV.3.1. Centre de masse 97
IV.3.2. Centre de torsion....97
IV.3.3. Excentricités……...99
IV.3.3.1. Excentricité théorique …… ……..……...…99
IV.3.3.2. Excentricités accidentelles. ……..……..99
IV.4. Etude de la structure 101
IV.4.1. Caractéristiques géométrique....101
IV.4.1.1. Centre de masse et centre de torsion ……..……101
IV.4.2. Résultat de l'analyse dynamique 105

Chapitre V

V.1. Introduction....121
V.2. Ferraillage des poutres 122
V.2.1. Introduction....122
V.2.2. Recommandation du RPA99 version 2003....122
V.2.3. Vérification des contraintes à l'état limite de service par CBA93....124
V.2.4. Vérification des poutres selon les conditions RPA2003et CBA93....126
V.2.5. Justification des poutres sous sollicitation des efforts tranchants....128
V.2.6. Calcul des armatures transversales 130
V.2.7. Vérification de la fleche....130
V.3. Ferraillage des poteaux 136
V.3.1.Détermination des armatures longitudinales....136
V.3.1.1. Recommandations des règlements……..……...136
V.3.1.2. Sollicitations extrêmes de ferraillage…….. ….137
V.3.1.3. Etat limite de stabilité de forme par ……..……...……138
V.3.1.4. Détermination des armatures a l'ELU de résistance ……139
V.3.1.5. Vérification des contraintes à l'ELS par CBA93 ……..…141

This document was created using SOLID CONVERTER PDF To remove this message, purchase the product at www.SolidDocuments.com

V.3.2. Détermination des armatures transversales 142
V.4. Ferraillage des voiles 148
V.4.1. Introduction 148
V.4.2. Les voiles pleins 148
V.4.3. Voiles avec files d'ouvertures 148
V.4.4. Recommandations des règlements 151
V.4.5. Calcul des armatures : (voiles pleins) 155
V.4.6. Calcul des armatures : (voiles avec ouverture) 163

Chapitre VI

VI. Etude de l'infrastructure 167
VI.1. Etude du sol 167
VI.1.1. Introduction 167
VI.1.2. Situation du projet 167
VI.1.3. Compagne d'investigation 167
VI.1.4. Nature du sol 167
VI.2. Etude des fondations 168
VI.2.1. Introduction 168
VI.2.2. Fonctions assurées par les fondations 168
VI.2.3. Classification des fondations 169
VI.3. Calcul des fondations 169
VI.3.1. Semelles isolées 170
VI.3.2. Semelles filantes 171
VI.3.3. Ferraillage de la poutre de libage : 175
VI.3.4. Semelles filantes sous poteaux et voiles 180
VI.3.5. calcul du Ferraillage de la poutre de libage 183
VI.4. Calcul des longrines 187
VI.4.1. Pré dimensionnement des longrines 187
VI.4.2. Charges sollicitant les longrines 187
VI.4.3. Ferraillage 188

This document was created using SOLID CONVERTER PDF To remove this message, purchase the product at www.SolidDocuments.com

LISTE DES FIGURES

Figure 1.1. Diagramme contraintes déformations du béton à l'ELU ……..……..05

Figure 1.2. Diagramme contraintes –déformations de l'acier ……...……..07

Figure.2.1. Type de plancher en corps creux avec dalle de compression…….……...……09

Figure.2.2. Dimensions du corps creux …….……..10

Figure 2.3. Mur en maçonnerie Simple et double cloisons ……..……..…….12

Figure 2.4. Composants du plancher terrasse ……...……..……...……..13

Figure 2.5. Composants du plancher étage …….……..…….....14

Figure 2.6. Composants de la dalle d'étage ……..…….....15

Figure 2.7. Schéma de la poutre…….....16

Figure 2.8. Section réduite du poteau…….....18

Figure 2.9. Schéma du poteau le plus sollicité…….....19

Figure 2.10. Coupe de voile en plan et voile en 3D……..24

Figure.3.1. L'acrotère ……25

Figure.3.2. Section de béton armé à l'ELU …….……28

Figure 3.3. Ferraillage de l'acrotère …….……..…….……..32

Figure 3.4. Dimensionnement de la poutrelle …….……...……..…….....33

Figure 3.5. Schéma statique de la poutrelle …….……..34

This document was created using SOLID CONVERTER PDF To remove this message, purchase the product at www.SolidDocuments.com

Figure 3.6. Choix de disposition des étaiements ……..…….....35

Figure 3.7. Travée avec un seul étai au milieu …….....35

Figure 3.8. Travée avec deux étais …….....36

Figure 3.9. Travée avec trois étais …….....37

Figure.3.10. Diagramme des moments à l'ELU ……41

Figure.3.11. Diagramme des efforts tranchants à l'ELU ……..……42

Figure.3.12. Diagramme des moments à l'ELS ……..……43

Figure 3.13. Diagramme des efforts tranchants à l'ELS ……..…….....43

Figure 3.14. Diagramme des moments à l'ELU ……..……...……...…...……44

Figure 3.15. Diagramme des efforts tranchants à E.L.U ……..……..…….....45

Figure 3.16. Diagramme des moments à l'ELS ……..…….....46

Figure 3.17. Diagramme des efforts tranchants à E.L.S ……..46

Figure 3.18. Les sections considérées pour le calcul des ferraillages ……47

Figure 3.19. Ferraillage des poutrelles ……51

Figure 3.20. Disposition des armatures de la table de compression……53

Figure 3.21. Représentation d'un escalier……54

Figure 3.22. Dimensions de l'escalier…….....55

Figure 3.23. Schéma statique des efforts du l'escalier à l'E.L.U……..59

Figure 3.24. Schéma statique des efforts du l'escalier à l'E.L.S…….....60

Figure 3.25. Schéma statique de la poutre palière …….....65

Figure 3.26. Différents efforts dans la poutre palière à l'ELU……66

This document was created using SOLID CONVERTER PDF To remove this message, purchase the product at www.SolidDocuments.com

Figure 3.27. Différents efforts dans la poutre palière à l'ELS ……66

Figure 3.28. Schéma statique de la poutre palière……69

Figure 3.29. Dalles pleine rectangulaire encastrée sur 4 cotés……70

Figure 3.30. Dalle pleine triangulaire……77

Figure 3.31. Efforts et déplacements des zones rigides……77

Figure 3.32. Dimensions de la dalle machine……81

Figure 3.33. Différentes charges agissantes sur la dalle……82

Figure 3.34. Les lignes de rupture……85

Figure 3.35. Section en béton armé……86

Figure 3.36. La vérification de non poinçonnement……91

Figure 4.1. Spectre de réponse ……96

Figure 4.2. Dimensions des voiles et poteaux……98

Figure 4.3. Vue en 3D des voiles aux RDC et étages……100

Figure 4.4. Vue en 2D des voiles aux RDC et étages……101

Figure 4.5. Le comportement des trois premiers modes……106

Figure 4.6. Les forces agissent sur la stabilité au renversement……111

Figure 4.7. Distribution des forces sismiques……112

Figure 4.8. Concentration des forces sismiques aux étages suivant X……113

Figure 4.9. Concentration des forces sismiques aux étages suivant Y……114

Figure 5.1. Disposition des armatures pour les poutres……121

Figure 5.2. Disposition des armatures des poutres principales intermé de la Terrasse……132

This document was created using SOLID CONVERTER PDF To remove this message, purchase the product at www.SolidDocuments.com

Figure 5.3. Disposition des armatures des poutres principales rives de la Terrasse……..132

Figure 5.4. Disposition des armatures des poutres principales intermédiaires des étages…..…133

Figure 5.5. Disposition des armatures des poutres principales rives des étages……....133

Figure 5.6. Disposition des armatures des poutres secondaires intermé de la Terrasse……....134

Figure 5.7. Disposition des armatures des poutres secondaires rives de la Terrasse……134

Figure 5.8. Disposition des armatures des poutres secondaires intermé des étages……..…135

Figure 5.9. Disposition des armatures des poutres secondaires rives des étages……...135

Figure 5.10. Disposition des poteaux ……136

Figure 5.11. Définition de la zone nodale dans les poteaux……...……137

Figure 5.12. Disposition des armatures pour les poteaux……...146

Figure 5.13. Ferraillage des poteaux de rive et intermédiaire des étages 4, 5,6……..…146

Figure 5.14. Ferraillage des poteaux de rive et intermédiaire des étages 2,3…….147

Figure 5.15. Ferraillage des poteaux de rive et intermédiaire du 1er étage et RDC……...…147

Figure 5.16. Armatures de linteaux……150

Figure 5.17. Disposition des armatures verticales dans les voiles…….……153

Figure 5.18. Les caractéristiques géométriques du voile avec ouverture…….…..154

Figure 5.18. Disposition des voiles…….155

Figure 5.19. Section entièrement tendue……...…156

Figure 5.20. Section entièrement comprimée…….157

Figure 5.21. Section partiellement comprimée……...157

Figure 5.22. Les armatures transversales et les épingles……...159

This document was created using SOLID CONVERTER PDF To remove this message, purchase the product at www.SolidDocuments.com

Figure 5.23. La zone de recouvrement des voiles……...159

Figure 5.24. Disposition des armatures dans les voiles V1 d'épaisseur 15 cm……...…….161

Figure 5.25. Disposition des armatures dans les voiles V2d'épaisseur 15 cm……...162

Figure 5.26. Disposition des armatures dans les voiles V3d'épaisseur 15 cm……...162

Figure 5.27. Section du linteau……...164

Figure 5.28. Disposition des armatures dans les trumeaux…….166

Figure 6.4. Semelle filante sous poteaux et voile……..…….170

Figure 6.3. Semelle sous deux poteaux et voile……...…...171

Figure 6.2. Schéma des Semelles filantes……...……180

Figure 6.1. Schéma des Semelles isolées sous poteaux……...…...180

This document was created using SOLID CONVERTER PDF To remove this message, purchase the product at www.SolidDocuments.com

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 1.1. Les types d'aciers utilisés et leurs nuances…….…….06

Tableau 2.1. Charge permanente des murs intérieurs……..…..…11

Tableau 2.2. Charge permanente des murs extérieurs……..……11

Tableau 2.3. Charge permanente du plancherterrasse……..……12

Tableau 2.4. Charge permanente du plancher courant…….……13

Tableau 2.5. Charge permanente de la dalle d'étage……....14

Tableau 2.6. Calcul de$\overline{N}_u$……..…19

Tableau 2.7. Détermination des surcharges d'exploitation……...22

Tableau 2.8. Vérification de l'effort tranchant…….22

Tableau 3.1. Évaluation des charges et surcharges……...26

Tableau 3.2. Les efforts ……...26

Tableau 3.3. Les données nécessaires……...27

Tableau 3.4. Actions de calcul des poutrelles après coulage……40

Tableau 3.5. Moment fléchissant et efforts tranchants de la poutrelle à 5 travées à l'E.L.U…...41

Tableau 3.6. Moments fléchissant de la poutrelle à 5 travées à l'E.L.S……...42

Tableau 3.7. Moment fléchissant et efforts tranchants de la poutrelle 4 travées à l'E.L.U…….44

Tableau 3.8. Moment fléchissant de la poutrelle à 4 travées à l'E.L.S…….45

This document was created using SOLID CONVERTER PDF To remove this message, purchase the product at www.SolidDocuments.com

Tableau 3.9. Calcul et vérification des armatures……..……...48

Tableau 3.10. Ferraillages longitudinaux des poutrelles……...……...49

Tableau 3.11. Charge permanente de la paillasse de l'escalier ……...56

Tableau 3.12. Charge permanente du palier de repos de l'escalier ……...…...57

Tableau 3.13. Combinaison des charges de l'escalier de l'escalier……..58

Tableau 3.14. Les données nécessaires…….…....61

Tableau 3.15. Calcul des sections d'acier de l'escalier……..61

Tableau 3.16. Les armatures de répartition et leur choix……...…...62

Tableau 3.17. Vérification de l'espacement des armatures…….....62

Tableau 3.18. Vérification du ferraillage de l'escalier à l'E.L.S ……63

Tableau 3.19. Vérification de la flèche de l'escalier …….……..64

Tableau 3.20. Ferraillage de la poutre palière……..66

Tableau 3.21. Vérification des contraintes à l'E.L.S……...…….67

Tableau 3.22. Les actions sur la dalle…….....71

Tableau 3.23. Détermination des coefficients µx etµy…….……71

Tableau 3.24. Les données nécessaires…….72

Tableau 3.25. Calcul des sections de la dalle pleine…….73

Tableau 3.26. Vérification des contraintes……...……73

Tableau 3.27. Vérification de flèche de la dalle……..……74

Tableau 3.28. Vérification au cisaillement……..……74

Tableau 3.29. Les actions sur la dalle……..…….76

This document was created using SOLID CONVERTER PDF To remove this message, purchase the product at www.SolidDocuments.com

Tableau 3.30. Ferraillage des dalles pleines……..…….……78

Tableau 3.31. Vérification des contraintes à l'E.L.S……...……..79

Tableau 3.32. Vérification au cisaillement……..……80

Tableau 3.33. Vérification de flèche de la dalle…….....80

Tableau 3.34. Charges permanentes de la dalle……82

Tableau 3.35. Les charges concentrées agissantes sur la dalle……....83

Tableau 3.36. Détermination des chargements de la dalle …….....83

Tableau 3.37. Les données nécessaires…….....87

Tableau 3.38. Calcul des sections d'acier de la dalle……...87

Tableau 3.39. Calcul de moment a l'état limite de service……...89

Tableau 3.40. Vérification des contraintes a l'ELS…….....89

Tableau 4.1. Coefficient d'accélération de zone A…….94

Tableau 4.2. Détermination du facteur de qualité Q…….95

Tableau 4.3. Calcul de centre de masse ……102

Tableau 4.4. Calcul du centre de torsion…….……...102

Tableau 4.5. Calcul de l'excentricité théorique (statique)……..103

Tableau 4.6. Calcul de l'excentricité accidentelle……..103

Tableau 4.7. Calcul de l'excentricité totale……...….104

Tableau 4.8. Le comportement des trois premiers modes……..105

Tableau 4.9. Coefficient de participation massique……107

Tableau 4.10. Calcul de la force sismique……..110

This document was created using SOLID CONVERTER PDF To remove this message, purchase the product at www.SolidDocuments.com

Tableau 4.11. Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul……...110

Tableau 4.12. Calcul des forces sismiques et des moments de renversement suivant x……113

Tableau 4.13. Calcul des forces sismiques et des moments de renversement suivant Y……114

Tableau 4.14. Calcul de moment de stabilité……..115

Tableau 4.15. Vérification de la stabilité……....115

Tableau 4.16. Vérification des déplacements inter-étage sens X-X……...117

Tableau 4.17. Vérification des déplacements inter-étage sens Y-Y……...118

Tableau 4.18. Vérification de l'effet P-Δ sens X-X…….....119

Tableau 4.19. Vérification de l'effet P-Δ sens Y-Y…….....120

Tableau 5.1. Les données de calcul……122

Tableau 5.2. Ferraillage longitudinal des poutres principales (30*40)……..123

Tableau 5.3. Ferraillage longitudinal des poutres secondaires (25*30)…….....124

Tableau 5.4. Vérification des contraintes à l'ELS des poutres principales……125

Tableau 5.5. Vérification des contraintes à l'ELS des poutres secondaires…….....125

Tableau 5.6. Vérification des poutres principales selon la condition CBA93……...126

Tableau 5.7. Vérification des poutres secondaires selon la condition CBA93……..…127

Tableau 5.8. Vérification des poutres principales selon les conditions RPA99…….127

Tableau 5.9. Vérification des poutres secondaires selon les conditions RPA99……...128

Tableau 5.10. Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres principales.....……..129

Tableau 5.11. Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres secondaires……..…..129

Tableau 5.12. Calcul des armatures transversales ainsi que leurs espacements……130

This document was created using SOLID CONVERTER PDF To remove this message, purchase the product at www.SolidDocuments.com

Tableau 5.13. Vérification de la flèche des poutres……131

Tableau 5.14. Calcul des ferraillages des poteaux à l'ELU……140

Tableau 5.15. Ferraillages longitudinaux des poteaux……...……141

Tableau 5.16. Vérification des armatures à ELS des poteaux ……..……142

Tableau 5.17. Vérifications des contraintes de cisaillement dans les poteaux……..…143

Tableau 5.18. Les armatures transversales et leurs espacements……...…145

Tableau 5.19. Vérification de la quantité d'armatures transversales…….....145

Tableau 5.20. Les armatures verticales des voiles (V1,V2,V3 ,V4) pleins……...158

Tableau 5.21. Vérification a l'effort tranchant des voiles pleins (V1 ,V2 , V3, V4,)……..…160

Tableau 5.22. Détermination des armatures horizontales……...…161

Tableau 5.23. Les armatures verticales des trumeaux d épaisseur 15 cm…….…....163

Tableau 5.24. Vérification de la contrainte de cisaillement des trumeaux……..…..163

Tableau 5.25. Détermination des armatures horizontales des trumeaux……...….164

Tableau 5.26. Calcul des contraintes de cisaillement dans les linteaux……165

Tableau 5.27. Calcul des armatures longitudinales et armatures diagonales……..165

Tableau 5.28. Calcul des armatures transversales et armatures de peau……..…165

Tableau 6.1. Dimensions des semelles filantes sous poteaux ……...….172

Tableau 6.2. Armatures principales des semelles filantes…….….173

Tableau 6.3. Armatures de répartition des semelles filantes……...…...173

Tableau 6.4. La vérification de la stabilité au renversement……...…...174

Tableau 6.5. Longueur de scellement……...…..174

This document was created using SOLID CONVERTER PDF To remove this message, purchase the product at www.SolidDocuments.com

Tableau 6.6. Dimensionnement de la poutre de libage……....176

Tableau 6.7. Détermination des valeurs de (q) de la poutre de libage……....176

Tableau 6.8. Détermination des moments de la poutre de libage……...177

Tableau 6.9. Calcul des armatures longitudinales de la poutre de libage……...178

Tableau 6.10. Vérifications des armatures longitudinales de la poutre de libage à l'ELS…….178

Tableau 6.11. Calcul des armatures transversales de la poutre de libage……...179

Tableau 6.12. Dimensionnement de la semelle filante sous voile et poteaux……....180

Tableau 6.13. Calcul des armatures principales……....181

Tableau 6.14. Armatures de répartition des semelles filantes……...…....181

Tableau 6.15. Vérification de la stabilité au renversement de la semelle filante……...……182

Tableau 6.16. Longueur de scellement……...…182

Tableau 6.17. Dimensionnement de la poutre de libage……....183

Tableau 6.18. Détermination des valeurs de (q) de la poutre de libage……..184

Tableau 6.19. Détermination des moments de la poutre de libage…….184

Tableau 6.20. Calcul des armatures longitudinales de la poutre de libage…….185

Tableau 6.21. Vérifications des armatures longitudinales de la poutre de libage à l'ELS…….185

Tableau 6.22. Calcul des armatures transversales de la poutre de libage……...186

This document was created using SOLID CONVERTER PDF To remove this message, purchase the product at www.SolidDocuments.com

LISTE DES SYMBOLES

Majuscules romaines :

A : Section d'acier tendu.

A' : Section d'acier comprimé.

A max, Ami n: : Section d'acier maximale et minimale

B : Aire du béton.

Br : Section réduite du béton d'un poteau.

Bt : Section de la partie tendue.

Lt : Largeur de la section tendue.

Mt : Masse torsionnelle.

E.L.S : Etat Limite de Service.

E.L.U : Etat Limite Ultime.

Ev : Module de déformation longitudinale différée du béton.

Ei : Module de déformation longitudinale instantanée du béton.

Es : Module de déformation longitudinale de l'acier.

I : Moment d'inertie.

Ie : Moment d'inertie équivalent.

This document was created using SOLID CONVERTER PDF To remove this message, purchase the product at www.SolidDocuments.com

M : Moment fléchissant.

Mt : Moment fléchissant en travée d'une poutre.

Ma : Moment fléchissant en appui d'une poutre.

Mu : Moment fléchissant à l'E.L.U.

Mser : Moment fléchissant à l'E.L.S '

N : Effort normal.

Nser : Effort normal de service.

NU : Effort normal ultime.

Tu : Effort tranchant ultime.

G : Charge permanente.

Q : Charge d'exploitation.

E : Charge sismique.

Minuscules romaines :

h: Hauteur de la section du béton.

b : Largeur de la section du béton.

b0 : Largeur de la nervure du béton (section en Té.)

c, c' : Enrobage supérieur et inférieur.

d : Hauteur utile d'une section.

f : Flèche.

fcj : Résistance caractéristique du béton à la compression à « j » jours.

This document was created using SOLID CONVERTER PDF To remove this message, purchase the product at www.SolidDocuments.com

fc28 : Résistance caractéristique du béton à la compression à « 28 » jours.

fe : Limite d'élasticité de l'acier.

ftj : Résistance conventionnelle de la traction du béton à « j » jours.

ft28 : Résistance conventionnelle de la traction de béton à «28 » jours.

i : Rayon de giration.

If : Longueur de flambement,

St : Espacement de cours d'armature transversale.

Majuscules grecques :

Δ : Variation.

∑ : sommation.

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

W : poids.

Minuscules grecques :

α: Angle.

γ : Coefficient de sécurité.

ε: Déformation relative.

η: Coefficient de fissuration

λ:: Élancement mécanique.

μ: Coefficient de frottement.

This document was created using SOLID CONVERTER PDF To remove this message, purchase the product at www.SolidDocuments.com

ν: Coefficient de POISSON.

ρ : Rapport de deux dimensions

σ : Contrainte normale.

τ : Contrainte tangentielle.

δ: Déplacement d'un niveau.

Autres notations :

A.N : Axe neutre.

C.V : Condition vérifiée.

C.N.V : Condition non vérifiée.

This document was created using SOLID CONVERTER PDF To remove this message, purchase the product at www.SolidDocuments.com

INTRODUCTION GENERALE

This document was created using SOLID CONVERTER PDF
To remove this message, purchase the product at www.SolidDocuments.com

INTRODUCTION

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.

Concernant notre travail on a pour objectif de mettre en application les connaissances acquises durant la formation de master. Après une introduction générale, cette étude se décompose en six chapitres :

Le premier contient une présentation de l'ouvrage et les caractéristiques des matériaux. Dans le deuxième chapitre on a fait un prédimensionnement des éléments structuraux de notre bâtiment. Ensuite dans le troisième chapitre on a présenté le calcul des éléments secondaires. Après cela on a fait une étude sismique .En Ce qui concerne le cinquième chapitre on a exposé le ferraillage des éléments résistants. Dans le dernier chapitre s'attache à étudier l'infrastructure. Nous clôturons ce travail par une conclusion générale.

This document was created using SOLID CONVERTER PDF To remove this message, purchase the product at www.SolidDocuments.com

CHAPITRE I

GENERALITES

This document was created using SOLID CONVERTER PDF
To remove this message, purchase the product at www.SolidDocuments.com

I. Généralités

I.1 présentation de l'ouvrage

Le projet qui nous a été confié par le bureau d'études d'architecture et d'urbanisme, «ABD ELRZAK BEN HADDA. MEDEA » consiste à étudier et à calculer les éléments résistants d'un ouvrage en béton armé comportant six (06) niveaux sur rez-de-chaussée avec terrasse inaccessible (R+6) à usage d'habitation.

Situation : L'ouvrage en question sera implanté à «MEFTAH» WILAYA de BLIDA, classée selon les règles parasismiques algériennes (RPA 99 version 2003) comme une zone de moyenne sismicité (zone IIb).

Notre étude sera menée conformément aux exigences des règles de conception et de calcul des ouvrages en béton armé CBA93 et aux règles parasismiques RPA99 version 2003.
Notre objectif consiste à faire la conception et le calcul des éléments résistants et Secondaires de la structure et de l'infrastructure.
En effet pour bien concevoir notre structure nous sommes basés sur les critères suivants :

- Respecter les plans architecturaux pour conserver l'aspect architectural et esthétique du bâtiment.
- Assurer la stabilité et la rigidité adéquate de la structure.
- Assurer une bonne fonctionnalité du bâtiment.
- Optimiser les couts de construction

I.2 Caractéristiques géométriques de l'ouvrage

Le bloc est de forme irrégulière (angulaire), dont les caractéristiques sont :

I.2.1. Dimensions en plan du bâtiment

- longueur totale de bâtiment : 37,55m.
- largeur totale du bâtiment : 15,47m.

This document was created using SOLID CONVERTER PDF To remove this message, purchase the product at www.SolidDocuments.com

I.2.2. Dimensions en élévation du bâtiment

- hauteur des étages : 3,06m
- Hauteur de rez-de-chaussée : 3,06 m
- hauteur totale du bâtiment : 21,42m

I.2.3. Système de contreventement

Notre bâtiment comporte une hauteur supérieure à 11m, donc selon le RPA99 Version 2003(Art 3.5.1a) il est nécessaire de stabiliser le bâtiment par un système mixte on contreventé par des voiles.

I.2.4. Planchers

Nous avons utilisé (**2**) deux types de planchers, dont le rôle est de résister aux charges verticales et les transmettre aux éléments porteurs de la structure, notamment les poutres, les poteaux et les voiles.

- planchers à corps creux.
- planchers à dalle pleine.

I.2.5. Maçonnerie

La maçonnerie du bâtiment sera exécutée en briques creuses.

- Murs extérieurs (double cloison) : deux (02) cloisons en briques creuses de 10cm d'épaisseurs séparées par une lame d'air de 05 cm.
- Murs intérieurs (simple cloison) : sont des cloisons de séparations de 10cm d'épaisseur.

I.2.6. Revêtements

Les revêtements de la structure sont constitués par :

- Carrelage de 2cm pour les halls et les escaliers
- Céramique recouvrant tous les murs dans les salles d'eau.
- Enduit de plâtre pour les murs intérieurs et les plafonds.

This document was created using SOLID CONVERTER PDF To remove this message, purchase the product at www.SolidDocuments.com

- Mortier de ciment pour les murs intérieurs et crépissage des façades extérieures.

I.2.7. L'acrotère

Au niveau de la terrasse, la structure est entourée d'un acrotère conçu en béton armé 60cm de hauteur et de 10cm d'épaisseur. Son rôle principal est d'éviter le débordement des eaux pluviales sur les murs extérieurs, et la protection contre l'infiltration des eaux pluviales.

I.2.8. Les escaliers

La circulation verticale entre les étages est assurée par un escalier droit à deux volets.

I.2.9. Local d'ascenseur

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

I.2.10. Infrastructure

C'est la partie d'interaction structure-sol, qui forme un ensemble rigide assurant l'encastrement de la structure dans le terrain ainsi que la transmission des efforts apportés par la structure au bon sol. Pour notre projet les fondations seront choisies conformément au rapport du sol.

I.3. Caractéristiques mécaniques des matériaux

Les caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés dans la construction seront conformes aux règles techniques de conception et de calcul des ouvrages en béton armé (CBA 93).

I.3.1. Béton

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

This document was created using SOLID CONVERTER PDF To remove this message, purchase the product at www.SolidDocuments.com

I. 3.1.1. 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}.

I. 3.1.1.a) Résistance caractéristique à la compression: **CBA 93 Art [A.2.1.1.1.]**

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

$f_{cj}=\frac{j}{4.76+0.83j}\times f_{c28}$ pour ; $f_{c28} \leq 40MPa$

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

I.3.1.1.b) Résistance caractéristique à la traction : **CBA 93 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 **:**

- $f_{tj}= 0.6 + 0.06\, f_{cj}$ avec f_{cj} et f_{tj} en MPa

I.3.1.2. Module d'élasticité

I.3.1.2.a) Module d'élasticité longitudinale **:**

Le module de déformation longitudinale instantané est donné par :

$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} \quad (MPa)$ E_{i28}=32164,195 MPa. **CBA 93 Art [A.2.1.2.1]**

Le module de déformation longitudinale différée est donnée par :

$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}} \quad (MPa)$ E_{v28}= 10721,40 MPa. **CBA 93 Art [A.2.1.2.2]**

I.3.1.2.b) Module d'élasticité transversale :

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

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

This document was created using SOLID CONVERTER PDF To remove this message, purchase the product at www.SolidDocuments.com

I.3.1.3. Contraintes limites

I.3.1.3.a) Contrainte de cisaillement :

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

- Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable :

τ_u = min (0.1 f_{c28}, 3 MPa). Pour : f_{c28} = 25 MPa : τ_u = 2.5 MPa

- Fissuration peu nuisible :

τ_u = min (0.13 f_{c28}, 4 MPa). Pour : f_{c28} = 25 MPa : τ_u = 3.25 MPa.

I.3.1.3.b) contrainte-déformation: **CBA 93 Art [A.4.3.4.1]**

Le diagramme idéalisé est donné par la figure suivante :

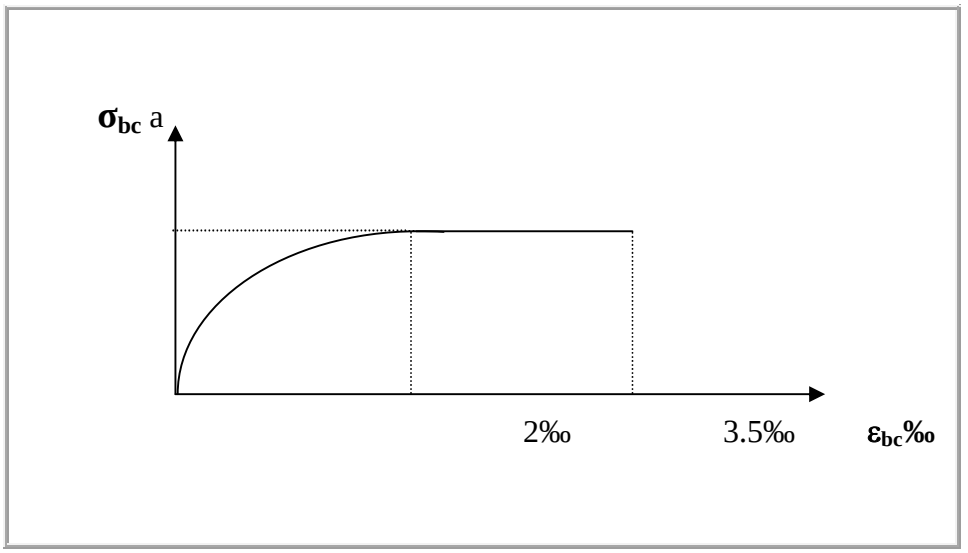


Figure 1.1. Diagramme contraintes déformations du béton à l'ELU

La contrainte ultime du béton en compression

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

Avec :

This document was created using SOLID CONVERTER PDF To remove this message, purchase the product at www.SolidDocuments.com

γ_b : Coefficient de sécurité, tel que :

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

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

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

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

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

I.3.2. Les aciers

I.3.2 1. Types d'acier

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

Les aciers utilisés sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau 1.1. Les types d'aciers utilisés et leurs nuances

Nature	Utilisation	Nuance	Diamètre (mm)	F_e (MPa)
Rond lisse	Armatures transversales	F_eE 215	$\phi 6 et \phi 8$	215
Barre à haute adhérence	Armatures longitudinales	F_eE 400	$HA \geq 8$	400
Treillis soudé	Table de compression	TLE 520	$\phi \leq 6$	520

I.3.2. 2. Module d'élasticité longitudinale de l'acier .CBA93 Art [A.2.2.1]

This document was created using SOLID CONVERTER PDF To remove this message, purchase the product at www.SolidDocuments.com

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

I.3.2.3. Contraintes limites

- **Etat limite ultime (ELU) :**

I.3.2.3. a) Diagramme contraintes- déformations CBA93 Art [A.2.2.2]

Le diagramme contraint (σ_s) – déformations (ε_s) est conventionnellement défini ci-dessous :

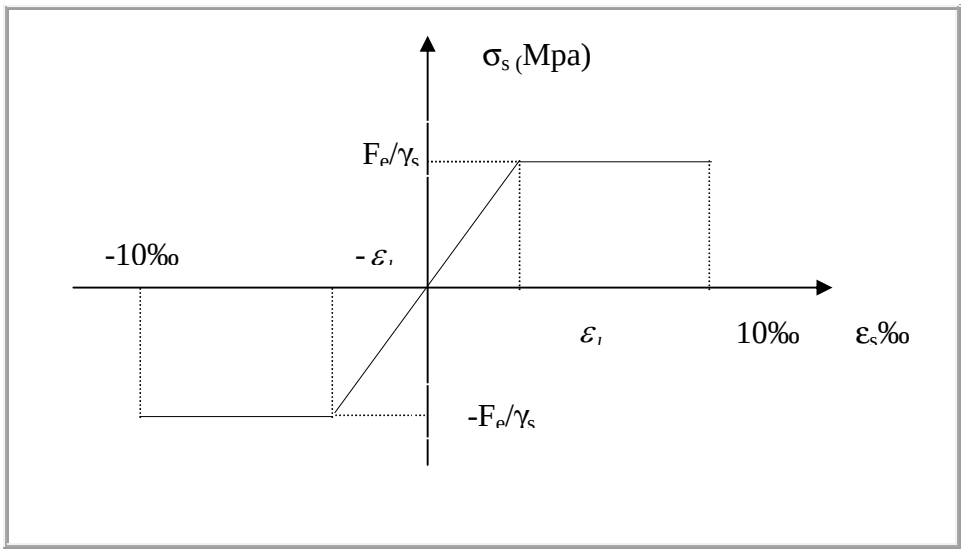


Figure 1.2. Diagramme contraintes –déformations de l'acier

$$\overline{\sigma_s} = F_e / \gamma_s \qquad \text{Avec :}$$

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

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

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

- **Etat limite de service (ELS)**

This document was created using SOLID CONVERTER PDF To remove this message, purchase the product at www.SolidDocuments.com

Il s'agit de la limite d'ouverture des fissures, ces dernières se présentent en trois cas engendrant des contraintes différentes

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

Avec :

η: Coefficient de fissuration tel que :

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

I.4. Taux de travail du sol

Selon le rapport du sol qui nous a été confié par le laboratoire (SLIMANI Farida MATERIAUX), les essais d'identification physiques révèlent un sol de nature marneuse brunâtre carbonatée indurée de faible humidité, de moyenne à forte compacité.

L'essai d'Atterberg montre un sol peu plastique.

Les essais oedométriques montrent un sol non compressible et peu gonflant.

Les essais chimiques effectués révèlent une agressivité nulle vis- à-vis des sulfates, le taux de carbonates est moyen, le pH est proche de la neutralité.

Les tassements calculés aux hypothèses suggérées, montrent des tassements admissibles dans leurs globalités.

A partir de ces résultats, le laboratoire a suggéré :

- Les fondations superficielles de type semelles isolées ou filantes, reliées par des longrines.
- La contrainte admissible à adopter pour le calcul des fondations sera de l'ordre de σ_{sol}=1.50 bars.
- Un ancrage de 2.00 mètres.
- Compte tenu des formations constituant le sol et l'ensemble de ses propriétés mécaniques, le site est classé dans la catégorie S3 (sol meuble) selon le Règlement Parasismique Algérien RPA99 Version 2003.

This document was created using SOLID CONVERTER PDF To remove this message, purchase the product at www.SolidDocuments.com

CHAPITRE II

PRE DIMENSIONNEMENT

This document was created using SOLID CONVERTER PDF
To remove this message, purchase the product at www.SolidDocuments.com

II. PREDIMENTIONNEMENT ET EVALUATION DES CHARGES

II.1. Introduction

La phase de pré dimensionnement est une phase de conception et de dimensionnement des éléments de la structure, ce dimensionnement se limite aux : planchers, poutres, poteaux et voiles.

Ces dimensionnements sont effectués préliminairement, éventuellement corrigés dans les phases suivantes :

II.2. Pré dimensionnement des planchers

II.2.1. Plancher à corps creux

Les planchers sont constitués 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 la formule empirique suivante :

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

et ht ≥ L/22.5

Avec :

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

L = 3, 25 m

- 325/20 ≥ ht ≥325/25 ⇒ 16, 25 cm ≥ ht ≥ 13 cm.

Condition d'isolation acoustique :

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

$h_{min} \geq 16$ cm,

Pour vérifier toutes les conditions précédentes, on adopte : ht =20 alors un plancher à corps creux du type (16+4).

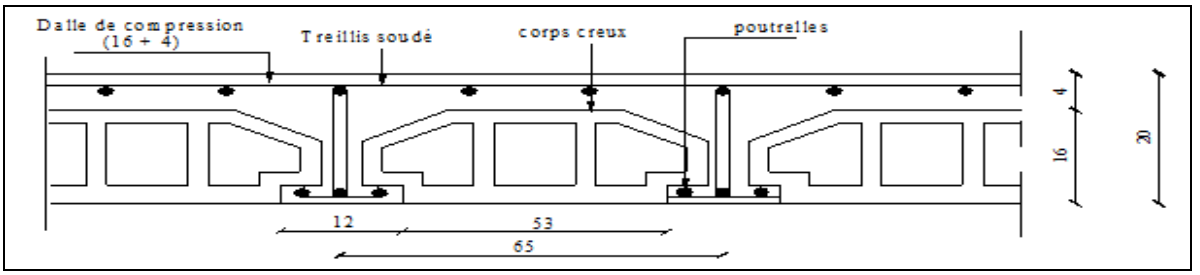


Figure.2.1. Type de plancher en corps creux avec dalle de compression

This document was created using SOLID CONVERTER PDF To remove this message, purchase the product at www.SolidDocuments.com

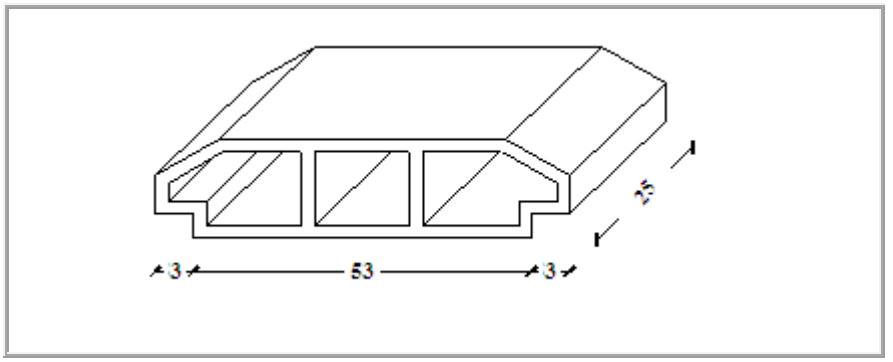


Figure 2.2. Dimensions du corps creux

II.2.2.les Dalle pleine

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

Critère de résistance:

Dalle reposant sur 3 ou 4 appuis:

$(L_x/50) \leq ep \leq (L_x/40)$

Dalle reposant sur deux appuis :

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

Où : ep : épaisseur de la dalle.

L : la plus grande portée mesurée entre nus.

Sécurité contre l'incendie:

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

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

Critère d'isolation acoustique:

$e_p = 15cm$

- **Conclusion :**

Pour la dalle pleine on adoptera : $\mathbf{e_p = 15cm}$

Condition de la flèche:

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

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

Pour les éléments en console:

This document was created using SOLID CONVERTER PDF To remove this message, purchase the product at www.SolidDocuments.com

Si L≤2m $\Rightarrow f \leq \frac{L}{250}$

$f \leq \frac{325}{500} \Rightarrow f \leq 0{,}65$

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

II.3.1. Maçonnerie

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

Tableau 2.1. Charge permanente des murs intérieurs

N	Composants	Épaisseur (m)	Poids volumiques (KN/m^3)	Poids surfacique (KN/m^2)
1	Enduit en ciment	0.02	18	0.36
2	Brique creuse	0.10	90	0.90
3	Enduit en ciment	0.02	18	0.36
TOTAL				**1,62**

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

Tableau 2.2. Charges permanentes des murs extérieurs

N	Composants	Épaisseur (m)	Poids volumiques (KN/m^3)	Poids surfacique (KN/m^2)
1	Enduit en plâtre	0.02	18	0.36
2	Enduit en ciment	0.02	18	0.36
3	Brique creuse	0.10	90	0.90
4	Lame d'aire	0.05	-	-
5	Brique creuse	0.10	90	0.90
6	Enduit en ciment	0.02	18	0.36
TOTAL				**2.88**

This document was created using SOLID CONVERTER PDF To remove this message, purchase the product at www.SolidDocuments.com

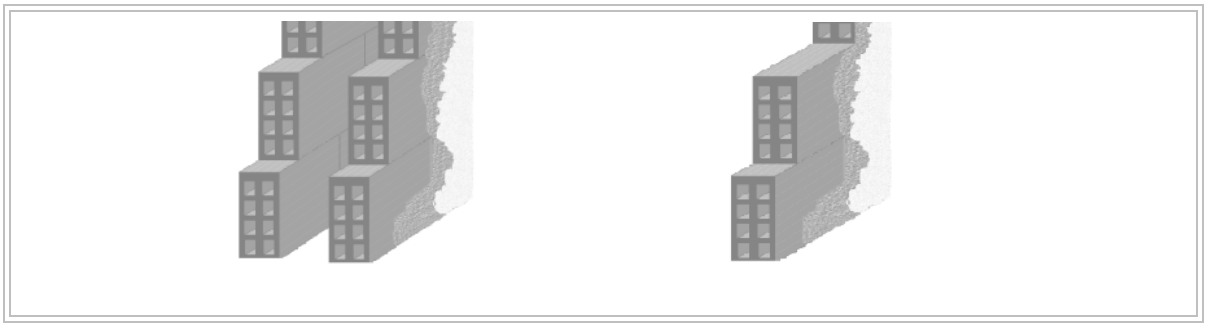


Figure 2.3. Mur en maçonnerie Simple et double cloisons

II.3.2. Plancher terrasse

A. Charges permanentes: **selon DTR.BC.22**

Tableau 2.3. Charges permanentes du plancher terrasse

N	Composants	Épaisseur (m)	Poids volumiques (KN/m^3)	Poids surfaciques (KN/m^2)
1	Gravillon roulé	0.04	18	0.72
2	Étanchéité multicouche	0.02	6	0.12
3	Papier kraft	-	-	0.05
4	Forme de pente	0.1	22	2.20
5	Film polyane	-	-	0.01
6	Plaque de Liège	0.04	4	0.16
7	Pare vapeur	0.01	6	0.06
8	Planche corps creux	0.16+0.04	-	2.60
9	Enduit de plâtre	0.02	10	0.20
TOTAL				**6.12**

This document was created using SOLID CONVERTER PDF To remove this message, purchase the product at www.SolidDocuments.com

B. Surcharges d'exploitation: **selon DTR.BC.22**

Le plancher terrasse est inaccessible Q = 1 kN/m^2

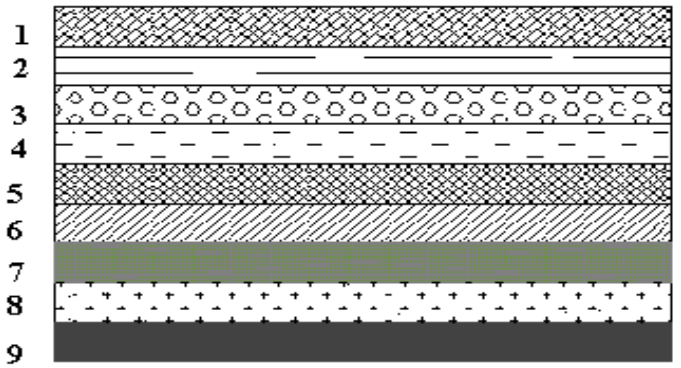


Figure 2.4. Composants du plancher terrasse

II.3.3. Plancher courant

A. Charges permanentes: **selon DTR.BC.22**

Tableau 2.4. Charge permanente du plancher courant

N	Composants	Épaisseur (m)	Poids volumiques (KN/m^3)	Poids surfacique (KN/m^2)
1	Carrelage	0.02	22	0.44
2	Mortier de pose	0.02	20	0.40
3	Lit de sable	0.03	18	0.54
4	Planche corps creux	0.16+0.04	-	2.60
5	Enduit de plâtre	0.02	10	0.20
6	mur simple cloison	0.10	-	1.62
TOTAL				**5.80**

This document was created using SOLID CONVERTER PDF To remove this message, purchase the product at www.SolidDocuments.com

B. Surcharges d'exploitation: **selon DTR.BC.22**

Le plancher courant a usage d'habitation Q =1,5 kN/m^2



Figure 2.5. Composants du plancher étage

II.3.4. Dalle pleine

Tableau 2.5. Charge permanente de la dalle d'étage

N	Composants	Épaisseur (m)	Poids volumiques (kN/m^3)	Poids surfacique (kN/m^2)
1	Carrelage	0.02	22,00	0.44
2	Mortier de pose	0.04	20,00	0.40
3	Lit de sable	0.03	18,00	0.54
4	Etanchéité	0.02	6	0.12
5	Dalle pleine	0.15	25,00	3.75
6	Enduit de ciment	0.02	18,00	0.36
TOTAL				**5.61**

This document was created using SOLID CONVERTER PDF To remove this message, purchase the product at www.SolidDocuments.com

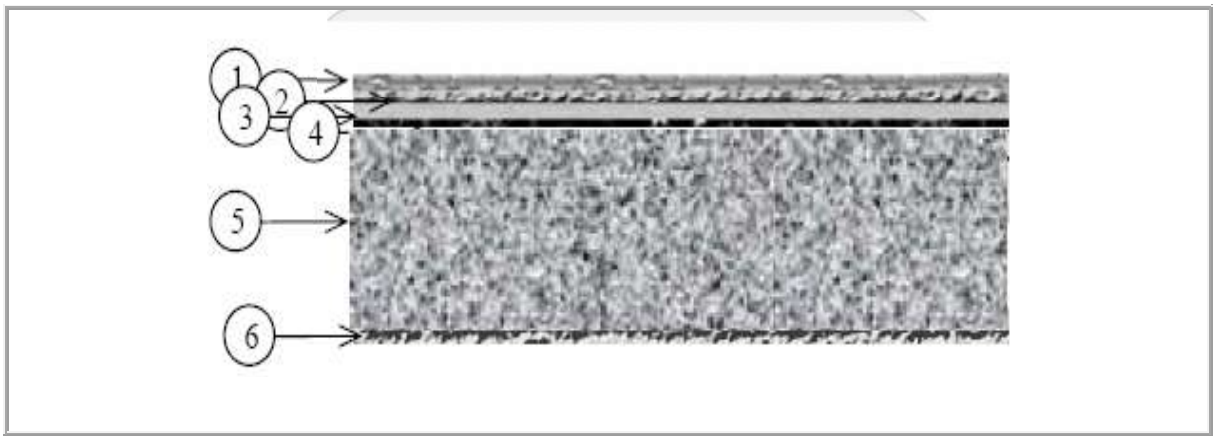


Figure 2.6. Composants de la dalle d'étage

II.4. Pré dimensionnement des poutres

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

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

Le Prédimensionnement de la section transversale de la poutre est comme suit :

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

Et les conditions imposées par RPA.99 version 2003 : [Art 7.5.1]

$$h \ge 30\text{cm}$$
$$b \ge 20\text{cm}$$
$$\frac{h}{b} \le 4$$
$$b_{max} \le 1{,}5h + b_1$$

This document was created using SOLID CONVERTER PDF To remove this message, purchase the product at www.SolidDocuments.com

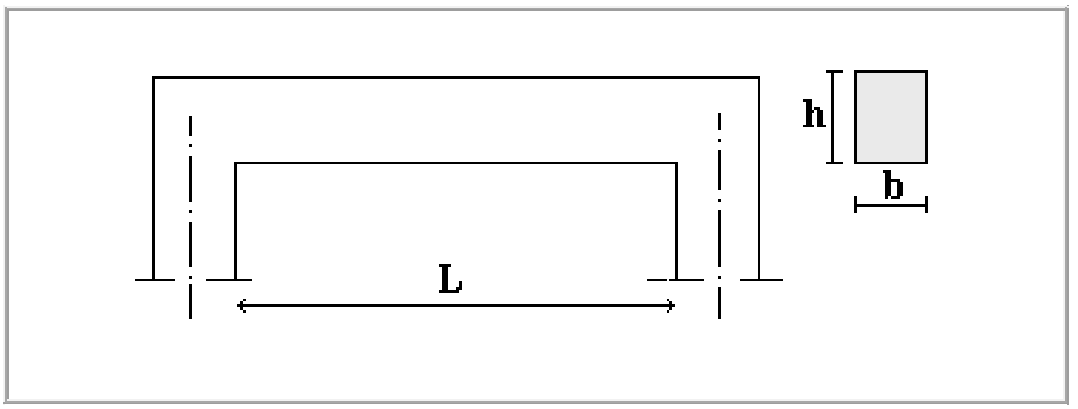


Figure 2.7. Schéma de la poutre

Les poutres principales

L_{max} = 4,40 m → 29,33 cm ≤ h ≤ 44,00 cm

13,5 cm ≤ b ≤ 31,5 cm

Les poutres secondaires

L_{max} = 3,25m → 21,66 cm ≤ h ≤ 32,50 cm

12,00 cm ≤ b ≤ 28,00 cm

Pour des raisons de bonne exécution et de mise en place du ferraillage, on adopte les sections respectivement des poutres porteuses et poutres non porteuses: **(30×40) cm²** et **(25×30) cm²**.

This document was created using SOLID CONVERTER PDF To remove this message, purchase the product at www.SolidDocuments.com

II.5. Pré dimensionnement des poteaux

Ce sont des éléments porteurs verticaux en béton armé, ils constituent les points d'appuis pour transmettre les charges aux fondations, la section transversale des poteaux se calcule d'après la formule suivante :

$$S \geq \frac{Q\ (\text{charge totale})}{\sigma_{\text{béton}}}$$

On dimensionne les poteaux, en utilisant un calcul basé sur la descente des charges permanentes et des surcharges exploitation à l'état limite ultime (1,35G+1,5Q) ou en majorant l'effort normal de 10% (i-e : $N_u' = N_u + 0.1N_u$)

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 RPA.99 version 2003 : [Art 7.4.1]

Pour les poteaux rectangulaires (carrés) :

$$Min(b_1, h_1) \geq 30\ cm \qquad : \ zone\ IIb$$

$$Min(b_1, h_1) \geq \frac{h_e}{20}$$

$$\frac{1}{4} < \frac{b_1}{h_1} < 4$$

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

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

Avec:

- $\bar{N}_u$: Effort normal admissible à l'ELU.
- B_r : Section réduite du poteau obtenue en déduisant de sa section réelle 1cm d'épaisseur sur toute sa périphérie « $B_r = (b\text{-}2cm)*(h\text{-}2cm)$ ».
- $\gamma_b = 1{,}50$ et $\gamma_s = 1{,}15$: Coefficients de sécurité du béton et de l'acier (Situation durable).
- f_{c28} et f_e : Résistances caractéristiques du béton et de l'acier.
- A_s : Section d'armatures dans le poteau prise égale à 0,1% de la section réelle du poteau ($A = \frac{B}{1000}$).

This document was created using SOLID CONVERTER PDF To remove this message, purchase the product at www.SolidDocuments.com

♦ α : Coefficient fonction de l'élancement du poteau à calculé:

$$\begin{cases} \alpha = \dfrac{0,85}{1 + 0,2(\dfrac{\lambda}{35})^2} & \text{Pour } \lambda \le 50 \\ \alpha = 0,6(\dfrac{50}{\lambda})^2 & \text{Pour } 50 \le \lambda \le 70 \end{cases}$$

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

Où :

i : Rayon de giration.

λ: L'élancement géométrique.

L_f : Longueur de flambement.

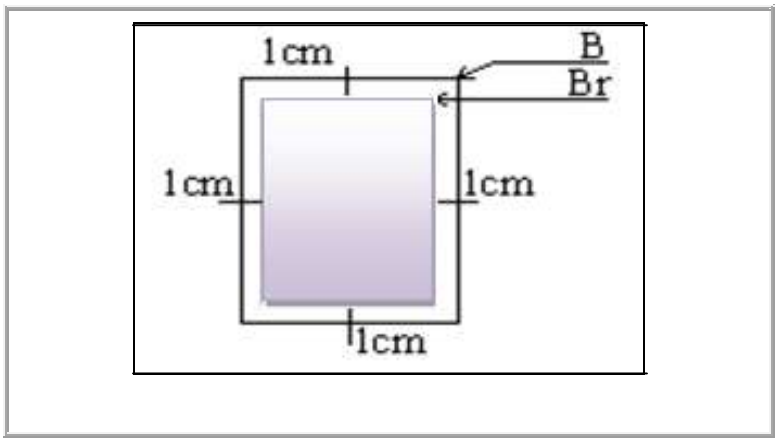


Figure 2.8. Section réduite du poteau

ॐ Calcul de l'effort $\overline{Nu}$

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

- Une section de (45x45) cm^2 pour le RDC et le 1^{er} étage.
- Une section de (40x40) cm^2 pour le $2^{ème}$ étage et le $3^{ème}$ étage.
- Une section de (35x35) cm^2 pour le $4^{ème}$, $5^{ème}$ et $6^{ème}$ étage.

This document was created using SOLID CONVERTER PDF To remove this message, purchase the product at www.SolidDocuments.com

Tableau 2.6. Calcul de $\overline{N}_u$

	dimension	Br (mm²)	λ	α	As (mm²)	$\overline{N}_u$ (kN)
le 6eme étage	35x35	108900	21,20	0,791	122,5	1628
le 5eme étage	35x35	108900	21,20	0,791	122,5	1628
le 4eme étage	35x35	108900	21,20	0,791	122,5	1628
le 3eme étage	40x40	144400	18,56	0,804	160	2194
le 2eme étage	40x40	144400	18,56	0,804	160	2194
le 1ier étage	45x45	184300	16,48	0,813	202,5	2841
RDC	45x45	184300	16,48	0,813	202,5	2841

- **Descente de charge**

On calcule les charges permanentes et les surcharges d'exploitation reprises par un poteau intermédiaire le plus sollicité, et on adopte:

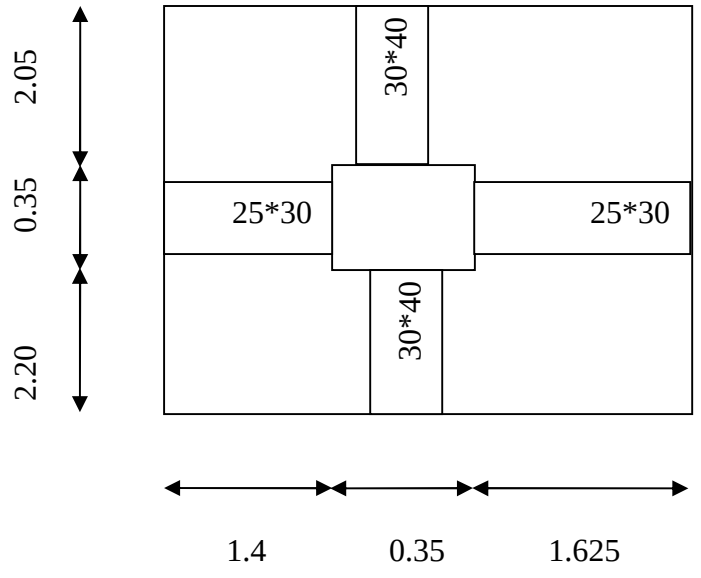


Figure 2.9. Schéma du poteau le plus sollicité

This document was created using SOLID CONVERTER PDF To remove this message, purchase the product at www.SolidDocuments.com

S = 4,6x3,375 = 15,52cm^2

S dalle = [(2,05x1,4) + (2,2x1, 4)+(2,05x1,625)+(2,2x1,625)] = 12,85cm^2

Niveau 6:

- Plancher terrasse…… 12,85 x 6,12 = 78,64 kN
- Poutre principale…… (2,2 + 2,05) x0,30x0,40x25 = 12,75 kN
- Poutre secondaire…….. (1,4 + 1,625) x0,25x0,30x25 = 5,67 kN
- Hauteur du poteau……3,06 x0,35x0,35x25 = 15,20 kN

G_1 = 112, 26 kN

Niveau 5:

- Plancher terrasse…… 12,85 x 5,80 = 74,53 kN
- Poutre principale…… (2,2 + 2,05) x0,30x0,40x25 = 12,75 kN
- Poutre secondaire……..(1,4 + 1,625) x0,25x0,30x25 = 5,67 kN
- Hauteur du poteau……3,06 x0,35x0,35x25 = 15,20 kN

G_2 = 220,41 kN

Niveau 4:

- Plancher terrasse…… 12,85 x 5,80 = 74,53 kN
- Poutre principale…… (2,2 + 2,05) x0,30x0,40x25 = 12,75 kN
- Poutre secondaire……..(1,4 + 1,625) x0,25x0,30x25 = 5,67 kN
- Hauteur du poteau……3,06x0,35x0,35x25 = 9,37 kN

G_3 = 326,21 kN

Niveau 3:

- Plancher terrasse…… 12,85 x 5,80 = 74,53 kN
- Poutre principale…… (2,2 + 2,05) x0,30x0,40x25 = 12,75 kN
- Poutre secondaire……..(1,4 + 1,625) x0,25x030x25 = 5,67 kN
- Hauteur du poteau……3,06 x0,40x0,40x25 = 12,24 kN

G_4 = 427,92 kN

Niveau 2:

- Plancher terrasse…… 12,85 x 5,80 = 74,53kN
- Poutre principale…… (2,2 + 2,05) x0,30x0,40x25 = 12,75 kN
- Poutre secondaire……..(1,4 + 1,625) x0,25x0,30x25 = 5,67 kN
- Hauteur du poteau……3,06 x0,40x0,40x25 = 12,24 kN

G_5 = 533,11 kN

This document was created using SOLID CONVERTER PDF To remove this message, purchase the product at www.SolidDocuments.com

Niveau 1:

- Plancher terrasse…… 12,85 x 5,80 = 74,53 kN
- Poutre principale…… (2,2 + 2,05) x0,30x0,40x25 = 12,75 kN
- Poutre secondaire……..(1,4 +1,625) x0,25x0,30x25 = 5,67 kN
- Hauteur du poteau……3,06 x0,45x0,45x25 = 15,49 kN

G_6 = 641,55 kN

Niveau RDC :

- Plancher terrasse…… 12,85 x 5,80 = 74,53 kN
- Poutre principale…… (2,2 + 2,05) x0,30x0,40x25 = 12,75 kN
- Poutre secondaire……..(1,4 + 1,625) x0,25x0,30x25 = 5,67kN
- Hauteur du poteau……3,06 x0,45x0,45x25 = 15,49 kN

G_7 = 749,99 kN

- **Surcharge d'exploitation**

Pour calculer cette surcharge, on utilise la loi de dégression des charges mentionnées dans le règlement charges permanentes et surcharges d'exploitation (Art 6.3)

- Terrasse……...Q_0 = 1x15,52= **15,52 kN**
- 5ème étage……...Q_1= 15,52+(15,52x1,5) = **38,8 kN**
- 4ème étage……Q_2 = 15,52+0,95 (23,28+23,28) = **59,75 kN**
- 3ème étage……...Q_3 = 15,52+0,90 (152,625) = **78,37 kN**
- 2ème étage……...Q_4 = 15,52+0,85 (203,5) = **94,67 kN**
- 1ème étage…….Q_5 = 15,52+0,80 (254,375) = **90,02 kN**
- RDC étage……...Q_6 = 15,52+0,75 (305,25) = **120,28 Kn**

This document was created using SOLID CONVERTER PDF To remove this message, purchase the product at www.SolidDocuments.com

Tableau 2.7. Détermination des surcharges d'exploitation

	q (kN/m²)	Q (kN)		$\frac{3+n}{2n}$	Q_{cum}
6eme étage	1	Q0	15.52		**15,52**
5eme étage	1.5	Q1	23,28	1	**38,8**
4eme étage	1.5	Q2	23,28	0.95	**59,75**
3eme étage	1.5	Q3	23,28	0.9	**78,37**
2eme étage	1.5	Q4	23,28	0.85	**94,67**
1ier étage	1.5	Q5	23,28	0.8	**90,02**
RDC	1.5	Q6	23,28	0.75	**120,28**

Tableau 2.8. Vérification de l'effort tranchant

Niveau	Nu (KN)	1,1Nu (KN)	Nu_{adm} (KN)	1,1 Nu < Nu_{adm}
le 6eme étage	174,83	192,31	1628	CV
le 5eme étage	355,75	391,32	1628	CV
le 4eme étage	525,31	577,84	1628	CV
le 3eme étage	695,24	764,76	2194	CV
le 2eme étage	861,70	947,87	2194	CV
le 1ier étage	1001,12	1101,23	2841	CV
RDC	1192,90	1312,19	2841	CV

This document was created using SOLID CONVERTER PDF To remove this message, purchase the product at www.SolidDocuments.com

Les poteaux de section (45x45) cm^2 :

Min (45;45) = 45 cm ≥ 30 cm

Min (45;45) = 45 cm ≥ $h_e/20$ =360/20 = 18,00 cm

$$\frac{1}{4} < \frac{45}{45} = 1 < 4$$

Les poteaux de section (40x40) cm^2 :

Min (40;40) = 40 cm ≥ 30 cm

Min (40;40) = 40 cm ≥ $h_e/20$ =360/20 = 18,00cm

$$\frac{1}{4} < \frac{40}{40} = 1 < 4$$

Les sections des poteaux sont satisfaites vis-à-vis aux conditions du RPA99 version 2003.

Remarque:

$$k_{poutre\ principale} = \frac{I}{L} = \frac{b.h^3}{12.L} = \frac{0,3*0,45^3}{12*5,3} = 4,53.10^{-4}\ m^3$$

$$k_{\ poutre\ secondaire} = \frac{I}{L} = \frac{b.h^3}{12.L} = \frac{0,3*0,40^3}{12*4,05} = 3,95.10^{-4}\ m^3$$

$$k_{poteaux} = \frac{I}{H} = \frac{b.h^3}{12.H} = \frac{0,45*0,45^3}{12*3,8} = 8,99.10^{-4}\ m^3$$

This document was created using SOLID CONVERTER PDF To remove this message, purchase the product at www.SolidDocuments.com

II.6. Pré dimensionnement des voiles

Les voiles sont des éléments structuraux sollicités principalement dans leur plan et dont l'épaisseur est généralement faible au regard des autres dimensions. Ils sont des murs rigides en béton armé, ils auront pour rôle le contreventement du bâtiment et éventuellement supporter une fraction des charges verticales.

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

Selon les prescriptions du RPA99 **version 2003 [Art 7.7.1]**, l'épaisseur minimale des voiles (e) est de 15 cm. De plus, elle doit être déterminée en fonction de la hauteur d'étage (h_e) nette et des conditions de rigidité aux extrémités

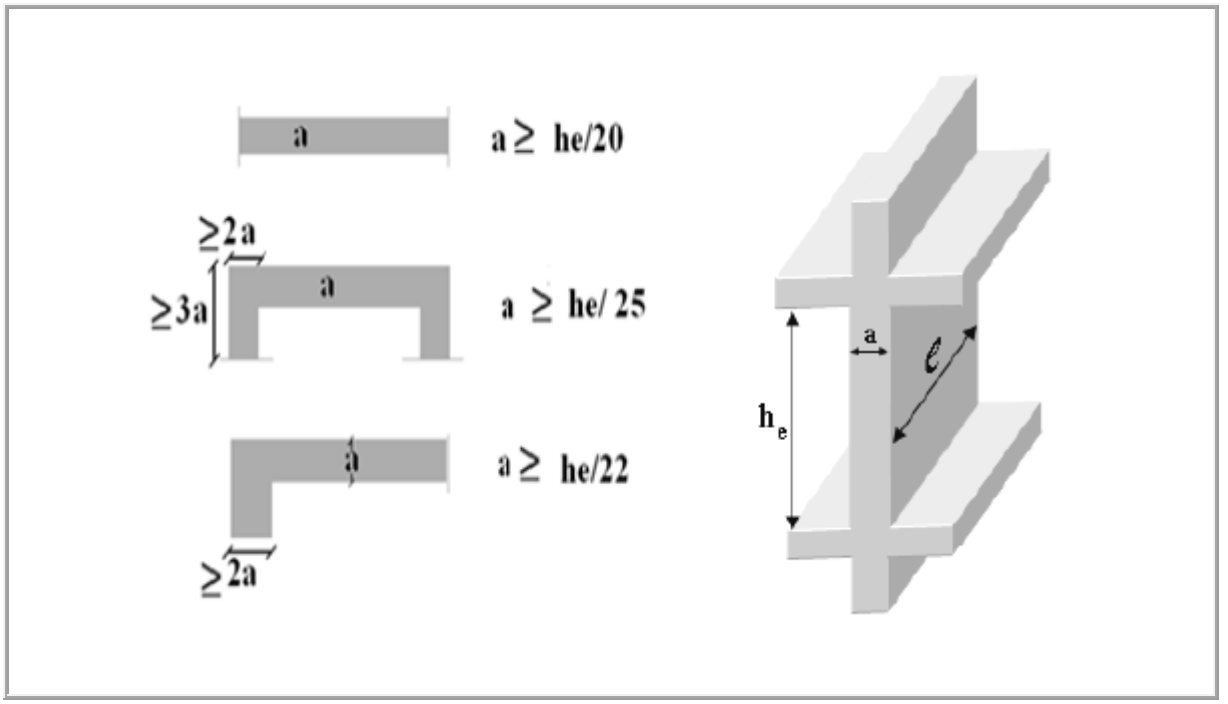


Figure 2.10. Coupe de voile en plan et voile en 3D

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

h_e = 3,8-0,40=3,40m

a ≥ Max{ 15cm; 13,60cm} alors a ≥ 15cm.

On adopte: a =15cm.

This document was created using SOLID CONVERTER PDF To remove this message, purchase the product at www.SolidDocuments.com

CHAPITRE III

CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES

This document was created using SOLID CONVERTER PDF
To remove this message, purchase the product at www.SolidDocuments.com

III.1. l'acrotère

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 suivantes la ligne de jonction entre l'acrotère et la forme en pente.

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.

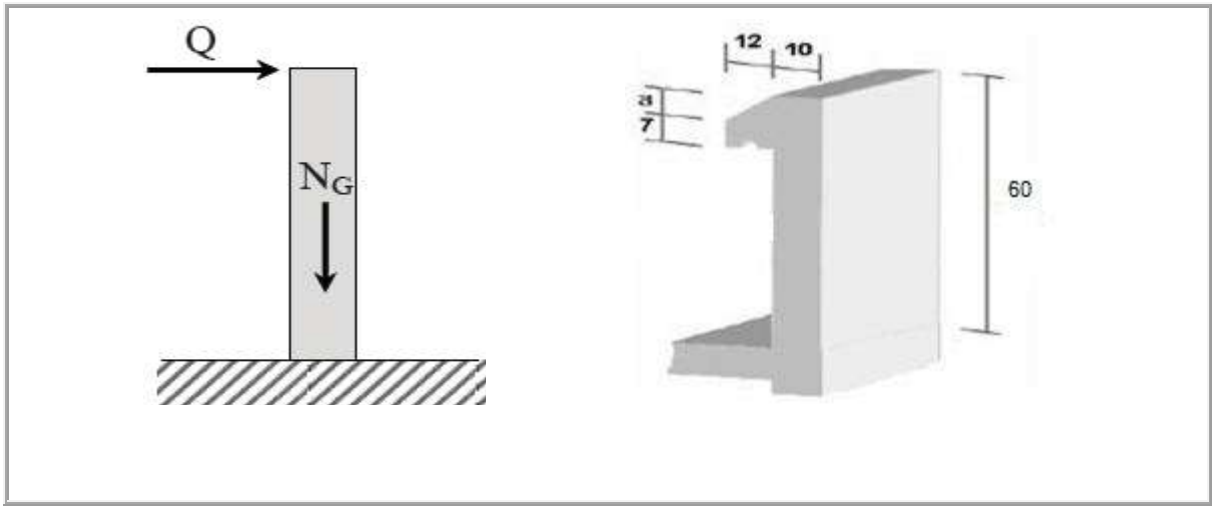


Figure 3.1. L'acrotère

This document was created using SOLID CONVERTER PDF
To remove this message, purchase the product at www.SolidDocuments.com

III.1.3. Évaluation des charges et surcharges

Tableau 3.1. Évaluation des charges et surcharges

Charge permanente [kN/ml]
Poids propre : [(0,6.0,1)+(0,12.0,07)+((0,12.0.03)/2)].25=1,775
Charge d'exploitation [kN/ml]
Q = 1

III.1.4. Determination des efforts

Tableau 3.2. Les efforts

L'E.L.U	
L'effort normal :	N_U =1,35.G = 1,35.1,775 = 2,369 KN
Moment d'encastrement :	M_U =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 :	N_{ser} = G = 1,775 KN
Moment d'encastrement :	M_{ser} = Q.h =1.0, 6 = 0,6 KN.m
L'effort tranchant :	T_{ser} = Q =1 KN

III.1.5. Calcul de ferraillage

Le calcul du ferraillage se fait par une section rectangulaire (100x10) cm^2 soumise à la flexion composée et en situation durable.

This document was created using SOLID CONVERTER PDF To remove this message, purchase the product at www.SolidDocuments.com

Tableau 3.3. Les données nécessaires

Dimensions			Résistances caractéristiques		
Notations	Valeurs	Unités	Notations	Valeurs	Unités
b	100	cm	F_{c28}	25	MPa
h	10	cm	F_e	400	MPa
C_1	2,5	cm	Sollicitations		
C_2	2,5	cm	Notations	Valeurs	Unités
Longueur de flambement			N_u	2,369	KN
Notations	Valeurs	Unités	M_u	0,9	KN.m
L_0	0,6	m	N_{ser}	1,775	KN
L_f	1,3	m	M_{ser}	0,6	KN.m

III.1.5. a) E.L.U

❖ **Calcul de l'excentricité**

À l'attention de : $e_0 = \frac{Mu}{Nu} = \frac{0.900}{2.369} \Rightarrow e0 = 38$ cm

On a : $e_0 = 38$ cm $> \frac{h}{2} - c = \frac{10}{2} - 2.5 = 2.5$ cm

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

❖ **Calcul du moment de flexion**

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

This document was created using SOLID CONVERTER PDF To remove this message, purchase the product at www.SolidDocuments.com

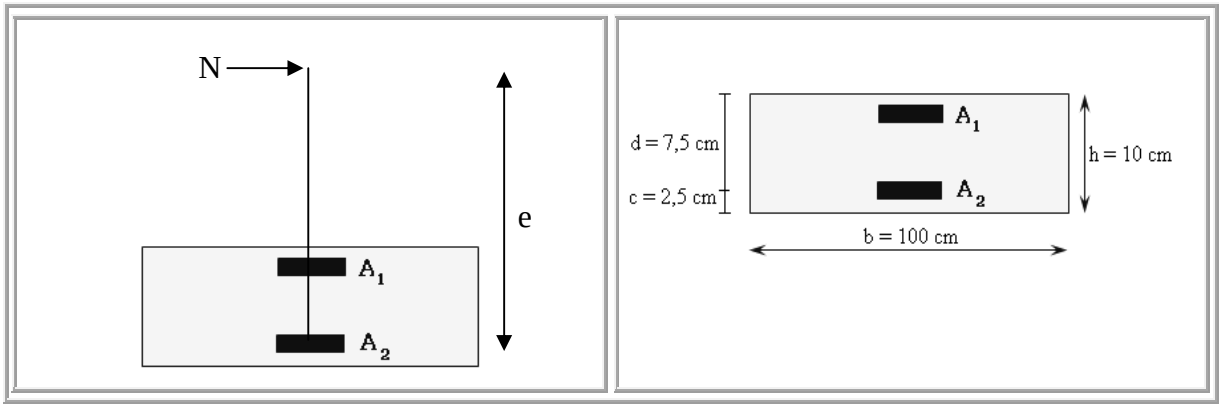


Figure 3.2. Section de béton armé à l'ELU

$e = e0 + (\frac{h}{2} - C) \Rightarrow e = 0.405$ m

$M1 = N * e \Rightarrow M1 = 0.96$ kN.m

❖ **Calcul des armatures verticales**

Le calcul se fait en flexion simple:

$\mu = \frac{M1}{(\sigma_{bc} * b * d^2)} \Rightarrow \mu = 0.012$

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

$A_1 = \frac{M1}{(\overline{\sigma_s} * \beta * d)} \Rightarrow A1 = 0.370$ Cm²

N : effort de compression, alors : $A = A_1 - \frac{N}{100 * \sigma_s} \Rightarrow A = 0.302$ cm²

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

Donc: A = 0.302 cm²

Condition de non fragilité :

$Amin = \frac{B}{1000} = \frac{10 \times 100}{1000} = 1$ cm²

Amin =1 cm² > A =0.302 cm² ⇒ A = Amin = 1.00 cm²

On adoptera : A = 4HA 8 = 2.01 cm²

This document was created using SOLID CONVERTER PDF To remove this message, purchase the product at www.SolidDocuments.com

❖ **Armatures de répartition**

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

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

❖ **Espacement**

St= (100/4) =25 cm ≤ Smin =min [3h=30 cm; 33 cm] =30 cm

Srép= (60/4)=15 cm ≤ Smin =min [4h=40 cm ; 45 cm]=40 cm

III.1.3.b) Vérification à l'état limite de service

Données: N_{ser} = 1.775 kN

M_{ser} = 0.60 kN.m

❖ **Calcul de l'excentricité**

On a $e_0 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{0.60}{1.775} = 34.19cm$

$\frac{h}{2} - c = 5 - 2.5 = 2.5\,cm < e_0 = 34.19cm$

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

Où: Bo = b*h+ 15 (A_1 + A_2) ⇒ Bo = 1030, 15 cm².

$\upsilon_1 = \frac{1}{B_0}[\frac{bh^2}{2} + 15(A_1 c_1 + A_2 d)] \Rightarrow \upsilon 1 = 5{,}073cm.$

$\upsilon_2 = h - \upsilon_1 \Rightarrow \upsilon\, 2 = 4{,}926cm.$

$I'_G = \frac{b}{3}(\upsilon_1^3 + \upsilon_2^3) + 15[A_1(\upsilon_1 - c_1)^2 + A_2(\upsilon_2 - c_2)^2] \Rightarrow I'_G = 8513, 68\ cm^4.$

Alors: $\frac{I'_G}{B_o \upsilon_2} = 1{,}677cm.$

Alors : on a une section partiellement comprimée.

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

This document was created using SOLID CONVERTER PDF To remove this message, purchase the product at www.SolidDocuments.com

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

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

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

$y_2^3 + py_2 + q = 0$……."*"

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

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

C: La distance entre la fibre la plus comprimée du béton et le point "c" et puisque "N" est un effort de compression donc " C = h/2 – e = -29.19cm < 0".

❖ **Application numérique**

$$\begin{cases} p = -2489.80 cm^2 \\ q = +47307.84 cm^2 \end{cases}$$

Donc l'équation devient: $y_2^3 - 2489.80\, y_2 + 47307.84 = 0$

$$\Delta = q^2 + \frac{4p^3}{27} = -4.85x10^7 < 0 \Rightarrow \begin{cases} \cos\varphi = \frac{3q}{2p}\sqrt{\frac{-3}{p}} = -0.989 \Rightarrow \varphi = 171.62° \\ a = 2\sqrt{\frac{-p}{3}} = 57.61 \end{cases}$$

Les racines de l'équation sont: $y_2 = \begin{cases} a\cos(\frac{\varphi}{3}) = 31.20\,cm \\ a\cos(\frac{\varphi}{3} + 120) = -57.54\,cm \\ a\cos(\frac{\varphi}{3} + 240) = 26.34 cm \end{cases}$

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

$0 < y_1 = y_2 + C < h$

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

This document was created using SOLID CONVERTER PDF To remove this message, purchase the product at www.SolidDocuments.com

$$\text{Donc: } \begin{cases} y_2 = 31.20\text{cm} \\ y_1 = y_2 + C = 2.01\text{cm} \end{cases}$$

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

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

$$K = \frac{N_{ser}}{S_{xx'}} = \frac{1755}{36481} = 0.0481\text{N/mm}^3$$

$$\sigma_b = K\, y_1 = 0.0481 \times 20.1 = 0.967 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_b = 0{,}6\, f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15K\left(d - y_1\right) = 15 \times 0.0481 \times (75 - 20.1) = 39.61 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_s = \text{Min}\left[\frac{2}{3} f_e = 333.33 \text{ MPa} ; 110\sqrt{\eta f_{tj}} = 201.633 \text{ MPa}\right] = 201.633 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 39.61 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_s = 201.633 \text{ MPa}$$

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

III.1.6. Vérification de l'effort tranchant

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

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

$$F = 1.5 - \frac{0.9}{0.9\text{x}0.075} = -11.83kN$$

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

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

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

Et : $\overline{\tau} = \min\left[0{,}15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa}\right] = 2{,}5 \text{ MPa}$ (fissuration préjudiciable)

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

This document was created using SOLID CONVERTER PDF To remove this message, purchase the product at www.SolidDocuments.com

✓ 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 suivant :

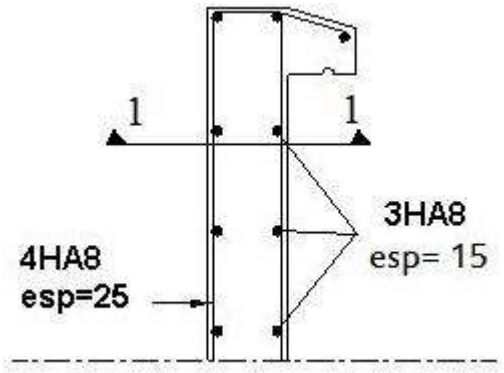
➢ $F_p = 4.A.C_p.W_p$. (Art.6.2.3)

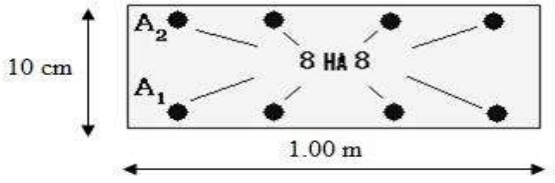
- A: coefficient d'accélération, (groupe d'usage , zone IIb)
- C_p: facteur de force horizontal, (R.P.A tab. 6.1)
- W_p: poids propre de l'acrotère pour une bande de 1m de longueur.
- A=0.2 ; Cp=0.80 ; Wp= 2.255 KN.

$$F_p = 4 \times 0.2 \times 0.8 \times 1.755 = 1.123 \text{ KN}$$

$$F_p = 1.123 \text{ KN} < T = 1.5 \text{ KN} \quad \text{……(condition vérifier)}$$

✓ Donc l'acrotère des deux blocs résistent à la force horizontale.





Coupe 1-1

Figure 3.3. Ferraillage de l'acrotère

This document was created using SOLID CONVERTER PDF To remove this message, purchase the product at www.SolidDocuments.com

III.2. Planchers à corps creux

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

Le plancher est constitué de:

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

III.2.1. Les poutrelles

On à deux types de poutrelles, le premier type à cinq travée et l'autre a quatre travées, le calcul des poutrelles s'effectue par deux étapes:

- ✓ Etape 1: avant coulage.
- ✓ Etape 2: après coulage.

III.2.1.1 Dimensionnement des poutrelles

$B_0 = L_0 - B = 65-53 = 12$ cm : largeur de la poutrelle.

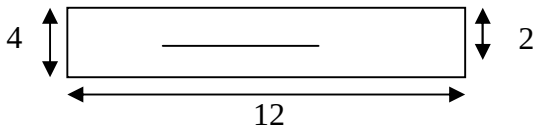


Figure 3.4. Dimensionnement de la poutrelle

This document was created using SOLID CONVERTER PDF
To remove this message, purchase the product at www.SolidDocuments.com

A. Avant coulage

La poutrelle est considérée comme poutre isostatique. Elle supporte son poids propre, le poids propre du corps creux et la charge due au poids de l'ouvrier ainsi que le poids des matériaux et des coffrages éventuellement existés.

III.2.1.2. Evaluation des charges et surcharges

A-Charge permanente:

- Poids du corps creux: $G_1 = 0.65 \times 1 = 0.65$ KN/ml.
- Poids de la poutrelle: $G_2 = 0.12 \times 0.04 \times 25 = 0.12$ KN/ml.

Donc: $G = G_1 + G_2 = 0.12 + 0.65 = 0.77$ KN/ml.

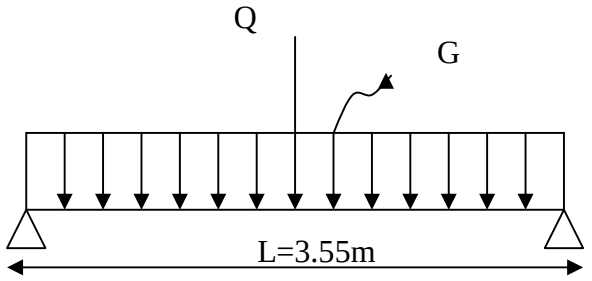


Figure 3.5. Schéma statique de la poutrelle

B-Surcharge d'exploitation:

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

Q = Max [1 KN (au milieu de la poutrelle) ; 0.5 KN/ml de portée]

Q = Max [1 KN ; 500 x 3,55] → Q = 1,77 KN.

A l'E.L.U, on a

$M_u = 1.35\, M_G + 1.5\, M_Q$

$M_G = G \cdot L^2/8 = 0.77 \times (3.55)^2/8 = 1.21$ kN.m

$M_Q = Q \cdot L/4 = 1,77 \times (3.55)/4 = 1.57$ kN.m

This document was created using SOLID CONVERTER PDF To remove this message, purchase the product at www.SolidDocuments.com

$\Rightarrow M_u = 3.98$ kN.m

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = 5.83 > \mu_l = 0.392$$

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

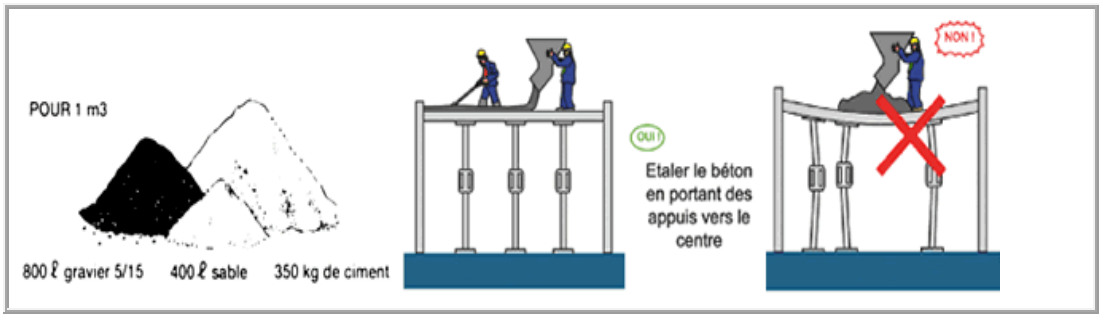


Figure 3.6. Choix de disposition des étaiements

III.2.1.3. 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

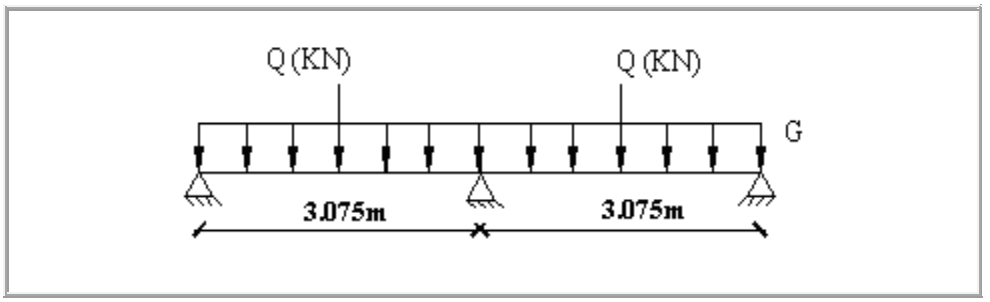


Figure 3.7. Travée avec un seul étai au milieu

This document was created using SOLID CONVERTER PDF
To remove this message, purchase the product at www.SolidDocuments.com

G = 0.77 KN/ ml

Q = Max [1 KN ; 0,5x(1,775) KN] = 1 KN

$M_G = 0.303\,KNm$

$M_Q = 0,443\,KNm$

$M_u = 1,074\,KNm$

$$\mu = \frac{1,074\times10^6}{120\times14.2\times(20)^2} = 1.575 > \mu_l = 0.372 \quad \text{(c.n.v)}$$

On ajoute un autre étaiement.

- Pour deus étais

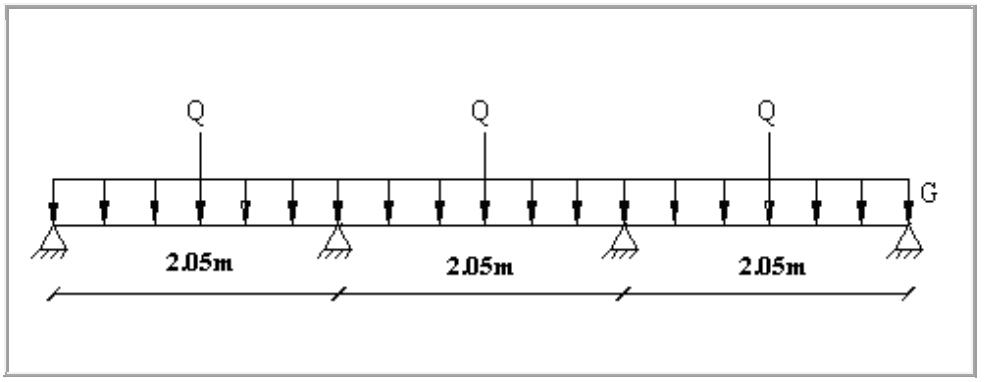


Figure 3.8. Travée avec deux étais

G = 0.77 KN/ ml

Q = 1 KN/ml.

$M_G = 0.134\,KNm;$

$M_Q = 0.295\,KNm$

$M_u = 0.623\,KNm$

$\mu = 0.914 > \mu_l = 0.372$ (c.n.v)

This document was created using SOLID CONVERTER PDF To remove this message, purchase the product at www.SolidDocuments.com

On ajoute un autre étaiement.

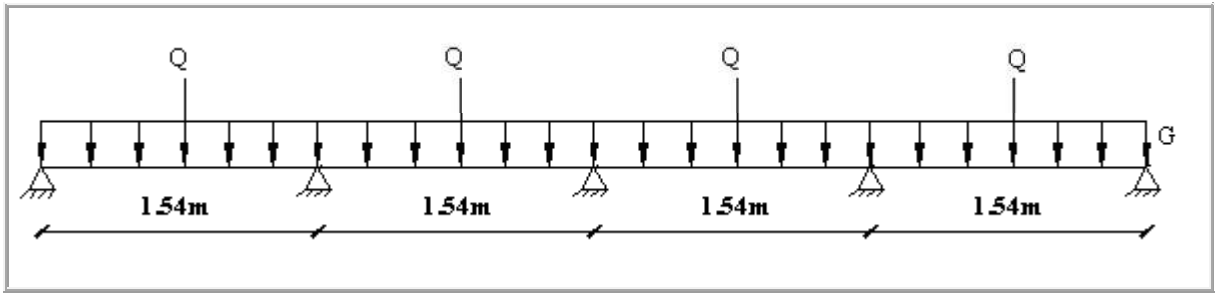


Figure 3.9. Travée avec trois étais

Pour trois étais

G = 0.77 KN/ ml

Q = 1 KN/ml.

$M_G = 0.06\,KNm;$

$M_Q = 0{,}2\,KNm$

$M_u = 0.381\,KNm$

$\mu = 0.201 > \mu_l = 0.372$ (c.v)

Alors il faut prévoir trois étaiements le long de la travée espacés de 80cm pour que la poutrelle supporte les charges avant coulage de la dalle de compression.

B. Après coulage

Dans cette étape, le calcul des poutrelles se fait après le coulage de la table de compression, la poutrelle est considérée comme une poutre continue.

B.1. Méthode de calcul

Le calcul s'effectue par la méthode forfaitaire qui est applicable car les conditions d'applications sont vérifiées.

This document was created using SOLID CONVERTER PDF To remove this message, purchase the product at www.SolidDocuments.com

B.1.1.Conditions d'application

1- $Q \leq \text{Min}\begin{cases} 2.G \\ 5\,KN/m^2 \end{cases}$ (c.v)

2- Les moments d'inerties des sections sont égaux dans toutes les travées (c.v)

3-le rapport entre les portées successives des travées doit rester compris entre " 0.8 " et " 1.25 ". (c.v)

4- La fissuration doit être peu nuisible. (c.v)

B.1.2. 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 :

Mt : moment en travée.

Mw : moment à l'appui de gauche.

Me : moment à l'appui de droite.

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

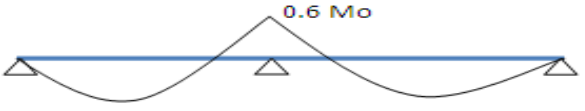
Il s'agira de vérifier les trois conditions suivantes :

* $Mt + ((Mw+Me)/2) \geq$ Max (1.05Mo et (1+0.3 α) Mo)

*$Mt \geq \begin{cases} ((1.2+0.3\,\alpha)/2).Mo & \text{pour les travées de rive.} \\ ((1+0.3\,\alpha)/2).Mo & \text{pour les travées intermédiaire.} \end{cases}$

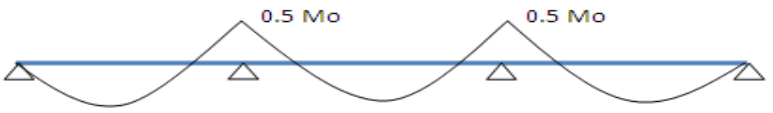
* les moments d'encastrements des appuis :

** Ma ≥ 0.6 Mo cas des poutres à 2 travées.

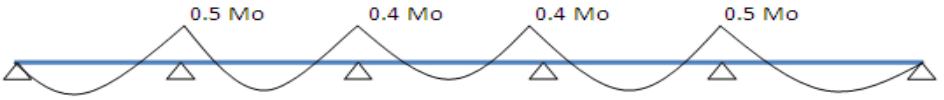


** Ma ≥ 0.5 Mo pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de 2 travées.

This document was created using SOLID CONVERTER PDF To remove this message, purchase the product at www.SolidDocuments.com



** Ma ≥ 0.4 Mo pour les autres appuis intermédiaire d'une poutre à plus de 3 travées.



Remarque :

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

2) dans les expressions ci-dessus les moments Mw 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 (Ma=0.2 Mo).

5) l'effort tranchant est égale :

Tw=PL/2+((Mw-Me)/L)

Te=-PL/2+((Mw-Me)/L)

This document was created using SOLID CONVERTER PDF To remove this message, purchase the product at www.SolidDocuments.com

B.1.3. Evaluation des charges et surcharges

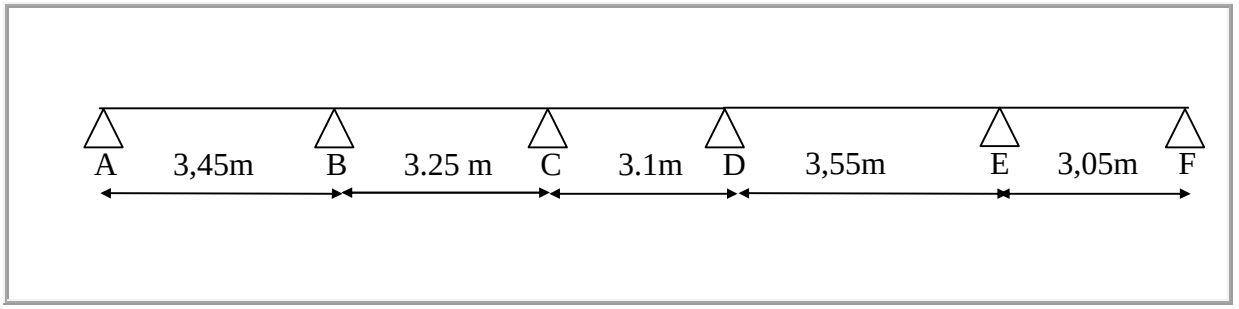
Tableau 3.4. Actions de calcul des poutrelles après coulage

Niveau	G (kN/m)	Q (kN/m)	q_u (kN/m)	q_{ser} (kN/m)
Terrasse	6.12*0.65=3.978	1*0.65=0.650	6.34	4.62
Plancher courant	5.80*0.65=3.900	1.5*0.65=0.975	6.55	4.74

B.1.4. Sollicitations de calcul

On a deux types de système de poutrelles à calculer :

- **1er type Poutrelle à cinq travées**



This document was created using SOLID CONVERTER PDF
To remove this message, purchase the product at www.SolidDocuments.com

a) Détermination des moments à l'état limite ultime

Tableau 3.5. Moment fléchissant et efforts tranchants de la poutrelle à 5 travées à l'E.L.U

Travées	M_o(k.m)	M_t(kN.m)	M_w(kN.m)	M_e(kN.m)	T_e(kN)	T_w(kN)
A – B	9,74	6,4	1,948	4,875	11.42	-10,28
B – C	8,64	4,9	4,875	3,45	10,90	-10,37
C – D	7,86	5,01	3,45	4,124	10,36	-9.93
D – E	10,31	5,97	4,124	5,15	11,90	-11,33
E – F	7,61	5,25	5,15	1,522	10,72	-9,23

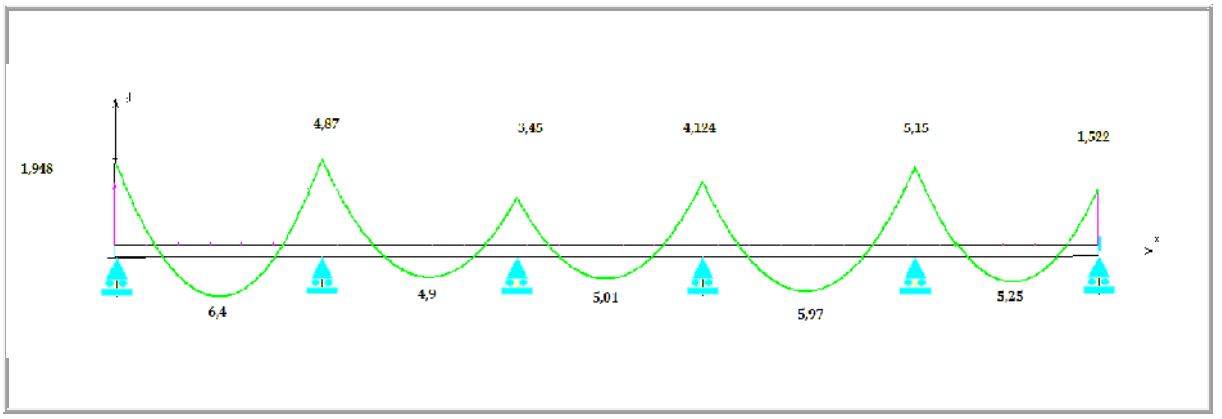


Figure 3.10. Diagramme des moments à l'ELU

This document was created using SOLID CONVERTER PDF
To remove this message, purchase the product at www.SolidDocuments.com

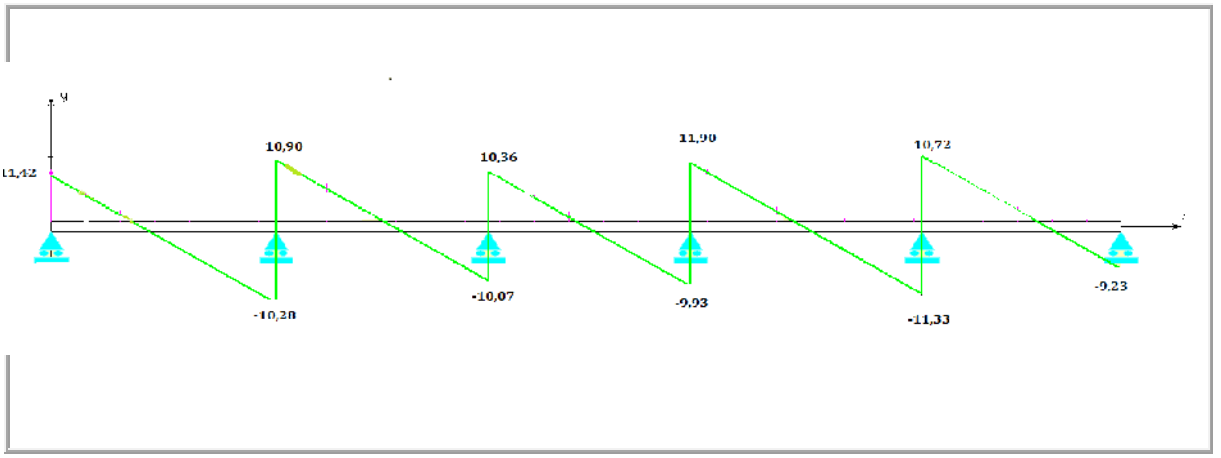


Figure 3.11. Diagramme des efforts tranchants à l'ELU

b) Détermination des moments à l'état limite de service

Tableau 3.6. Moments fléchissant de la poutrelle à 5 travées à l'E.L.S

Travées	M_o (kN.m)	M_t (kN.m)	M_w (kN.m)	M_e (kN.m)
A – B	7,05	4,68	1,41	3,525
B – C	6,26	3,73	3,525	2,5
C – D	5,69	3,72	2,5	2,98
D – E	7,46	4,403	2,98	3,73
E – F	5,51	3,881	3,73	1,102

This document was created using SOLID CONVERTER PDF To remove this message, purchase the product at www.SolidDocuments.com

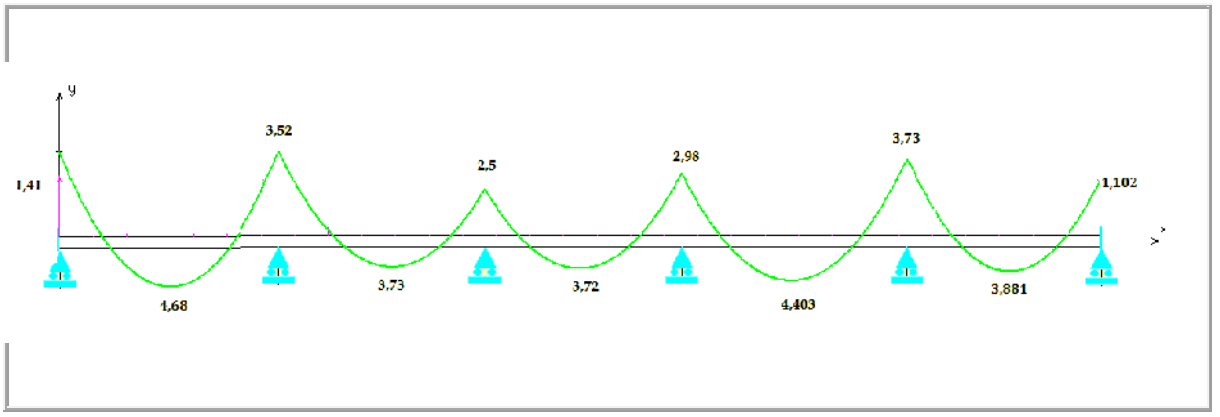


Figure 3.12. Diagramme des moments à l'ELS

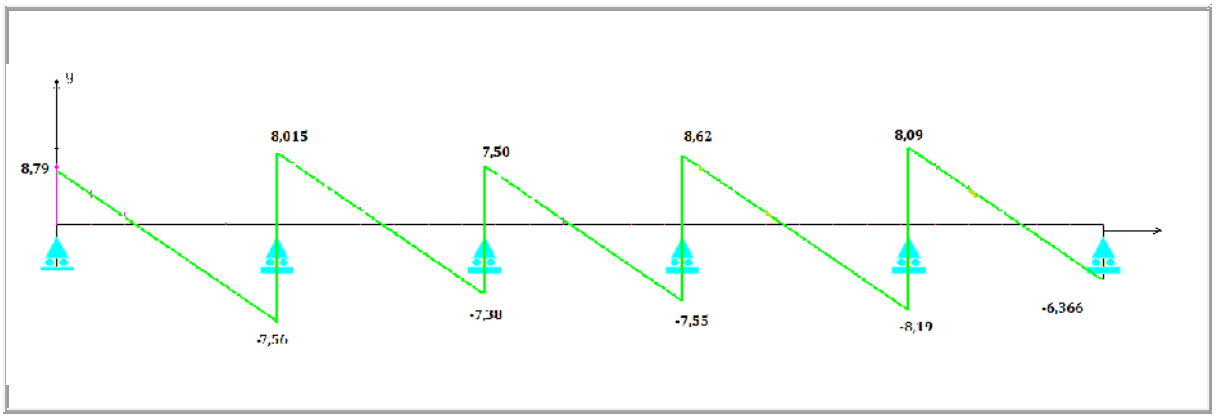
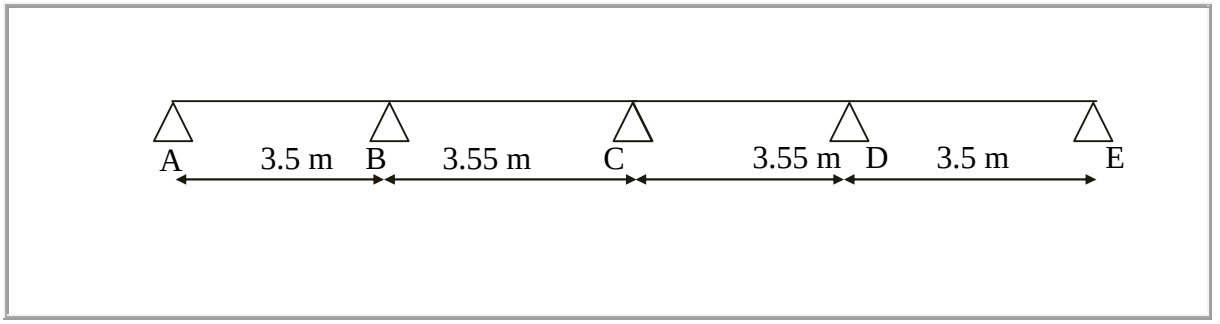


Figure 3.13. Diagramme des efforts tranchants à l'ELS

- **2ème type Poutrelle à quatre travées**



This document was created using SOLID CONVERTER PDF
To remove this message, purchase the product at www.SolidDocuments.com

a) Détermination des moments à l'état limite ultime

Tableau 3.7. Moment fléchissant et efforts tranchants de la poutrelle 4 travées à l'E.L.U

Travées	M_o(kN.m)	M_t(kN.m)	M_w(kN.m)	M_e(kN.m)	T_e(kN)	T_w (kN)
A – B	10,02	6,81	2,006	5,40	10,50	12,43
B – C	10,81	6,248	5,40	4,32	11,31	11,62
C – D	10,81	6,248	4,32	5,40	11,62	11,31
D - E	10,02	6,81	5,40	2.006	12,43	10.50

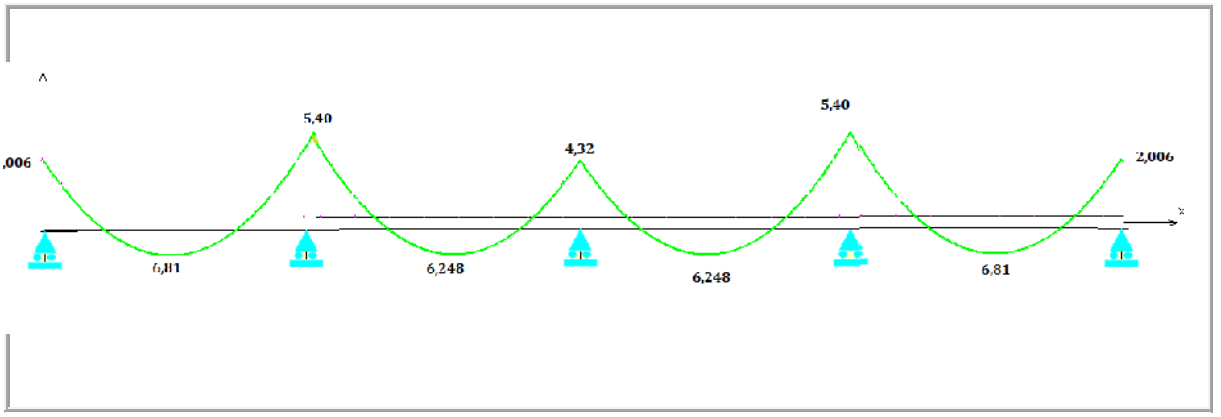


Figure 3.14. Diagramme des moments à l'ELU

This document was created using SOLID CONVERTER PDF
To remove this message, purchase the product at www.SolidDocuments.com

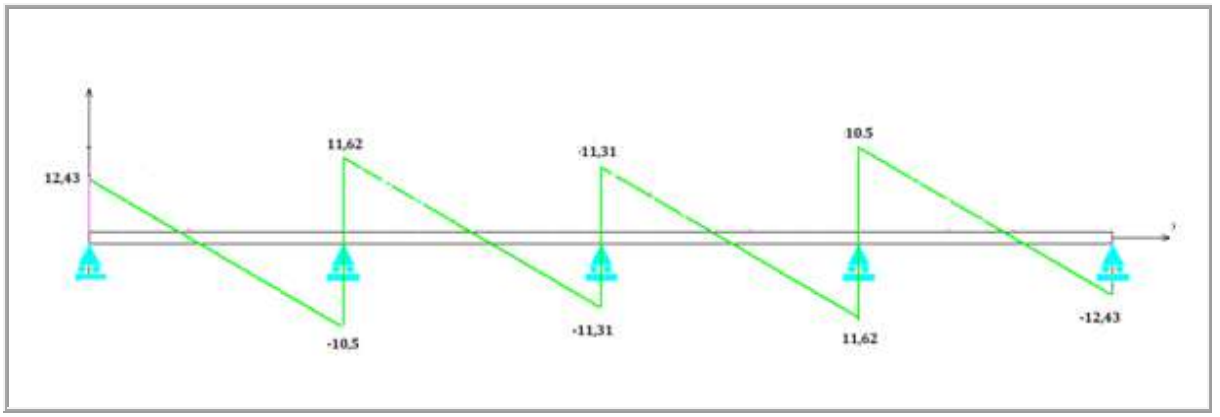


Figure 3.15. Diagramme des efforts tranchants à E.L.U

b) Détermination des moments à l'état limite de service

Tableau 3.8. Moment fléchissant de la poutrelle à 4 travées à l'E.L.S

Travées	M_o (kN.m)	M_t (kN.m)	M_w (kN.m)	M_e (kN.m)
A – B	7,25	5,01	1,45	3,73
B – C	7,46	4,40	3,73	2,984
C – D	7,46	4,40	2,984	3,73
D - E	7,25	5,01	3,73	1,45

This document was created using SOLID CONVERTER PDF
To remove this message, purchase the product at www.SolidDocuments.com

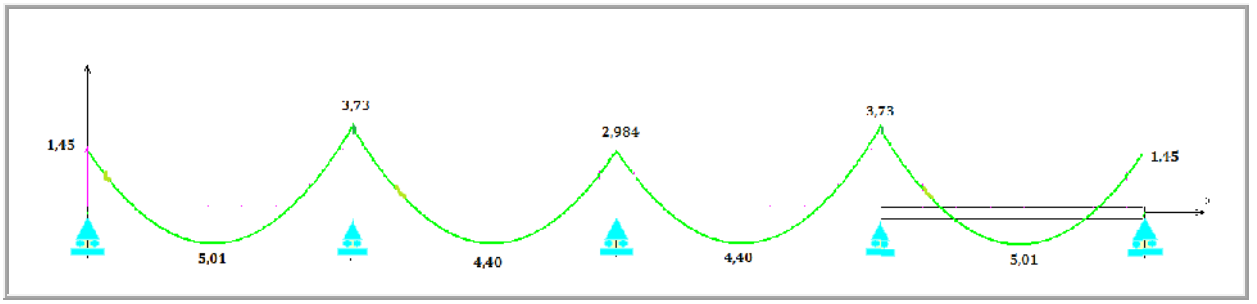


Figure 3.16. Diagramme des moments à l'ELS

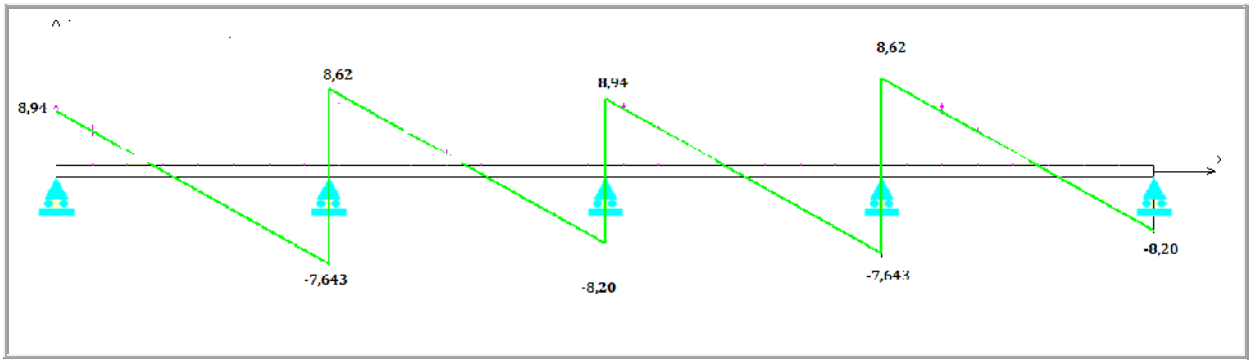


Figure 3.17. Diagramme des efforts tranchants à E.L.S

B.1.5. Ferraillage de la poutrelle

Comme les efforts des différent type de dispositions des poutrelles sont proches les uns aux autres, alors le ferraillage se fait selon les efforts des poutrelles les plus sollicitées.

ELU : $M_{tu}^{max} = 6{,}81 KN.m$; $M_{au}^{max} = 5{,}40 KN.m$ $T^{max} = 12.43 KN.m$

ELS: $M_{tS}^{max} = 5{,}01 KN.m$; $M_{aS}^{max} = 3.73 KN.m$

This document was created using SOLID CONVERTER PDF To remove this message, purchase the product at www.SolidDocuments.com

✓ **Armatures longitudinales:**

Le ferraillage est calculé en flexion simple :

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

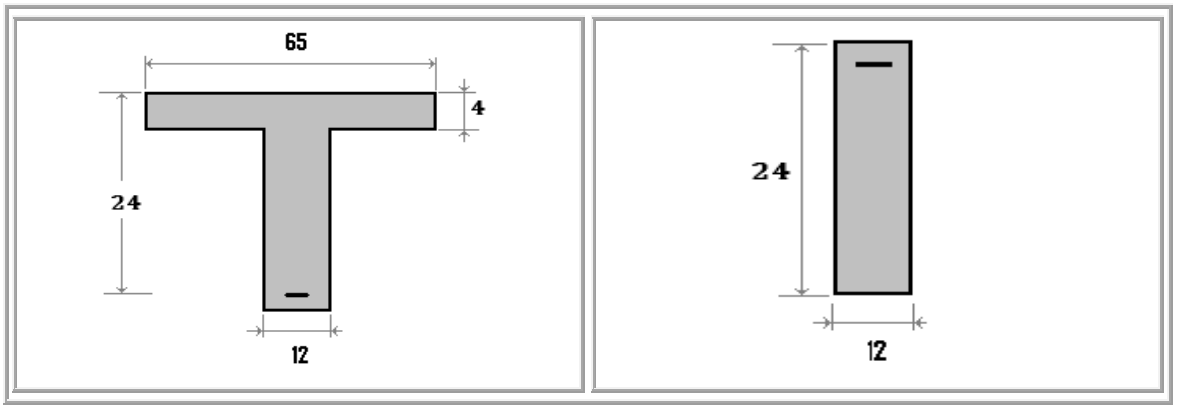


Figure 3.18. Les sections considérées pour le calcul des ferraillages
En travée (à gauche); En appui (à droite)

Béton: f_{c28} = 25 MPa ; γ_b = 1.5 ; σ_{bc} = 14.2 MPa ; f_{t28} = 2.1 MPa

b = 65 cm ; h = 20 cm ; d = 18 cm ; h_0 =6cm ; b_0 = 12 cm.

Acier: FeE400 ; Fe= 400 MPa ; γ_s = 1.15 ; σ_s = 348 MPa.

La fissuration est peu nuisible, la situation est durable.

This document was created using SOLID CONVERTER PDF To remove this message, purchase the product at www.SolidDocuments.com

Tableau 3.9. Calcul et vérification des armatures

		En travée	Aux appuis
ELU	M_u (kN.m)	6,81	5,40
	M_0 (kN.m)	Mo=b.ho.σb $_{adm}$.(d-ho/2)=65.10^{-2}.40.14,2.(180-40/2) =59.072(kN.m)	
		$M_u < M_0$⇒ l'axe neutre appartient à la table ⇒ étude d'une section rectangulaire (b*h)= (65*20) ⇒calcul en flexion simple	$M_u < M_0$⇒ l'axe neutre appartient à la table ⇒ étude d'une section rectangulaire (b*h)= (12*20) ⇒calcul en flexion simple
	μ	0,123	0,097
	μ_l	0.392	
	$\mu < \mu_l$	Oui	Oui
	β	0.935	0,948
	A'(cm^2)	0	0
	A (cm²)	1.16	0.90
	Amin (cm²)	1.30	0.24
	Le choix	3HA10=2.35	1HA10=1.13

Vérification a ELS	M_{ser} (kN.m)	5.01	3 .73
	σ_{adm}(MPa)	15	
	y_1 (cm)	3.66	4.34
	I_G (cm^4)	10278,63	7262
	K (N/cm^3)	48.74	51.36
	σ_b (MPa)	4,01	4,16
	$\sigma_b \leq \sigma_{b\ adm}$	Oui	Oui

This document was created using SOLID CONVERTER PDF To remove this message, purchase the product at www.SolidDocuments.com

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

Tableau 3.10. Ferraillages longitudinaux des poutrelles

Section d'armature	En travée	Aux appuis
	At=3HA10=2.35	Aa=1HA10=1.13

✓ **Les armatures transversales**

- **Diamètre des armatures transversales**

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

$$\phi_t \le \min\left[\frac{h}{35}=0{,}571\,\text{cm};\frac{b_0}{10}=1.2\,\text{cm};1\text{cm}\right]=0.571\,\text{cm}$$

On adopte: ϕ_t = 6mm

$$a_t=\frac{\pi\phi_t^2}{4}=0{,}28\text{cm}^2 \quad ; \text{ avec : } a_t \text{ : section d'une barre transversale.}$$

$$A_t = n_t \times a_t = 0{,}56cm^2 = 2\ \phi\ 6$$

- **Espacement :**

$$S_t \le \overline{S_t} = \min\begin{cases}0.9d = 16{,}2cm\\ 40cm\end{cases}$$

Alors on choisit S_t=15 cm

On doit vérifier les deux relations suivantes**:**

$$S_t \le \frac{0.9A_t f_e}{\gamma_s b_0(\tau_u - 0.3f_{t28})}$$

AN: $15cm \le \dfrac{0.9\cdot 0.56\cdot 235}{1.15\cdot 12\cdot(0.86-0.3\cdot 2.1)}=35.98cm$

$$A_{t\min} \ge \frac{0.4xb_0xS_t}{Fe}=\frac{0.4x120x150}{235}=0.30\ \ cm^2$$

This document was created using SOLID CONVERTER PDF To remove this message, purchase the product at www.SolidDocuments.com

$A_t = 0.56 \ cm^2 \rangle A_{t\min} = 0.30 \ cm^2$ (C.V)

- **Vérification de l'effort tranchant**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0.d} = 0.575\,\text{MPa}$$

On considère la fissuration comme peu nuisible.

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

$$\tau_u = 0.575\,\text{MPa} < \overline{\tau}_u = 3.33\,\text{MPa} \ldots..(\text{c.v})$$

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

Appui de rive : $\frac{2\times T_u}{b_o \times a} \le 0{,}8\frac{f_{c28}}{\gamma_b}$ d'où $T_u \le 0{,}4\times a\times b_o\frac{f_{c28}}{\gamma_b}$

a : longueur d'appuis de la bielle de béton évaluée au niveau des armatures longitudinales.

Avec : $a = \min[b-2-2cm; 0{,}9d] = 16{,}2cm$

$$T_u = 8{,}94KN < 12{,}96KN \ldots\ldots\ldots\ldots..(\text{c.v})$$

$$\sigma'_b = \frac{2\times 12{,}96\times 10^3}{120\times 162} = 1{,}33\text{MPa} < \overline{\sigma}_b = 13.33\text{MPa}.(\text{c.v})$$

Appuis intermédiaire :

$$|M_u| > 0{,}9\times T_u \times d \Rightarrow |M_u| = 5{,}40KN.m > 1{,}44KN.m \ldots\ldots.(\text{c.v})$$

This document was created using SOLID CONVERTER PDF To remove this message, purchase the product at www.SolidDocuments.com

- **Vérification de la flèche**

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

1- $\frac{h}{L_x} = 0.084 \geq \frac{1}{15}\frac{M_t}{M_x} = 0.044$ .....(c.v)

2- $\frac{h}{L_x} = 0.084 \geq \frac{1}{22.5} = 0.044$ .....(c.v)

3- $\frac{A}{b_0.d} = 0.005 \leq \frac{3.6}{f_e} = 0.009$ .....(c.v)

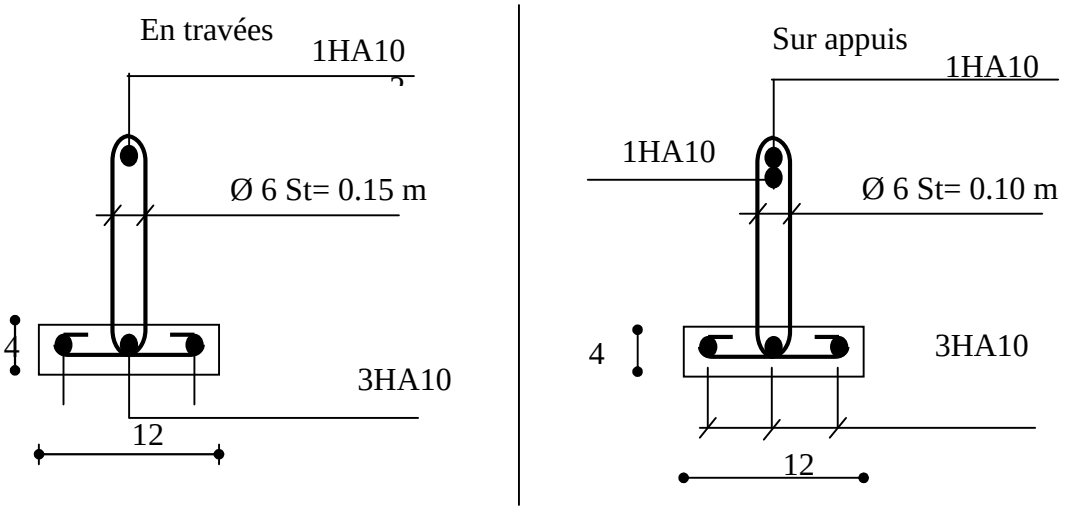


Figure 3.19. Ferraillage des poutrelles

This document was created using SOLID CONVERTER PDF
To remove this message, purchase the product at www.SolidDocuments.com

III.2.2. 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 4 cm avec un espacement de 65 m entre poutrelles. La section d'armature à prévoir doit satisfaire aux conditions suivantes:

- Espacement pour les armatures perpendiculaires aux nervures au plus égale à : a1≤20 cm
- Espacement pour les armatures parallèles aux nervures au plus égale à : a2≤33 cm
- La section d'armatures dans le sens perpendiculaire aux nervures est donnée par :

$$\begin{cases} A_{\perp} \geq 200/fe(MPa) & \text{si } L \leq 50 \text{ cm} \\ A_{\perp} \geq 0.02.L.\frac{200}{f_e} = \frac{4.L}{f_e} & \text{si } 50 \leq L \leq 80 \text{ cm} \end{cases}$$

Avec :

- L : espacements entre axes des nervures (65 m dans notre ouvrage).
- fe : nuance de l'acier FeE520 (fe=520), le treillis soudé qui sera utilisé sera à maillage carré de 20cm x 20 m.
- $A_{\perp}$: Section d'armatures perpendiculaires aux nervures.

$$50cm \leq (L=65cm) \leq 80cm \Rightarrow A_{\perp} \geq 0.02.L.\frac{200}{f_e} = \frac{4.L}{f_e} = 0.5 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

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

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

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

$A_{//} = 4\,\varphi\,5 = 0.78 \text{ cm}^2$, esp = 25 cm

This document was created using SOLID CONVERTER PDF To remove this message, purchase the product at www.SolidDocuments.com

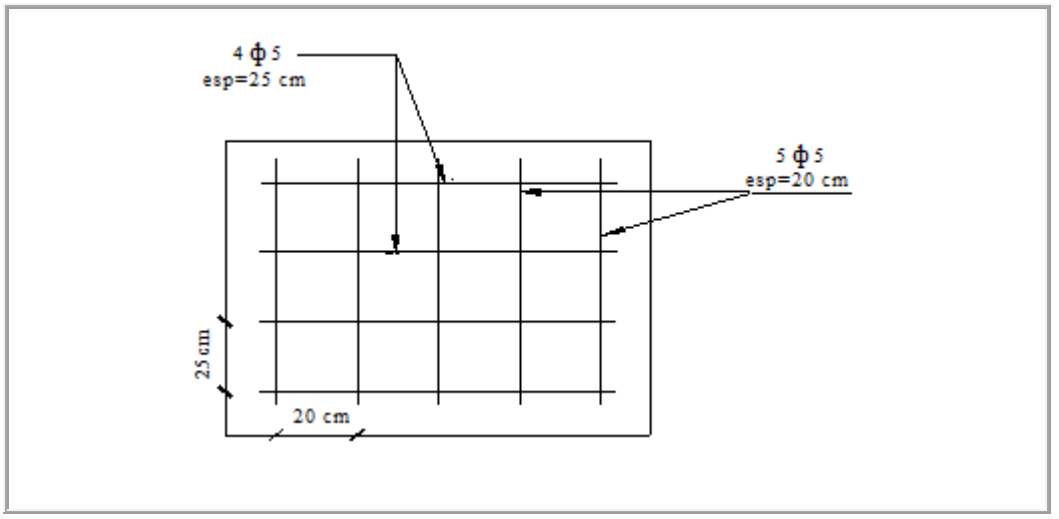


Figure 3.20. Disposition des armatures de la table de compression

This document was created using SOLID CONVERTER PDF
To remove this message, purchase the product at www.SolidDocuments.com

III.3. Les escaliers

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

III.3.1. 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.

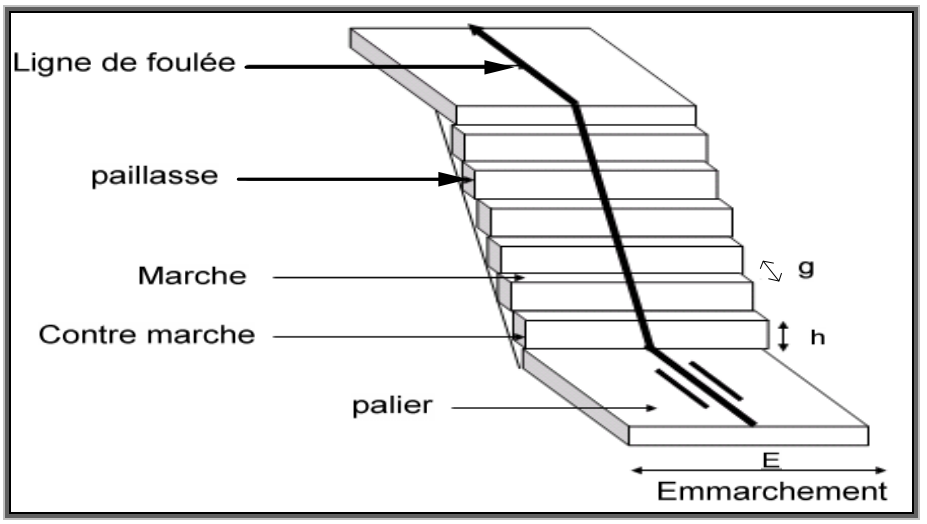


Figure 3.21. Représentation d'un escalier

This document was created using SOLID CONVERTER PDF
To remove this message, purchase the product at www.SolidDocuments.com

III.3.2. Dimensionnement

On a un seul type d'escalier droit à 2 volées avec palier intermédiaire. Le schéma statique de se type d'escalier et comme suit:

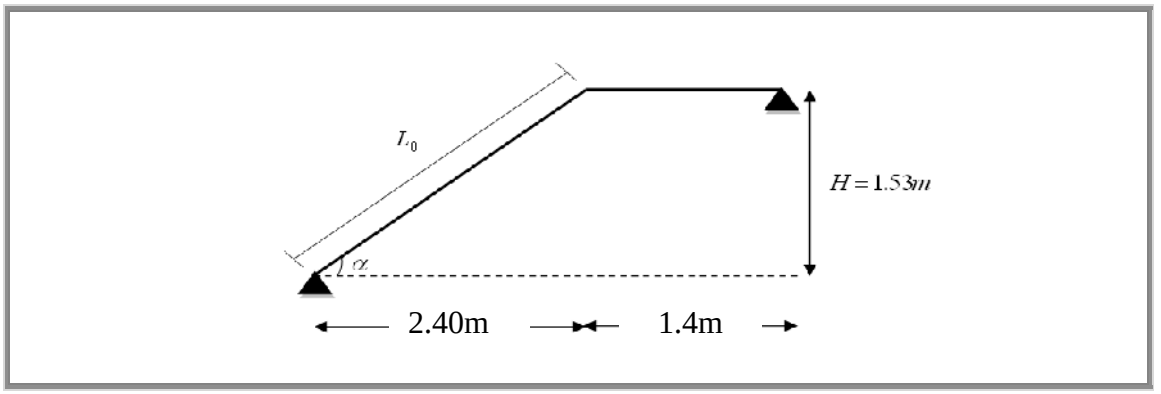


Figure 3.22. Dimensions de l'escalier

✓ **L'angle d'inclinaison α**

$$tg\alpha = \frac{H}{L} \Rightarrow \alpha = 32.51^0$$

- **Longueur de la paillasse**

$$L_0 = \frac{H}{Sin\alpha} \Rightarrow L_0 = 2.84m$$

On utilisant la formule de Blondel pour déterminer g,h,n . Avec :

g : largeur de la marche.

h : la hauteur de la contremarche.

n: le nombre de contremarches.

$$59cm \leq g + 2h \leq 66cm$$

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

✓ **Détermination de n, g, h**

$$\begin{cases} \frac{L}{n-1} + \frac{H}{n} \leq 66 \\ \frac{L}{n-1} + \frac{H}{n} \geq 59 \end{cases}$$

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

Et puisque (H= 1.53m , L= 2.40m)

This document was created using SOLID CONVERTER PDF To remove this message, purchase the product at www.SolidDocuments.com

$$\text{Donc} \begin{cases} -66n^2 + 610n - 306 \le 0 \\ -59n^2 + 603n - 306 \ge 0 \end{cases}$$

8.96<n< 9.54

Donc on prend : n=9

Nombre de marches $n-1=8$

Nombre de contremarches $n=9$

Hauteur de la contremarche $h=17cm$

Largeur de la marche $g=\frac{L}{n-1} \Longrightarrow g=29{,}7cm$

On prend g=30 cm

✓ **Détermination de l'épaisseur de l'escalier**

$\frac{L}{35} \le e \le \frac{L}{30}$ Avec L=1,4+2,84 = 4,24m $\Rightarrow 0{,}12 \le e \le 0{,}14m$

On prendra: $e=15cm$

III.3.3. Evaluation des charges et surcharges

III.3.3.a) Charges permanents

Tableau 3.11. Charge permanente de la paillasse de l'escalier

N^0	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m^3)	Poids surfacique (kN/m^2)
1	Carrelage	0.02	22	0.44
2	Mortier de pose	0.02	20	0.40
3	Lit de sable	0.03	18	0.54
4	Poids propre de la marche	0.17/2	25	2.12
5	Poids propre de la paillasse	0.15/cosα	25	4,44
6	Enduit en ciment	0.02	18	0.36
Charge permanente				8,11

This document was created using SOLID CONVERTER PDF To remove this message, purchase the product at www.SolidDocuments.com

On a la charge permanente du palier de repos de l'escalier est la même :

Tableau 3.12. Charge permanente du palier de repos de l'escalier

N^0	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m^3)	Poids surfacique (kN/m^2)
1	Carrelage	0.02	22	0.44
2	Lit de sable	0.03	18	0.54
3	Mortier de pose	0.02	20	0.40
4	Poids propre du palier	0.15	25	3,75
5	Enduit en ciment	0.02	18	0.36
Charge permanente				5,99

III.3.3.b) Surcharge d'exploitation

On a :

- **Le palier:** $Q = 2.5kN/m^2$
- **La paillasse:** $Q = 2.5kN/m^2$

III.3.4. Détermination des sollicitations

- **E.L.U:** $P_u = 1.35G + 1.5Q$
- **E.L.S :** $P_{Ser} = G + Q$

Les résultats sont résumés dans les tableaux suivants:

This document was created using SOLID CONVERTER PDF To remove this message, purchase the product at www.SolidDocuments.com

Tableau 3.13. Combinaison des charges de l'escalier de l'escalier

	G (kN/ml)	Q (kN/ml)	P_U (kN/ml)	P_{ser} (kN/ml)
Palier	5,99	2.5	11,83	8,49
Paillasse	8,11	2.5	14,7	10,61

III.3.5. Détermination des efforts

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

$\sum F = 0$

$R_a+R_b= (14,7 \times 2.82) + (11,83\times 1.40) = 58,01$ kN

$\sum M/A = 0$

$R_B. 4,22 - 14,7.2,82.1,41 - 11,83. 1,40. 3,52= 0$

$R_B = 27,66$ kN et $R_b = 30,35$ kN

$(0 \le x \le 2.82)$

Moment fléchissant : $M(x) = 30,35x – 14,7x^2/2$

Effort tranchant: $T(x) = -14,7x+ 30,35$

M (0) = 0 kN.m ; T (0) = 30,35kN

M (2.82) = 27,13 kN.m ; T (2.82) = -11,104kN

$(0 \le x \le 1.40)$

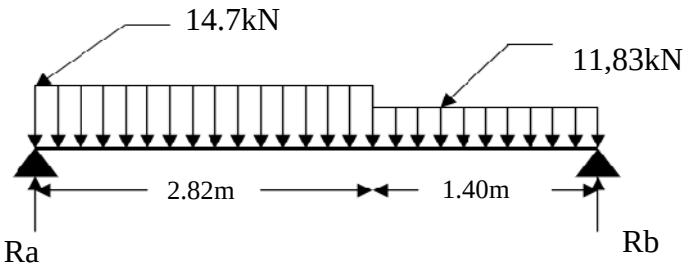
Moment fléchissant **:** $M(x) = 27,14–11,1x–5,91x^2/2$

Effort tranchant**:** $\frac{dM(x)}{dx} = T(x) = –11,1–11,83x$

M (0) = 27,14 kN.m; T (0) = -11,1kN.m

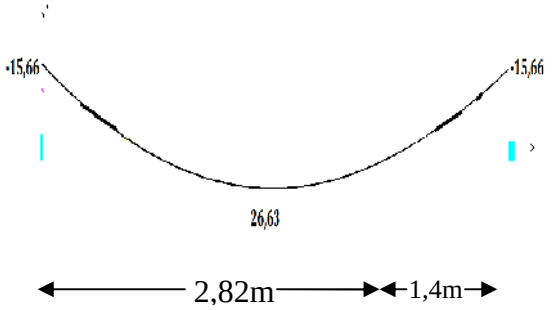
M (1.4) =0,016 kN.m; T (1.4) =-27,66 kN .m

This document was created using SOLID CONVERTER PDF To remove this message, purchase the product at www.SolidDocuments.com



M_{umax} (en travée) = 26,63KN.m

M_{umax} (en appui) = 15,66KN.m



V_{umax} (en travée)= 30,35Kn

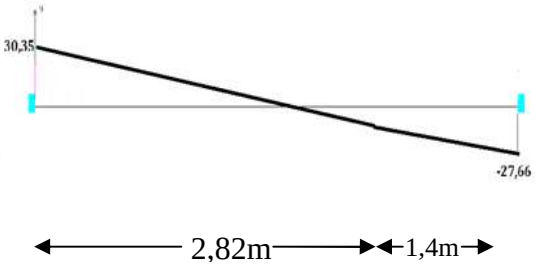


Figure 3.23. Schéma statique des efforts du l'escalier à l'E.L.U

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

$\sum F = 0$

R_a+R_b= (10,61 x 2.82) + (8,49x 1.40) = 41,80kN

R_a+R_b = 41,80Kn

$\sum M/A = 0$

R_b.4,22- 10,61. 2,82.1,41 + 8,49. 1,40. 3,52= 0

R_a = 21,96 kN et R_b = 19,84 kN

(0 ≤ x ≤ 2.82)

This document was created using SOLID CONVERTER PDF To remove this message, purchase the product at www.SolidDocuments.com

Moment fléchissant : $M(x) = 21,96x - 10,61x^2$

Effort tranchant: $T(x) = 21,96 - 10,61x$

M (0) = 0 kN.m ; T (0) = 21,96 kN

M (2.82) = 19,73 kN.m ; T (2.82) = -7,96kN

(0 ≤ x ≤ 1.40)

Moment fléchissant **:** $M(x) = 19,73 - 7,96x - 4,24x^2/2$

Effort tranchant**:** $\frac{dM(x)}{dx} = T(x) = -7,96 - 8,49x$

M (0) = 19,73 kN.m; T (0) = -7,96kN

M (1.4) =0 kN.m; T (1.4) =-19,84 kN

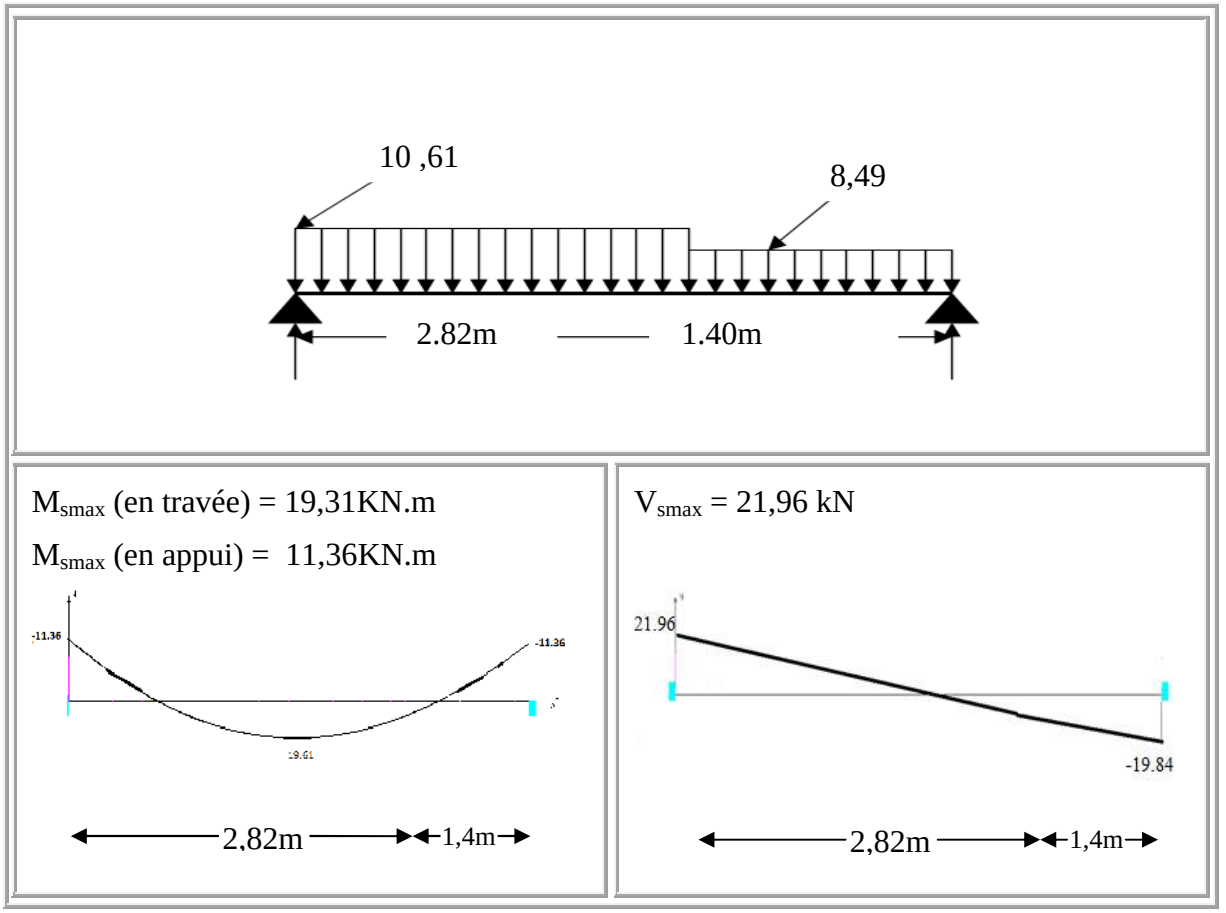


Figure 3.24. Schéma statique des efforts du l'escalier à l'E.L.S

III.3.6. Ferraillage des escaliers

This document was created using SOLID CONVERTER PDF To remove this message, purchase the product at www.SolidDocuments.com

Tableau 3.14. Les données nécessaires

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

Tableau 3.15. Calcul des sections d'acier de l'escalier

	M_u (kN.m)	μ	β	A (cm²)	A' (cm²)	A_{adopt} (cm²)
En travée	26.63	0,110	0,942	6,26	0	6HA12= 6,78
En appuis	15.66	0,065	0,966	3,58	0	5HA10= 3,92

III.3.6.a) Condition de non fragilité

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

En travées: $A = 6{,}78\ cm^2 \geq A_{min} = \frac{100 \times 15}{1000} = 1.50\ cm^2$ (C.V)

En appuis : $A = 3{,}92\ cm^2 \geq A_{min} = \frac{100 \times 15}{1000} = 1.50\ cm^2$ (C.V)

III.3.6.b) Les armatures de répartition

This document was created using SOLID CONVERTER PDF To remove this message, purchase the product at www.SolidDocuments.com

Tableau 3.16. Les armatures de répartition et leur choix

	A_x (cm²)	on adopte
En travée	$\frac{A}{4} = \frac{6,78}{4} = 1.69$	4 HA 8 = 2.01 cm²
En appuis	$\frac{A}{4} = \frac{3.92}{4} = 0.98$	3 HA 8 = 1.50 cm²

III.3.6.C) Vérification de l'espacement

Tableau 3.17. Vérification de l'espacement des armatures

	les armatures longitudinales	les armatures de répartitions
En travée	**St=15cm**≤min[3h=45cm;33cm]= 33cm	**St=25cm** ≤ min[3h=45cm;33cm]=33cm
En appuis	**St=20cm**≤min[4h=60cm;45cm]= 45cm	**St=30**≤min[4h=60cm;45cm]=45cm

III.3.6.d) Vérification à l'E.L.S

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

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

Tableau 3.18. Vérification du ferraillage de l'escalier à l'E.L.S

This document was created using SOLID CONVERTER PDF To remove this message, purchase the product at www.SolidDocuments.com

	En travées	En appuis
A (cm^2)	6,78	3.92
M_{ser} (kN.m)	19,31	11,36
Y (cm)	$100y^2 + 30A.y - 30A.d = 0 \Rightarrow y = 4,22$	$100y^2 + 30A.y - 30A.d = 0 \Rightarrow y = 3,57$
I (cm^4)	$I = \frac{b}{3}y^3 + 15A(d-y)^2 \Rightarrow I = 10344,93$	$I = \frac{b}{3}y^3 + 15A(d-y)^2 \Rightarrow I = 7545,75$
$\overline{\sigma}_b$ (MPa)	15	
σ_b(MPa)	$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I}.y = 7,87$	$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I}.y = 5,37$
$\sigma_b \leq \overline{\sigma}_b$	C.V	C.V

III.3.6.e) Vérification de l'effort tranchant

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0.d} = \frac{30,35\times10^3}{1000\times130} = 0,233\text{MPa}$$

On considère la fissuration comme peu nuisible :

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

$$\tau_u = 0,233\text{MPa} < \overline{\tau}_u = 3.33\text{MPa} \quad \text{(C.V)}$$

III.3.6.f) Vérification de la flèche

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

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{20}\times\frac{M_t}{M_o} \Rightarrow \frac{15}{422} = 0.035 \geq \frac{26,63}{20\times31,33} = 0.042 \qquad (C.N.V)$$

$$\frac{A}{b_0.d} \leq \frac{2}{f_e} \Rightarrow \frac{6,78}{100\times13} = 0.0052 \leq \frac{2}{400} = 0.005 \qquad (C.N.V)$$

✓ Donc la vérification de la flèche est nécessaire.

Tableau 3.19. Vérification de la flèche de l'escalier

This document was created using SOLID CONVERTER PDF To remove this message, purchase the product at www.SolidDocuments.com

A (cm²)	M (KN.m)	ρ%	σs (MPa)	μ	y (cm)	I_0 (cm^4)
6,78	19,31	0.521	222,41	0,454	8,29	31317,27
I_{fi} (cm^4)	I_{fv} (cm^4)	Fi (mm)	F_v (mm)	ΔF (mm)	F_{adm} (mm)	ΔF < F_{adm}
12174,42	19901,90	8,78	16,11	7,33	8,44	Oui

III.3.7. Calcul de la poutre palière

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

III.3.7.1. Pré dimensionnement

La longueur de la poutre: L =3,55m

$L/15 \leq h \leq L/10$; $0.3h \leq b \leq 0.7h$

L = 3,55 m => $23,66 \leq h \leq 35,5$ => h = 30 cm

L = 3,55 m => $9 \leq b \leq 21$ => b = 30 cm

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

b = 30cm ≥ 20cm. (C.V)

h = 30cm ≥ 30cm. (C.V)

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

III.3.7.2. Charges revenants à la poutre:

R_u = 30,35kN; R_{ser} = 21,96kN

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

Poids de la double cloison : 1,23 x 2,52 = 3,1 kN/ml

G_T =5,35kN

Donc: $P_u = 1.35 \times G_T + R = 1,35x\ 5,35+ 30,35 = 37,57$ kN/ml

$P_{ser} = G + R = 5,35+21,96 = 27,31$ kN/ml.

III.3.7.3. Calcul des efforts:

This document was created using SOLID CONVERTER PDF To remove this message, purchase the product at www.SolidDocuments.com

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

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

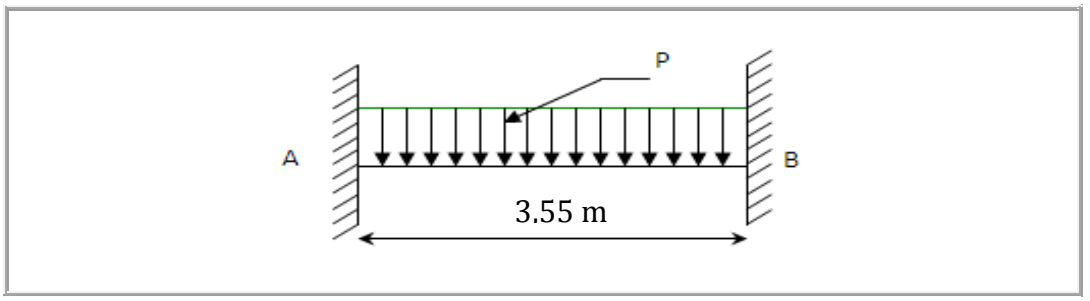


Figure 3.25. Schéma statique de la poutre palière

$R_A = R_B = PL/2$

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

M_{max} (Travée) = $PL^2/24$

A. L'ELU :

Réaction d'appuis : $R_A = R_B$ =66,68 kN

Effort tranchant : $T_{max} = R_A$ =66,68 kN

Moment fléchissant : M_{max} (Travée) =19,72 KN.m et M_{max} (Appuis) =39,45 kN.m

B. L'ELS :

Réaction d'appuis : $R_A = R_B$ = 48,47kN

Effort tranchant : $T_{max} = R_A$ = 48,47 kN

Moment fléchissant : M_{max} (Travée) = 14,34 kN.m et M_{max} (Appuis) = 28,68 kN.m

III.3.7.4. 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

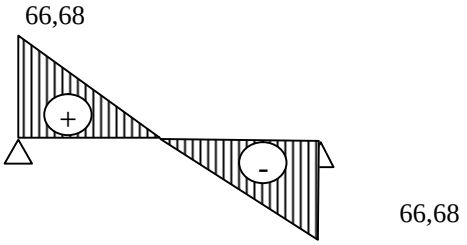
Béton : $f_{c28} = 25$ MPa ; $\gamma_b = 1.5$; $\sigma_b = 14.2$ MPa

b=30cm, h=30cm, d=28cm, c=2cm, (fissuration peu nuisible)

This document was created using SOLID CONVERTER PDF To remove this message, purchase the product at www.SolidDocuments.com

Tableau 3.20. Ferraillage de la poutre palière

	M(kN.m)	μ	β	A(cm^2)	A_{min}(cm^2)	A_{adp} (cm^2)	A (cm^2)
En travée	19,72	0,059	0,969	2,08	0.9	**3HA12**	3.39
En appuis	39,45	0,118	0,937	4,17	0.9	**6HA12**	6,78



M(kN.m)

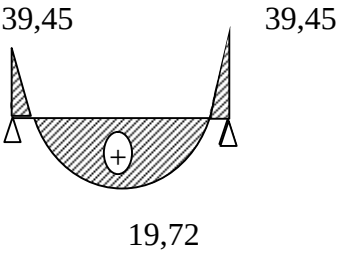


Figure 3.26. Différents efforts dans la poutre palière à l'ELU

M(kN.m)

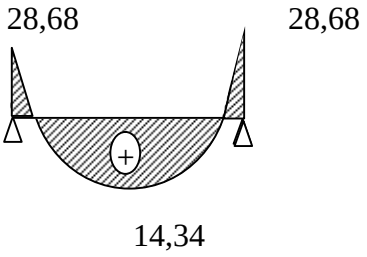


Figure 3.27. Différents efforts dans la poutre palière à l'ELS

III.3.7.5. Vérifications

This document was created using SOLID CONVERTER PDF To remove this message, purchase the product at www.SolidDocuments.com

a. Vérification à l'état limite de service

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

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

Tableau 3.21. Vérification des contraintes à l'E.L.S

	En travées	En appuis
A (cm²)	3,39	6,78
M_{ser} (kN.m)	14,34	28,68
Y (cm)	$15y^2 + 15A.y - 15A.d = 0 \Rightarrow y = 9.69$	$15y^2 + 15A.y - 15A.d = 0 \Rightarrow y = 12.02$
I (cm^4)	$I = \frac{b}{3}y^3 + 15A(d-y)^2 \Rightarrow I = 27897.44$	$I = \frac{b}{3}y^3 + 15A(d-y)^2 \Rightarrow I = 4153481$
$\overline{\sigma}_b$ (MPa)	15	
σ_b (MPa)	$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I}.y = 4,98$	$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I}.y = 8,29$
$\sigma_b \leq \overline{\sigma}_b$	Oui	Oui

b. Vérification de l'effort tranchant:

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0.d} = \frac{66,68.10^3}{300.280} = 0,793\ \text{MPa}$$

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

$\tau_u = 0,793\text{MPa} < \overline{\tau}_u = 3.33\text{MPa}$ (C.V)

b.1 . Vérification des armatures longitudinales :

$A_l \geq (\gamma_s .Vu/\square_e)\square 4.52\ cm^2 \geq 1.91 cm^2$ (C.V)

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

This document was created using SOLID CONVERTER PDF To remove this message, purchase the product at www.SolidDocuments.com

$$V_u \le 0.4\left(\frac{f_{c28}}{1.5}\right) b_0 .a \qquad a = \text{Min}\left[b - c - 2\,;\, 0.9d\right] = 25{,}2 \text{ cm}$$

$V_u = 40{,}907$ kN < 504 kN (C.V)

c. Armatures transversales:

$$\varphi_t \le \text{Min}\left[\frac{h}{35} = 8{,}57\ ; \frac{b_0}{10} = 30;\ \varphi_l = 12\right] = 8{,}57\ mm$$

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

$A_t = a_t.n_t$ ($n_t = 3$).

$A_t = 1{,}50$ cm^2 , **A_t =3HA8=1,50 cm^2**

On doit vérifier:

$$S_t \le \overline{S_t} = Min[0{,}9d; 40cm] = 25{,}2\text{cm}$$

$$S_t \le \frac{0.9A_t.(f_e/\gamma_s)}{b(\tau_u - 0{,}3f_{t28})} = \frac{0{,}9.1{,}50.(400/1.15)}{30(0{,}793 - 0{,}3.2{,}1)} \qquad S_t \le 96{,}02 \text{ cm} \qquad \text{C V}$$

d. Vérification vis-à-vis RPA99Version2003 Art [7.5.2.2]

$-S_t \le [h/4;\ 12Ø_l]$

$S_t \le \text{Min}\,[7{,}5;\ 1{,}44] = 7{,}5$cm en zone nodale

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

On adopte les valeurs suivantes:

$S_t = 7$cm (zone nodale)

$S_t = 15$cm (zone courante)

$-A_{t\,min} = 0{,}003.\ S_t.\ b \le A_t$

0, 003.15.30=1.35 cm^2 <1,50 cm^2 (C.V)

e. Vérification de la flèche:

$$\frac{h}{L} = \frac{30}{355} = 0{,}084 \ge \frac{1}{16} = 0.0625 \qquad \text{(C.V)}$$

$$\frac{h}{L} = 0{,}084 \ge \frac{1}{10}\frac{M_t}{M_0} = 0.066 \qquad \text{(C.V)}$$

This document was created using SOLID CONVERTER PDF To remove this message, purchase the product at www.SolidDocuments.com

$$\frac{A}{b_0.d} = \frac{3,39}{30 \times 28} = 0.00403 \leq \frac{4,2}{f_e} = 0.0\ 105 \qquad \text{(C.V)}$$

- ✓ La vérification de la flèche n'est pas nécessaire parce que toutes les conditions sont vérifiées

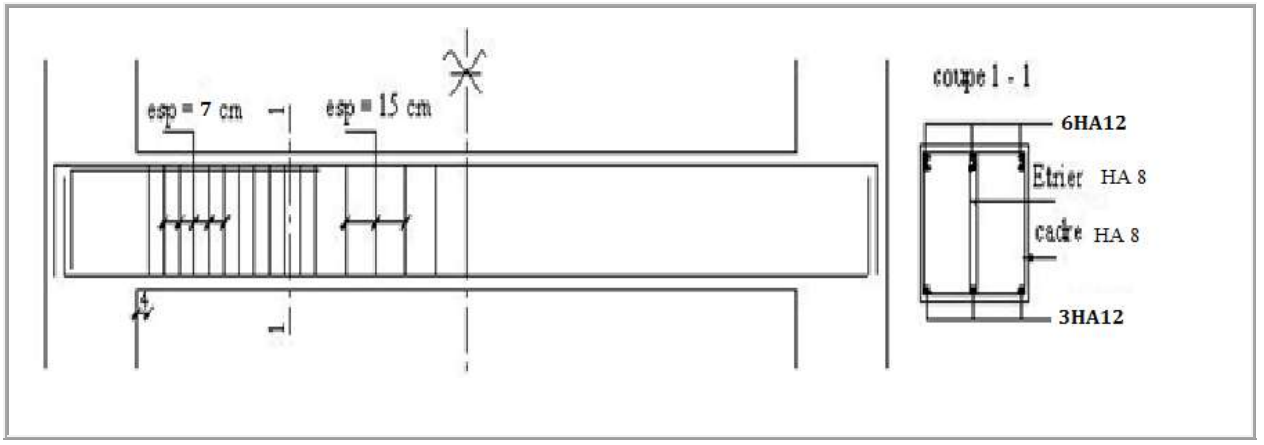


Figure 3.28. Schéma statique de la poutre palière

This document was created using SOLID CONVERTER PDF
To remove this message, purchase the product at www.SolidDocuments.com

III.4. Les dalles pleines

Dans notre structure, on à des dalles pleines sous forme rectangulaire et triangulaire qui repose sur quatre appuis, trois appuis, Pour ce bâtiment, on distingue 2 types de dalles pleines :

- Type 1 : dalle pleine, rectangulaire encastrée sur 4 cotés de (3.2*1.37) m²
- Type 2 : dalle pleine, triangulaire encastrée sur 3 cotés de section (0.5*2.1*2 .1) m²

- **Méthode de calcul**

Il existe deux méthodes pour le calcul des dalles pleines:

- La méthode forfaitaire: la plus utilisée aux formes géométriques simples et régulière sous chargement modéré.
- La méthode des lignes de rupture: utilisable pour les cas des charges élevées et les formes géométriques irrégulières, basée sur la mécanisme des fissures.

Donc on utilise pour notre cas, les deux méthodes.

III.4.1. Dalle rectangulaire

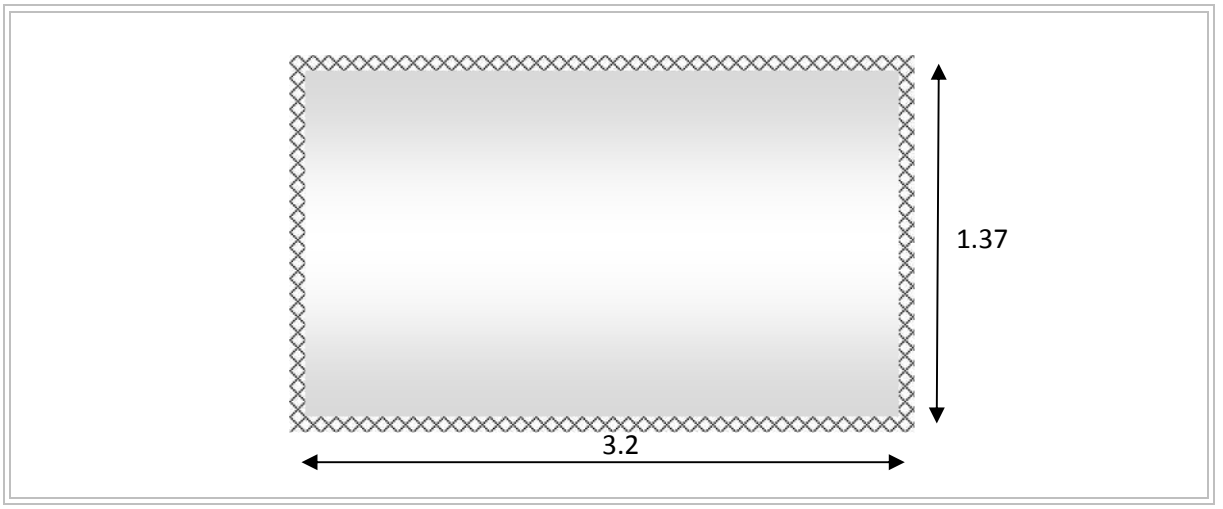


Figure 3.29. Dalles pleine rectangulaire encastrée sur 4 cotés

III.4.1.1. Pré dimensionnement

L'épaisseur sera: $L/40 \geq e \geq L/45 \Rightarrow 320/40 \geq e \geq 320/45 \Rightarrow 08 \geq e \geq 7{,}11$

Sécurité contre l'incendie:

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

This document was created using SOLID CONVERTER PDF To remove this message, purchase the product at www.SolidDocuments.com

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

Critère d'isolation acoustique*:*

e_p = 15cm

Pour la dalle pleine, on adopte e=15 cm

III.4.1.2. Calcul des actions

Les résultats de calcul sont :

Tableau 3.22. Les actions sur la dalle

	G (kN/m)	Q (kN/m)	P (kN/m)
ELU	5.61	1.5	9.82
ELS			7.11

III.4.1.3. Calcul du ferraillage

- ✓ Q< min (2*G ; 5 kN/m²)=5 kN/ml (C.V)
- ✓ Un panneau rectangulaire (C.V)
- ✓ Une charge uniformément repartie(C.V)

⇨ Donc la méthode forfaitaire est applicable.

$$\rho = \frac{Lx}{Ly} = \frac{3.2}{1.37} = 0.43 > 0.4$$ ⇨ La dalle travaille suivant deux directions.

Tableau 3.23. Détermination des coefficients μ_x et μ_y

	μ_x	μ_y
ELU : =0	0.1075	0.2500
ELS :=0.2	0.1098	0.300

This document was created using SOLID CONVERTER PDF To remove this message, purchase the product at www.SolidDocuments.com

Détermination des moments

- A l'E.L.U:

$$\begin{cases} M_x^u = \mu_x \cdot P_u \cdot L_x^2 \\ M_y^u = \mu_y \cdot M_x^u \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_x^u = 0.1075 \times (1.37)^2 \times 9.82 = 1.981 \text{ kN.m} \\ M_y^u = 0.250 \times 1.981 = 0.56 \text{ kN.m} \end{cases}$$

- A l'E.L.S:

$$\begin{cases} M_x^{ser} = \mu_x \cdot P_{ser} \cdot L_x^2 \\ M_y^{ser} = \mu_y \cdot M_x^{ser} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_x^{ser} = 0.1098 \times (1.37)^2 \times 7.11 = 1.465 \text{ kN.m} \\ M_y^{ser} = 0.300 \times 1.465 = 0.44 \text{ kN.m} \end{cases}$$

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

Øp ≤ h/10 =15/10 =1.5 cm

On adopte alors Øx= Øy=10 mm , e =2cm

Hauteurs utiles:

$$d_x = h\text{-}e\text{-}\frac{\phi_x}{2} = 12.5 \text{ cm}$$

$$d_y = d_x\text{-}((\phi_x+\phi_y)/2) = 11.50 \text{ cm}$$

Tableau 3.24. Les données nécessaires

Béton	f_{c28} = 25 MPa	γ_b = 1.5	σ_{bc} = 14.2 MPa	d_x=12.5
	f_{t28} = 2.1 MPa	b = 100 cm	h= 15 cm	d_y=11.5cm
Acier	FeE400	f_e=400Mpa	γ_s = 1.15	σ_s = 348 MPa

$$M_x^t = 0.75 M_x^u = 1.485 \text{kN.m} \qquad M_x^a = -0.5 M_x^u = -0.99 \text{kN.m}$$

$$M_y^t = 0.75 M_y^u = 0.375 \text{ kN.m} \qquad M_y^a = -0.5 M_y^u = -0.99 \text{ kN.m}$$

Les résultats sont ordonnés dans le tableau suivant:

This document was created using SOLID CONVERTER PDF To remove this message, purchase the product at www.SolidDocuments.com

Tableau 3.25. Calcul des sections de la dalle pleine

		M_u (kN.m)	μ	β	A (cm²)	A_{min} (cm²)	A_{choisi}	A_{final} (cm²)
Suivant x	travée	1.485	0.006	0.997	0.329	1.5	4HA10	3.14
	appuis	0.99	0.004	0.998	0.23	1.5	4HA10	3.14
Suivant y	travée	0.375	0.002	0.999	0.93	1.5	4HA10	3.14
	appuis	0.99	0.005	0.997	0.25	1.5	4HA10	3.14

III.4.1.4. Vérification à l'état limite de service

Béton : $\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0{,}6 f_{c28} = 15MPa$

Acier : La fissuration est considérée comme peu nuisible

Tableau 3.26. Vérification des contraintes

	Suivant X		Suivant Y	
	Mt	Ma	Mt	Ma
Mser (kN.m)	1.101	0.732	0.331	0.732
$\overline{\sigma}$b (MPa)	15			
y1 (cm)	3.05	3.05	2.85	2.85
IG (cm^4)	5608.7	5608.7	5623.9	5623.9
K (N/cm^3)	19.63	13.05	5.88	13.01
σ_b (MPa)	0.598	0.398	0.167	0.37
$\sigma_b \leq \sigma_{badm}$	Oui		Oui	

This document was created using SOLID CONVERTER PDF To remove this message, purchase the product at www.SolidDocuments.com

III.4.1.5. Condition d'espacement

$S_t = 100/4 = 25\ cm \leq S_{t\ adm} = \min(3h = 45cm; 33cm) = 33cm$

III.4.1.6. Vérifications préliminaires de la flèche

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

$M_o = Pu * Lx^2/8 = 2.30$ (KN.m)

Tableau 3.27. Vérification de flèche de la dalle

1ere condition			2eme condition		
h/L_x	$M_t/(20M_o)$	$h/L \geq M_t/(20M_o)$	$\rho = A_t/(b_o * d)$	$2/f_e$ (MPa)	$\rho \leq 2/fe$
0.109	0.023	Oui	0.0025	0.0050	Oui

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

III.4.1.7. Vérification au cisaillement

Tableau 3.28. Vérification au cisaillement

	Suivant X	Suivant Y
V	$\frac{P * Lx * Ly}{2 * Ly + Lx} = \frac{9.82 * 1.37 * 3.2}{2 * 1.37 + 3.2} = 05.54\ kN$	$\frac{P * Lx * Ly}{3 * Ly} = \frac{9.82 * 1.37 * 3.2}{3 * 3.2} = 4.48\ kN$
τ_u	$\frac{5.54 * 10^3}{1000 * 125} = 0.044\ MPa$	$\frac{4.48 * 10^3}{1000 * 115} = 0.038 MPa$
$\overline{\tau_u}$	$\frac{0.07 * fcj}{\gamma_b} = \frac{0.07 * 25}{1.5} = 1.16\ MPa$	
$\tau_u \leq \overline{\tau_u}$	Oui	Oui

This document was created using SOLID CONVERTER PDF To remove this message, purchase the product at www.SolidDocuments.com

- ✓ Donc le béton seul peut équilibrer l'effort tranchant et par mesure d'économie, on ne prévoit pas d'armatures transversales.

III.4.2. Dalle triangulaire

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

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

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

III.4.2.1. Principe de calcul

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

a) travail externe

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

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

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

Avec:

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.

This document was created using SOLID CONVERTER PDF To remove this message, purchase the product at www.SolidDocuments.com

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

Avec :

M : Moment de flexion.

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

θ : Angle de rotation.

III.4.2.2 Expose de la méthode

On suppose que la dalle est semi encastrée niveau des appuis, ayant un renforcement isostatique (même ferraillage suivant les 2 axes). C'est-à-dire:

$$M_{ax}=M_{ay}=0.6M.$$

$$M_{tx}=M_{ty}=M$$

III.4.2.3 Calcul des actions

Les résultats de calcul sont :

Tableau 3.29. Les actions sur la dalle

	G (kN/m)	Q (kN/m)	P (kN/m)
ELU	5.61	1.5	9.82
ELS			7.11

This document was created using SOLID CONVERTER PDF To remove this message, purchase the product at www.SolidDocuments.com

Travail externe

$$T_{ext}(1) = P_u \cdot \frac{L_x}{2} \cdot y \cdot \frac{f}{3}.$$

$$T_{ext}(2) = P_u \cdot \frac{L_y}{2} \cdot x \cdot \frac{f}{3}$$

$$T_{ext}(3) = P_u \left[\frac{L_x L_y}{2} - \left(\frac{L_y x}{2} + \frac{L_x y}{2} \right) \right] \cdot \frac{f}{3}.$$

$$\rightarrow \quad \sum T_{ext} = \frac{P_u \cdot f}{3} \left[\frac{L_x L_y}{2} \right]$$

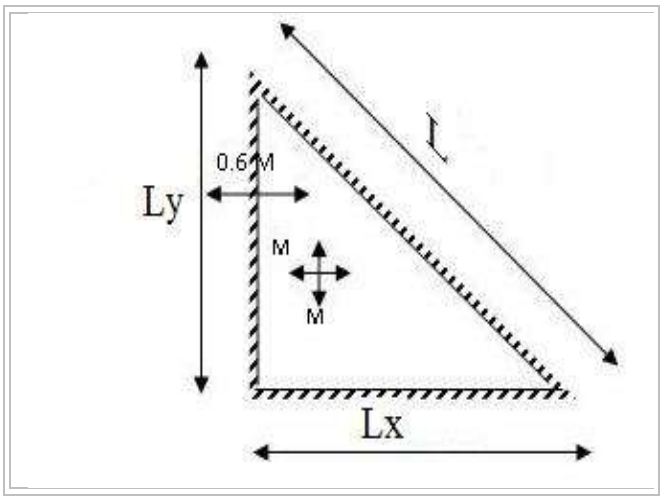


Figure 3.30. Dalle pleine triangulaire

Travail interne

$$T_{int}(1) = \frac{M \cdot f}{y} \cdot L_x + 0.6M \cdot \frac{f}{y} \cdot L_x$$

$$T_{int}(2) = \frac{M \cdot f}{x} \cdot L_y + 0.6M \cdot \frac{f}{x} \cdot L_y$$

$$T_{int}(3) = \frac{1.6M \cdot f\sqrt{L_x^2 + L_y^2}}{2} \left[\frac{1}{L_x - 2x} + \frac{1}{L_y - 2y} \right]$$

$$\sum \text{Tint} = 1.6M \cdot f \left[\frac{L_x}{y} + \frac{L_y}{x} \right] + \frac{1.6M \cdot f\sqrt{L_x^2 + L_y^2}}{2} \left[\frac{1}{L_x - 2x} + \frac{1}{L_y - 2y} \right]$$

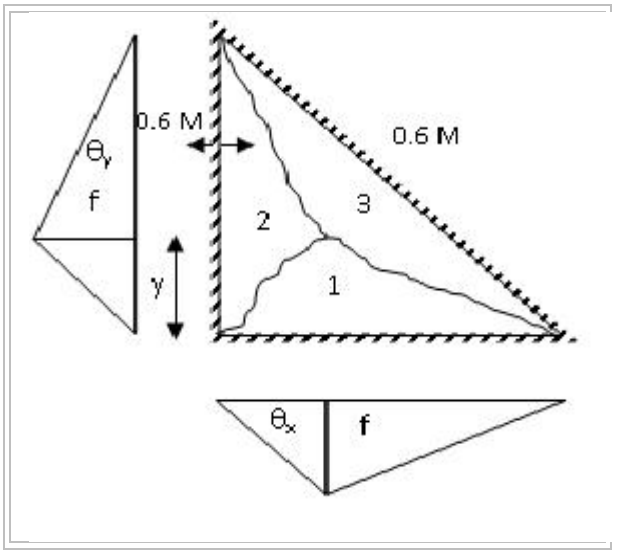


Figure 3.31. Efforts et déplacements des zones rigides.

This document was created using SOLID CONVERTER PDF
To remove this message, purchase the product at www.SolidDocuments.com

- Principe de travail virtuel :

$$\sum T_{ext} = \sum T_{int} \ ;$$

$$\frac{P_u \cdot f}{3}\left[\frac{L_x L_y}{2}\right] = 1.6M \cdot f\left[\frac{L_x}{y}+\frac{L_y}{x}\right] + \frac{1.6M \cdot f\sqrt{L_x^2+L_y^2}}{2}\left[\frac{1}{L_x-2x}+\frac{1}{L_y-2y}\right]$$

On obtient : $P_u = M\left[\frac{9.6}{LxLy}\left[\frac{L_x}{y}+\frac{L_y}{x}\right] + \frac{4.8L}{LxLy}\left[\frac{1}{L_x-2x}+\frac{1}{L_y-2y}\right]\right]$

$L_x = L_y = 2.1$ m. L=2.969 m

On obtient: $Pu = \left[\frac{2.17}{y}+\frac{3.23}{2.1-2y}\right]M$

$\frac{dp}{dy} = 0 \Rightarrow y = 0.821\ m$; **Donc M_t = 0.107 P_u**

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

$$\begin{cases} Mt = 1.050 \text{ KN.m} \\ Ma = 0.6Mt = 0.63 \text{ KN.m} \end{cases}$$

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

$$\begin{cases} Mt = 0.760 \text{ KN.m} \\ Ma = 0.6M0t = 0.456 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$\rho = \frac{Lx}{Ly} = \frac{2.1}{2.1} = 1 > 0.4$ ⇨ La dalle travaille suivant les deux directions.

III.4. 2.4. Calcul de ferraillage

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

Tableau 3.30. Ferraillage des dalles pleines

	Sens	M_u (KN.m)	μ	β	A_{min} (cm^2)	$A_{calculée}$ (cm^2)	A_{adop} (cm^2)
travée	Suivant x et Y	1.050	0.004	0.998	1.5	0.23	**3HA10=2.35**
appuis		0.63	0.002	0.999	1.5	0.14	**3HA10=2.35**

This document was created using SOLID CONVERTER PDF To remove this message, purchase the product at www.SolidDocuments.com

III.4.2.5 Vérification à l'état limite de service

Béton : $\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0{,}6 f_{c28} = 15MPa$

Acier : La fissuration est considérée comme peu nuisible

Tableau 3.31. Vérification des contraintes à l'E.L.S

	Suivant X et Y	
	Mt	Ma
Mser (kN.m)	0.76	0.456
$\overline{\sigma}$b (MPa)	15	
y1 (cm)	2.69	2.69
IG (cm^4)	4395.7	4395.7
K (N/cm^3)	17.28	10.37
σ_b (MPa)	0.464	0.279
$\sigma_b \leq \sigma_{badm}$	Oui	

III.4.2.6. Condition d'espacement

$S_t = 100/3 = 33$ cm $\leq S_{t\,adm} = \min(3h = 45cm; 33cm) = 33cm$

This document was created using SOLID CONVERTER PDF To remove this message, purchase the product at www.SolidDocuments.com

III.4.2.7 Vérification au cisaillement

Tableau 3.32. Vérification au cisaillement

	Suivant X	Suivant Y
V	$\frac{P*Lx*Ly}{2*Ly+Lx}=\frac{9.82*2.1*2.1}{2*2.1+2.1}=06.87\ kN$	$\frac{P*Lx*Ly}{3*Ly}=\frac{9.82*2.1*2.1}{3*2.1}=6.874\ kN$
τ_u	$\frac{6.87*10^3}{1000*130}=0.052\ MPa$	$\frac{6.87*10^3}{1000*130}=0.052 MPa$
$\overline{\tau_u}$	$\frac{0.07*fcj}{\gamma_b}=\frac{0.07*25}{1.5}=1.16\ MPa$	
$\tau_u \leq \overline{\tau_u}$	Oui	Oui

- ✓ Donc le béton seul peut équilibrer l'effort tranchant et par mesure d'économie, on ne prévoit pas d'armatures transversales.

III.4.2.8 Vérifications préliminaires de la flèche

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

M_o=Pu*Lx^2/8=5.41 (KN.m)

Tableau 3.33. Vérification de flèche de la dalle

1ere condition			2eme condition		
h/L_x	$M_t/(20M_o)$	$h/L \geq M_t/(20M_o)$	$\rho = A_t/(b_o * d)$	$2/f_e$ (MPa)	$\rho \leq 2/fe$
0.071	0.0070	Oui	0.0018	0.0050	Oui

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

This document was created using SOLID CONVERTER PDF To remove this message, purchase the product at www.SolidDocuments.com

III.5 La dalle machine

III.5.1. Introduction

La dalle machine est une dalle pleine, qui reprend un chargement important par rapport à celle des dalles de l'étage courant ou terrasse, cela est due au mouvement de l'ascenseur ainsi qu'à son poids, en tenant compte de la variation des efforts de la machine par rapport à la dalle. Elle est composée de :

- Le moteur (machine)
- Dalle supportant la machine
- Cabine d'ascenseur.

III.5.2. Pré dimensionnement

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

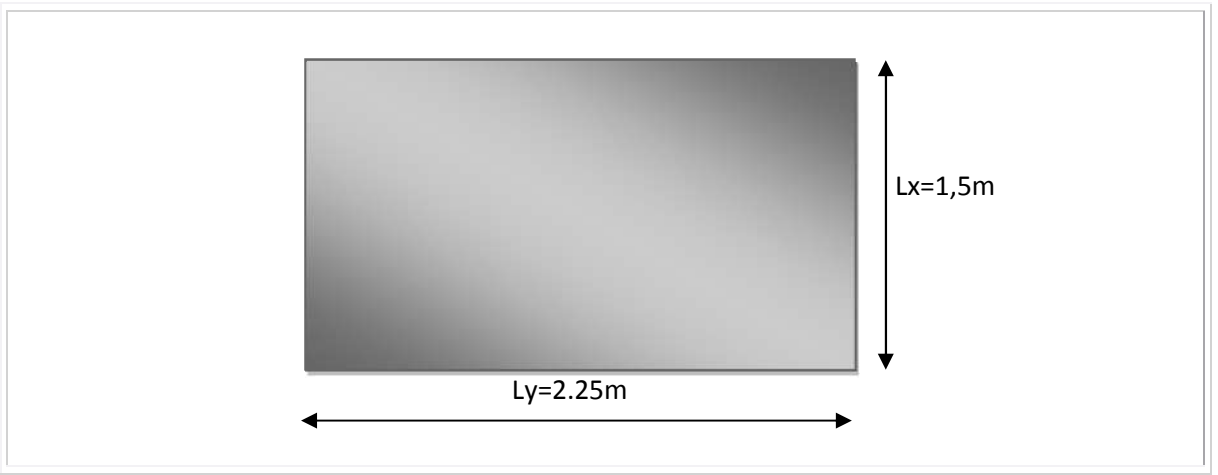


Figure 3.32. Dimensions de la dalle machine

Nous avons deux conditions à vérifier :

- **Résistance à la flexion :**

$$\frac{L_x}{50} \le e \le \frac{L_x}{40} \Rightarrow \frac{150}{50} \le e \le \frac{150}{40} \Rightarrow 3cm \le e \le 3.75cm$$

- **Condition de l'E.N.A :**

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

This document was created using SOLID CONVERTER PDF To remove this message, purchase the product at www.SolidDocuments.com

III.5.3. Détermination des charges permanentes et charges d'exploitation

III.5.3.a. Charges permanentes G

Tableau 3.34. Charges permanentes de la dalle

N	Composants	Épaisseur (m)	Poids volumiques (KN/m^3)	Poids surfacique (KN/m^2)
1	Dalle pleine	0.25	25	6.25
2	Enduit en ciment	0.02	18	0,36
TOTAL				**6.61**

III.5.3.b. Poids de la machine supportée

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

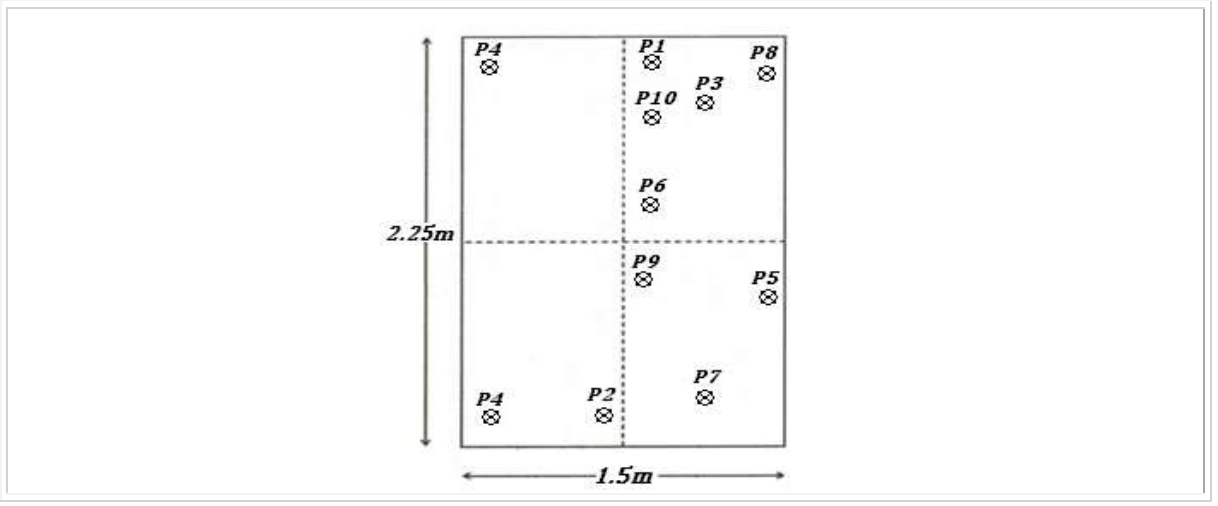


Figure 3.33. Différentes charges agissantes sur la dalle

This document was created using SOLID CONVERTER PDF To remove this message, purchase the product at www.SolidDocuments.com

Tableau 3.35. Les charges concentrées agissantes sur la dalle

P (kg)								
P1	P2	P3	P4	P5	P6	P7	P8	P9
8400	3200	200	600	800	1250	750	1100	1000

$$q = \frac{\sum P_i}{S} = 5125.92 kg/m^2 = 51.25 kN/m^2$$

$G_{tot} = 6.61 + 51.25 = 57.86 KN/m^2$

III.5.3.C. La charge d'exploitation

L'ENA exige une charge d'exploitation plus importante que celle d'une terrasse inaccessible de l'ordre de :

Q=5kN/m2

Tableau 3.36. Détermination des chargements de la dalle

G (kN/m^2)	Q (kN/m^2)	P_U (kN/m^2)	P_{Ser}(kN/m^2)
57.86	5	85.62	62.86

Les appuis sont considérés comme des semi-encastrements.

III.5.4 Calcul des sollicitations

On a: $\rho = \frac{L_X}{L_Y} = \frac{1.5}{2.25} = 0.66$

Donc la dalle travaille suivant les deux directions

This document was created using SOLID CONVERTER PDF To remove this message, purchase the product at www.SolidDocuments.com

III.5.4.a. Méthode de calcul

Il existe deux méthodes pour le calcul des dalles pleines Donc on utilise pour notre cas la méthode des lignes de rupture.

III.5.4.b. Hypothèses (ligne de rupture)

- La ligne de rupture devise la dalle en plusieurs régions qui s'appellent régions rigides, elles sont supposées demeurer plane après déformation.
- Les lignes de rupture sont des lignes droites.

III.5.4.c. Principe de calcul

Travail extérieur = Travail intérieur.

Travail extérieur: en fonction de (charge, portée).

Travail intérieur: en fonction du moment.

Pour le cas des charges réparties:

$$T_{ext} = q.S.\ f_{cdg}$$

- q: charge répartie.
- S: surface de la région rigide.
- $f$cdg: flèche au niveau du c.d.g de la région rigide.

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

- M: moment de flexion.
- L: projection de la ligne de rupture sur l'axe de rotation.
- θ: l'angle de rotation.

This document was created using SOLID CONVERTER PDF To remove this message, purchase the product at www.SolidDocuments.com

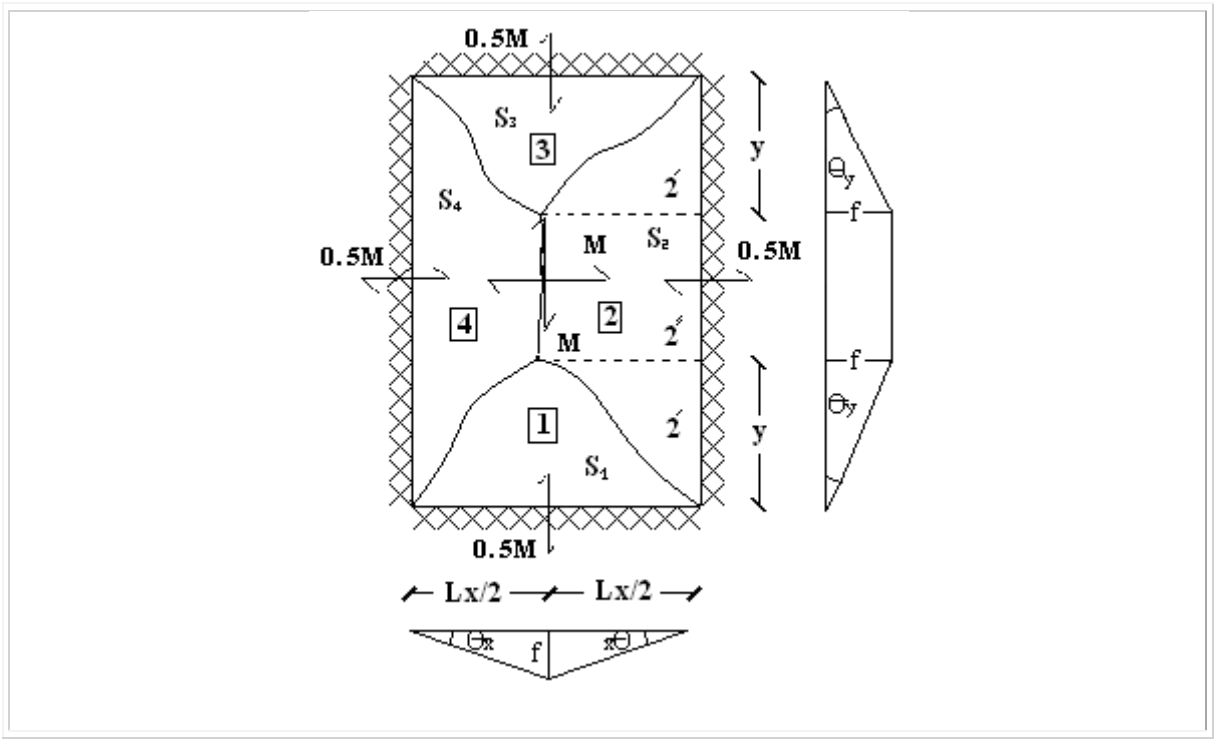


Figure 3.34. Les lignes de rupture

- **Travail externe**

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

Avec :

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

$$T^1_{ext} = q.S_1 \frac{f}{3} = q.f\left(\frac{1}{6}L_x.y\right)$$

$$T^2_{ext} = 2T^{2'}_{ext} + T^{2''}_{ext} = q.f\left(\frac{1}{4}.L_x.L_y - \frac{1}{3}.L_x.y\right)$$

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

- **Travail interne**

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

Avec :

- $T^1_{int} = T^3_{int}$
- $T^2_{int} = T^4_{int}$

This document was created using SOLID CONVERTER PDF To remove this message, purchase the product at www.SolidDocuments.com

$$T_{int}^{1} = 0.5M.L_x.\theta_y + M.L_x.\theta_y \qquad \theta_y = tg\,\theta_y = \frac{f}{y}$$

$$T_{int}^{1} = 1.5M.L_x.\frac{f}{y}$$

$$T_{int}^{2} = M.L_y.\theta_x + 0{,}5\,M.L_y.\theta_x \qquad \theta_x = tg\,\theta_x = \frac{2f}{L_x}$$

$$T_{int}^{2} = 3M.\frac{L_y}{L_x}.f$$

$$T_{int} = 3M.\left(\frac{L_x}{y} + 2\frac{L_y}{L_x}\right)f$$

- **Principe du travail virtuel :**

$$T_{ext} = T_{int}$$

$$q = 3M\frac{\left(\frac{1.5}{y}+3\right)}{1.687-0.25y}$$

Pour déterminer " y " on dérive " q " par rapport a " y ".

$$\frac{dq}{dy} = 0 \Rightarrow 0.75\ y^2 + 0.75\ y - 2.53 = 0 \Rightarrow y = 1{,}05\ m$$

On remplace " y " on trouve : M=0.107q

$$M_t = M = 0.107.q_u = 0.107\times(85{,}62) = 9.16\,KN.m$$

$$M_a = 0.5.M = 0.5\times 9.16 = 4.58\,KN.m$$

III.5.5. Calcul du ferraillage

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

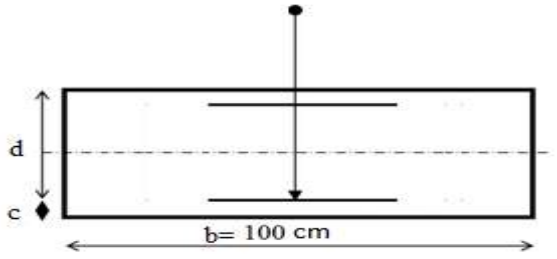


Figure 3.35. section de béton armé

This document was created using SOLID CONVERTER PDF To remove this message, purchase the product at www.SolidDocuments.com

Tableau 3.37. Les données nécessaires

Béton	f_{c28} = 25 MPa	γ_b = 1.5	$\sigma_{b\ adm}$ = 14.2 MPa	d =23 cm
	f_{t28} = 2.1 MPa	b = 100 cm	h= 25 cm	c = 2 cm
Acier	FeE400	f_e=400Mpa	γ_s = 1.15	$\sigma_{s\ adm}$= 348 MPa

Hauteurs utiles: $\begin{cases} d_x = 25 - 2 - \frac{1}{2} = 22.5\,cm \\ d_y = 22.5 - \frac{1+1}{2} = 21.5\,cm \end{cases}$

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

Les résultats sont ordonnés dans le tableau suivant:

Tableau 3.38. Calcul des sections d'acier de la dalle

		M_u (kN.m)	μ	β	A (cm²)	A_{min} (cm²)	A' (cm²)
Suivant x	travée	9.16	0.012	0.994	1.17	2.5	0
	appuis	4.64	0.006	0.997	0.59	2.5	0
Suivant y	travée	9.16	0.014	0.993	1.23	2.5	0
	appuis	4.64	0.007	0.996	0.62	2.5	0

❖ **Condition de non fragilité**

$$A_{min} = \frac{B}{1000} = \frac{25 \times 100}{1000} = 2.5\,cm^2$$

This document was created using SOLID CONVERTER PDF To remove this message, purchase the product at www.SolidDocuments.com

Donc on adopte les sections: $\begin{cases} A_x = 4\,HA10 = 3.14 cm^2 \\ A_y = 4\,HA10 = 3.14 cm^2 \end{cases}$

❖ **Condition d'espacement**

$\overline{S}_t = \text{Min}[2h = 50\ cm\ ,\ 22\ cm] = 22\ cm$

On prend : S = 25 cm

III.5.6. Vérification de l'effort tranchant

Suivant Lx: $\tau_{ux} = \dfrac{V_{ux}}{b_0 \cdot d_x} \le \overline{\tau}_u = \dfrac{0.07\, f_{c28}}{\gamma_b}$

$$V_{ux} = \frac{P_u \cdot L_x \cdot L_y}{2L_y + L_x} = 48.16 KN$$

$$\tau_{ux} = \frac{48{,}16 \times 10^3}{1000 \times 225} = 0.214\ \text{MPa} < \overline{\tau}_u = 1.16\ \text{MPa}$$ (Condition vérifié)

Suivant Ly: $\tau_{uy} = \dfrac{V_{uy}}{b_0 \cdot d_y} \le \overline{\tau}_u = 1.16 MPa$

$$V_{ux} = \frac{P_u \cdot L_x \cdot L_y}{3L_y} = 42.81 KN$$

$$\tau_u = \frac{42.81 \times 10^3}{1000 \times 215} = 0.199\ \text{MPa} < \overline{\tau}_u = 1.16\ \text{MPa}$$ (Condition vérifié)

Donc le béton peut supporter tout seul l'effort de cisaillement, donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

III.5.7. Vérification à l'état limite de service

Béton : $\sigma_b = \dfrac{M_{ser}}{I} y \le \overline{\sigma}_{bc} = 0{,}6 f_{c28} = 15 MPa$

Acier : La fissuration est considérée comme non préjudiciable.

This document was created using SOLID CONVERTER PDF To remove this message, purchase the product at www.SolidDocuments.com

Tableau 3.39. Calcul de moment a l'état limite de service

		M_{ser} (Kn.m)
Suivant x	travée	$0.107*q_{ser}=0.107*62.86=6.72$
	appuis	$0.5*M_t=0.5*6.72=3.36$
Suivant y	travée	$0.107*q_{ser}=0.107*62.86=6.72$
	appuis	$0.5*M_t=0.5*6.72=3.36$

❖ **Détermination de la valeur de « y »**

$$50y^2+15Ay-15Ad=0$$

Moment d'inertie : $I=\frac{by^3}{3}+15A_s(d-y)^2$

Les résultats trouvés en travée et sur appuis dans les deux sens sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau 3.40. Vérification des contraintes a l'ELS

		M_{ser} (Kn.m)	A_s (cm^2)	Y (cm)	I (cm^4)	K (N/mm^3)	σ_{bc} (MPa)	$\sigma_{bc}\leq\overline{\sigma}_b$
Suivant x	travée	6.72	2.5	8.56	40495.21	0.016	0.136	Oui
	appuis	3.36	2.5	4.28	19344.62	0.017	0.074	Oui
Suivant y	travée	6.72	2.5	8.41	40448.15	0.016	0.134	Oui
	appuis	3.36	2.5	4.21	19315.26	0.017	0.073	Oui

This document was created using SOLID CONVERTER PDF To remove this message, purchase the product at www.SolidDocuments.com

III.5.8. Vérification de la flèche

Il n'est pas nécessaire de faire la vérification de la flèche, si les trois conditions citées ci-dessous sont vérifiées simultanément :

$$\begin{cases} * \dfrac{h}{L_x} \geq \dfrac{M_t}{20M_x} \\ * \dfrac{h}{L_x} \geq \dfrac{1}{27} \grave{a} \dfrac{1}{35} \\ * \dfrac{A_s}{bd} \leq \dfrac{2}{fe} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 0{,}166 > 0{,}0425 \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots vérifiée \\ 0{,}166 > 0{,}028 à 0{,}037 \ldots\ldots\ldots vérifiée \\ 1{,}115.10^{-4} < 5.10^{-3} \ldots\ldots\ldots\ldots vérifiée \end{cases}$$

Les trois conditions sont vérifiées donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire

III.5.9. Vérification de non poinçonnement

Si la condition suivante est vérifiée, aucune disposition supplémentaire n'est nécessaire.

$$Q_u \leq 0{,}045 \times U_c \times h \times \frac{f_{cj}}{\gamma_b}$$

Le calcul se fera pour la force concentrée maximale uniquement

$Q_u = 84$ KN , $\gamma_b = 1.5$, $f_{cj} = 25$ MPa , $h = 25$ cm

$Uc = 2(u + v)$

$u = a + 2(e + h/2)$

$v = b + 2(e + h/2)$

$Uc = 2(a+b) + 8e + 4h$

Avec : $a=b=e=0$

$Uc = 4h = 100$ cm

$Q_u = 84$ KN < 0.045 x Uc x h x $(fc28/\gamma b) = 1875$ KN..... (Condition vérifie)

This document was created using SOLID CONVERTER PDF To remove this message, purchase the product at www.SolidDocuments.com

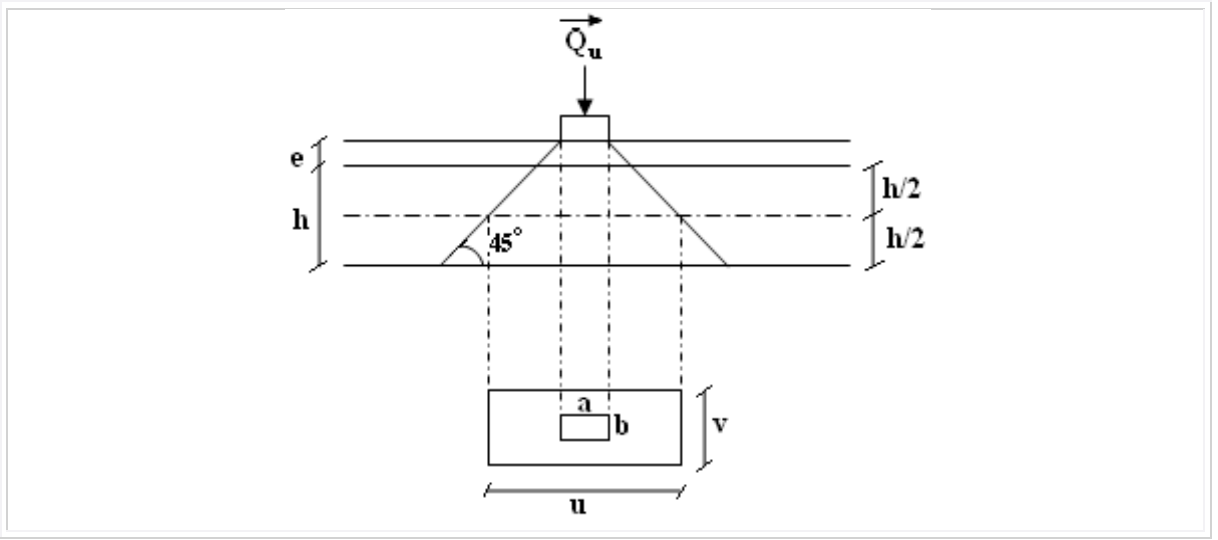


Figure 3.36. La vérification de non poinçonnement

This document was created using SOLID CONVERTER PDF
To remove this message, purchase the product at www.SolidDocuments.com

CHAPITRE IV

ETUDE DYNAMIQUE

This document was created using SOLID CONVERTER PDF
To remove this message, purchase the product at www.SolidDocuments.com

IV.1. Introduction

L'étude dynamique revient à étudier le comportement de la structure. Pour cela on fait l'analyse dynamique qui 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.

L'étude dynamique consiste à déterminer les modes de vibration ainsi que les pulsations, ceci permettra la détermination des efforts appliqués à la structure lorsque cette dernière est sollicitée par un changement ou séisme.

Dans le cadre de notre projet, la détermination de ces efforts est conduite par le logiciel « SAP2000 version 15 ».

IV.2. Choix de la méthode de calcul

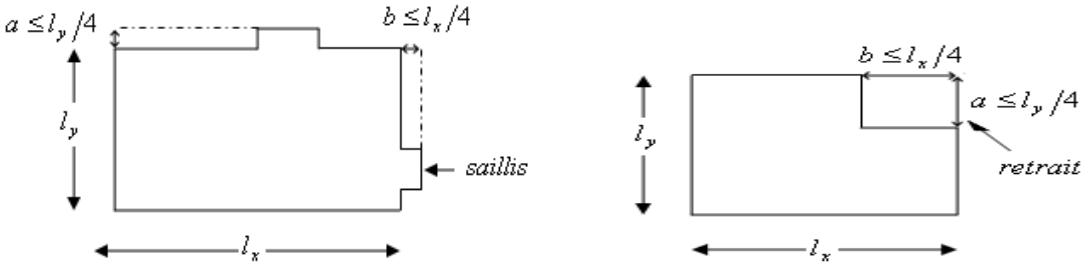
En Algérie, la conception parasismique des structures est régie par un règlement en vigueur à savoir le « RPA99 version 2003 ». Le calcul des forces sismiques peut être mené suivant plusieurs méthodes, on site :

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

IV.2.1. Conditions d'application de la méthode statique équivalente

1. En zone IIb le bâtiment ou bloc étudier a une hauteur au plus égale à : 65m **(C.V)**

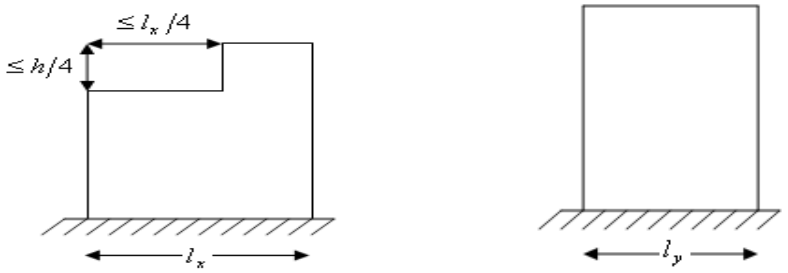
a) Régularité en plan :



- Dans notre cas on a un retrait ou « *a* et *b* » sont supérieurs à $\frac{1}{4}$ de L_x et L_y **(C.N.V).**

This document was created using SOLID CONVERTER PDF To remove this message, purchase the product at www.SolidDocuments.com

b) Régularité en élévation :



- **(C.V)** car on n'a pas des retraits en élévation

2. La configuration de notre bloc étudié est irrégulière. (En zone sismique IIb, groupe d'usage 2, Ht=21.42 m <23 m **(C.V)**)

Donc selon **[**RPA99 version 2003 **Art 4.1.2],** les conditions de l'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 VERSION 15'**.

IV.2.2. Méthode dynamique modale spectrale

A. Principe

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

B. Spectre de réponse de calcul :

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

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

This document was created using SOLID CONVERTER PDF To remove this message, purchase the product at www.SolidDocuments.com

Avec:

g: Accélération de la pesanteur.

A : Coefficient d'accélération de zone.

- **Coefficient d'accélération A :** [RPA99 version 2003 : Tab.**4.1**]

Tableau 4.1. Coefficient d'accélération de zone **A**

Zone	groupe 1A	groupe 1B	groupe 2	groupe 3
IIb	0.3	0.25	**0.20**	0.14

Donc **A= 0.20**

- **facteur de correction d'amortissement η:**

Donné par la formule : $\eta = \sqrt{7/(2+\xi)}$

Avec : Pourcentage d'amortissement critique ($\xi = 7\ \%$) [RPA99 version 2003 : Tab.**4.2**]

Avec remplissage dense $\rightarrow \eta = 0{,}882$

- **facteur de qualité Q :** [RPA99 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 : $Q = 1 + \sum_{q}^{6} P_q$

This document was created using SOLID CONVERTER PDF To remove this message, purchase the product at www.SolidDocuments.com

Tableau 4.2. Détermination du facteur de qualité Q

	Critère	Suivant X		Suivant Y	
		observé	Valeur	observé	Valeur
1	Conditions minimales sur les files de contreventement	Oui	0	Oui	0
2	Redondance en plan	Oui	0	Oui	0
3	Régularité en plan	Non	0.05	Non	0.05
4	Régularité en élévation	Oui	0	Oui	0
5	Contrôle de la qualité des matériaux	Non	0.05	Non	0.05
6	Contrôle de la qualité de l'exécution	Non	0.1	Non	0.1

Donc : Q =1.2

- **périodes caractéristiques :** [RPA99 version 2003: **Tab .4.7**]

Selon le rapport géotechnique relatif à notre ouvrage .on est en présence d'un site meuble (Catégorie 3) .il est constitué de dépôts épais de sable et gravier moyennement denses ou d'argile moyennement raide avec Vs ≥ 200 m/s à partir de 10m de profondeur.

$$\left.\begin{matrix} T_1 = 0{,}15\ \text{s} \\ T_2 = 0{,}50\ \text{s} \end{matrix}\right\} \text{site S 3.}$$

- **coefficient de pondération :** [RPA99 version 2003 : **Tab.4.5**]

Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation.

$$\beta = 0{,}20$$

This document was created using SOLID CONVERTER PDF To remove this message, purchase the product at www.SolidDocuments.com

❖ **coefficient de comportement R** : [RPA99 version 2003 : Tab.4.3]

Il est en fonction de système de contreventement

On prend dans un premier calcul (R=5) ce qui correspond à un système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification d'interaction portiques-voiles, et on doit vérifier le type de notre système à partir des résultats obtenus par le logiciel (**SAP 2000 version 15**).

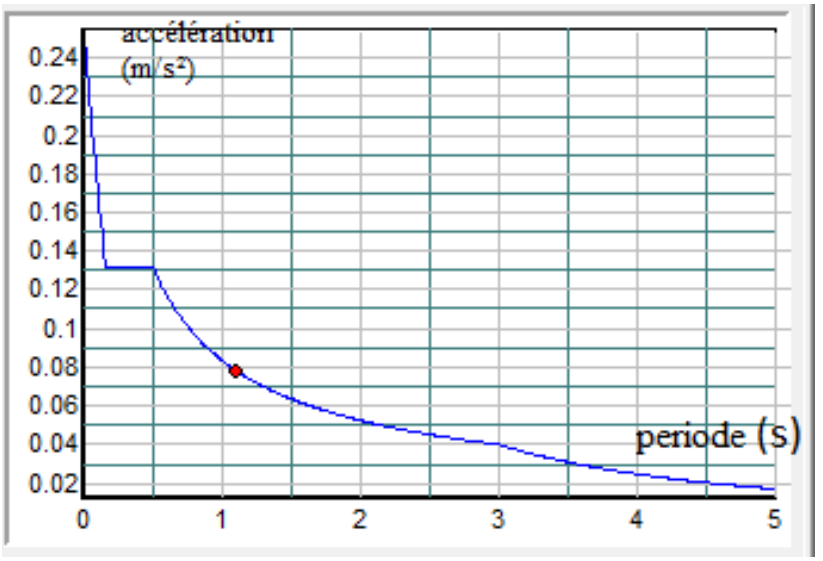


Figure 4.1. Spectre de réponse

IV .3. Caractéristiques géométrique de la structure

Les caractéristiques géométriques qui interviennent dans l'évaluation des efforts horizontaux d'origine sismique sont :

- Le centre de Masse (G).
- Le centre de Torsion (R).

This document was created using SOLID CONVERTER PDF To remove this message, purchase the product at www.SolidDocuments.com

IV.3.1. Centre de masse

Le principe de calcul est de déterminer le centre de masse de chaque niveau des éléments constructifs qui ont une influence sur la stabilité du bâtiment (plancher, maçonnerie, escalier, voiles, poutres, poteaux).

Le centre de masse est repéré dans un système d'axe choisi, il est défini par la formule suivante :

$$X_G = \frac{\sum Wi*Xi}{\sum Wi} \qquad Y_G = \frac{\sum Wi*Yi}{\sum Wi}$$

Avec :

- 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.
- XG et YG : Les coordonnées du centre de masse du niveau par rapport au repère global.

IV.3.2. Centre de torsion

Le centre de torsion T est un point caractérisé par :

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

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

$$X_T = \frac{\sum I_{yi}*Xi}{\sum I_{yi}} \qquad Y_T = \frac{\sum I_{xi}*Yi}{\sum I_{xi}}$$

Avec :

- I_x et I_y : Les inerties suivant les axes x et y respectivement de chaque élément de Contreventement (poteau, voile).

This document was created using SOLID CONVERTER PDF To remove this message, purchase the product at www.SolidDocuments.com

- X_i, Y_i : coordonnées du centre de torsion des éléments de contreventement par rapport au repère global choisi.
- X_T, Y_T : coordonnées du centre de torsion du niveau par rapport au repère global choisi.

Il est rappelé que :

- Le centre de torsion d'un voile ou poteau simple (rectangulaire) est confondu avec son centre de gravité ;
- Pour un voile composé possédant un centre de symétrie, le centre de torsion est confondu avec ce centre de symétrie.
- Les inerties sont calculées par les formules suivantes :

♦ Pour les poteaux '1' : $I_X = I_y = (a^2/12).(a^2.\cos^2\alpha + a^2.\sin^2\alpha)$

♦ Pour les poteaux '2' : $I_X = \frac{bh^3}{12}$; $I_Y = \frac{hb^3}{12}$

♦ pour les voiles : $I_X = \frac{L.e^3}{12}$; $I_Y = \frac{e.L^3}{12}$

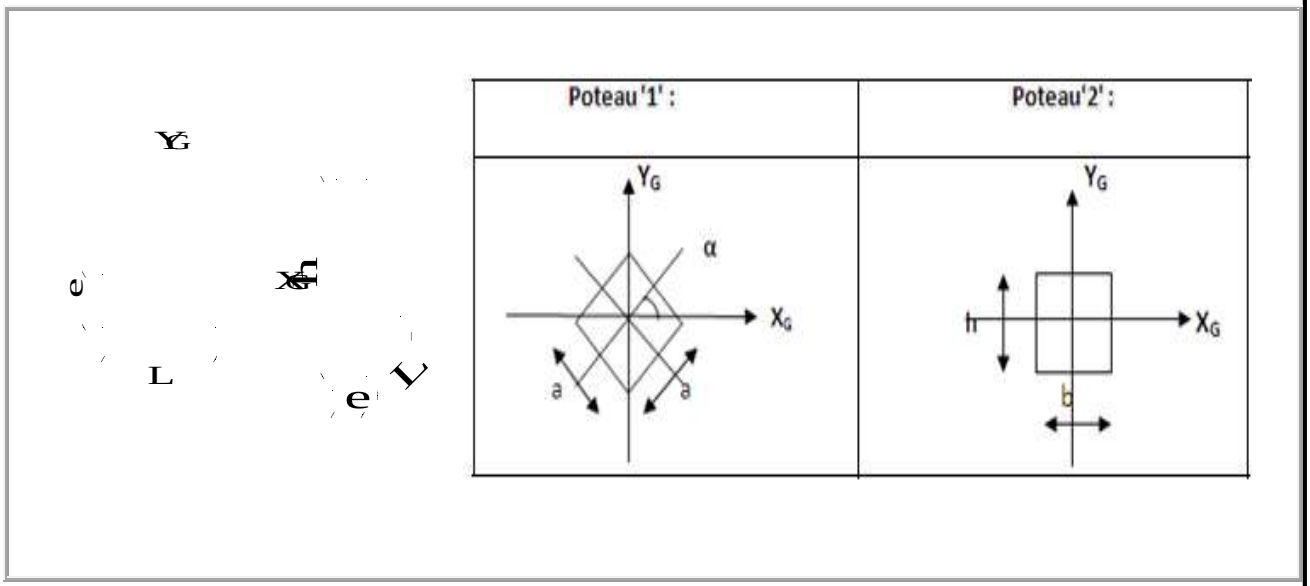


Figure 4.2. Dimensions des voiles et poteaux

This document was created using SOLID CONVERTER PDF To remove this message, purchase the product at www.SolidDocuments.com

IV.3.3. Excentricités

IV.3.3. 1. Excentricité théorique (statique)

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

$$\begin{cases} e_x = | X_G - X_t | \\ e_y = | Y_G - Y_t | \end{cases}$$

IV.3.3. 2. Excentricités accidentelles (additionnelles) : [RPA 99 version 2003 Art 4.3.7]

Pour toutes les structures comportant des planchers ou diaphragmes horizontaux rigides dans leur plan, on supposera qu'a chaque niveau et dans chaque direction, la résultante des forces horizontales a une excentricité par rapport au centre de torsion égale à la plus grande des deux valeurs :

- 5% de la plus grande dimension du bâtiment à ce niveau (cette excentricité doit être prise en considération de part et d'autre du centre de torsion).
- Excentricité théorique résultant des plans.

$$\begin{cases} E_x = 0{,}05.\ L_x \\ E_y = 0{,}05.\ L_y \end{cases}$$

- **Vue 3 D :**

Après plusieurs changements de dispositions des voiles on a choisi une variante pour laquelle on a obtenu des résultats vérifiant les conditions de sécurité imposée par le RPA et évitant également la torsion au niveau du premier mode, on a adopté le modèle montré dans la figure suivante :

This document was created using SOLID CONVERTER PDF To remove this message, purchase the product at www.SolidDocuments.com

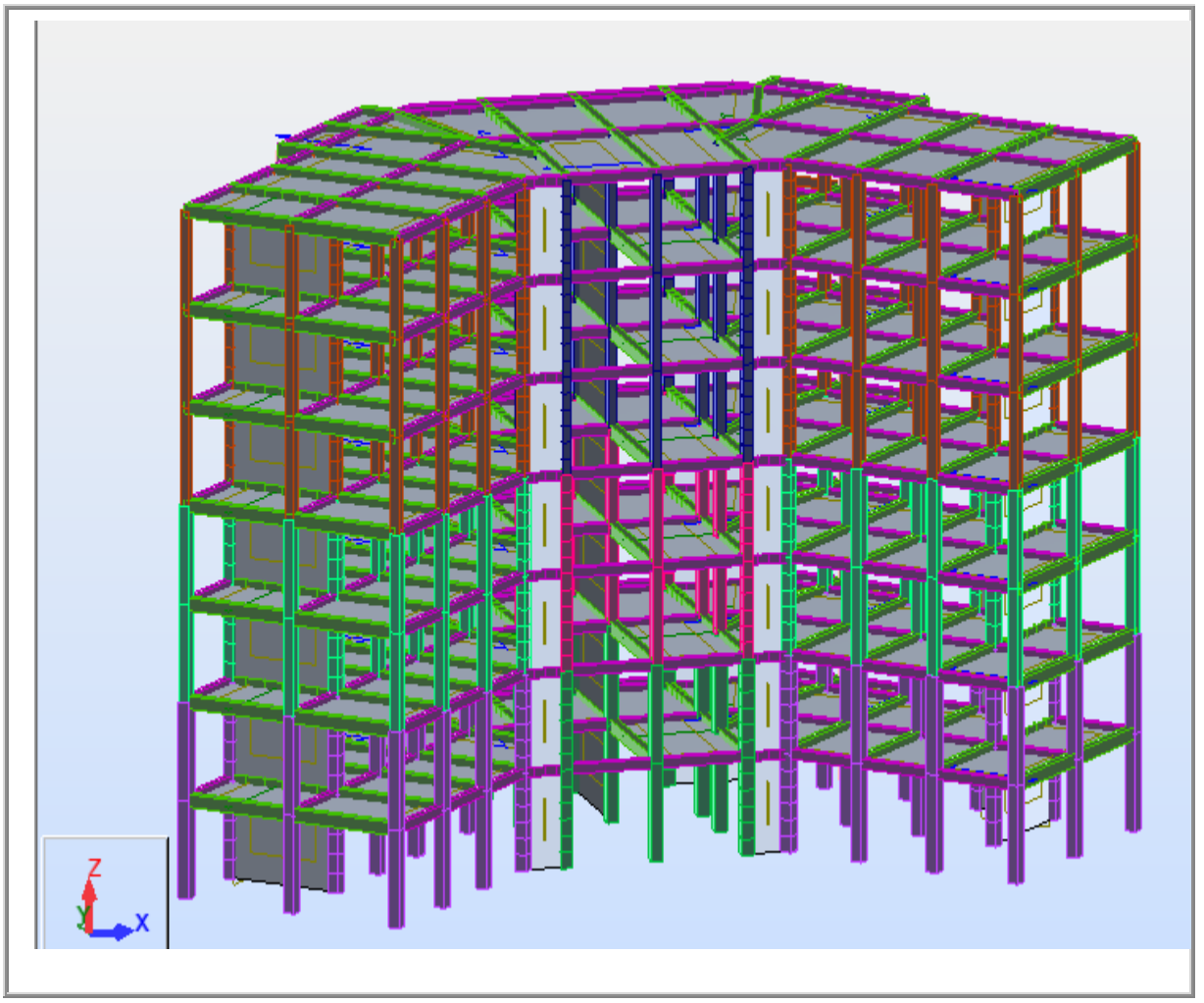


Figure 4.3. Vue en 3D des voiles aux RDC et étages

This document was created using SOLID CONVERTER PDF To remove this message, purchase the product at www.SolidDocuments.com

- **Vue 2 D**

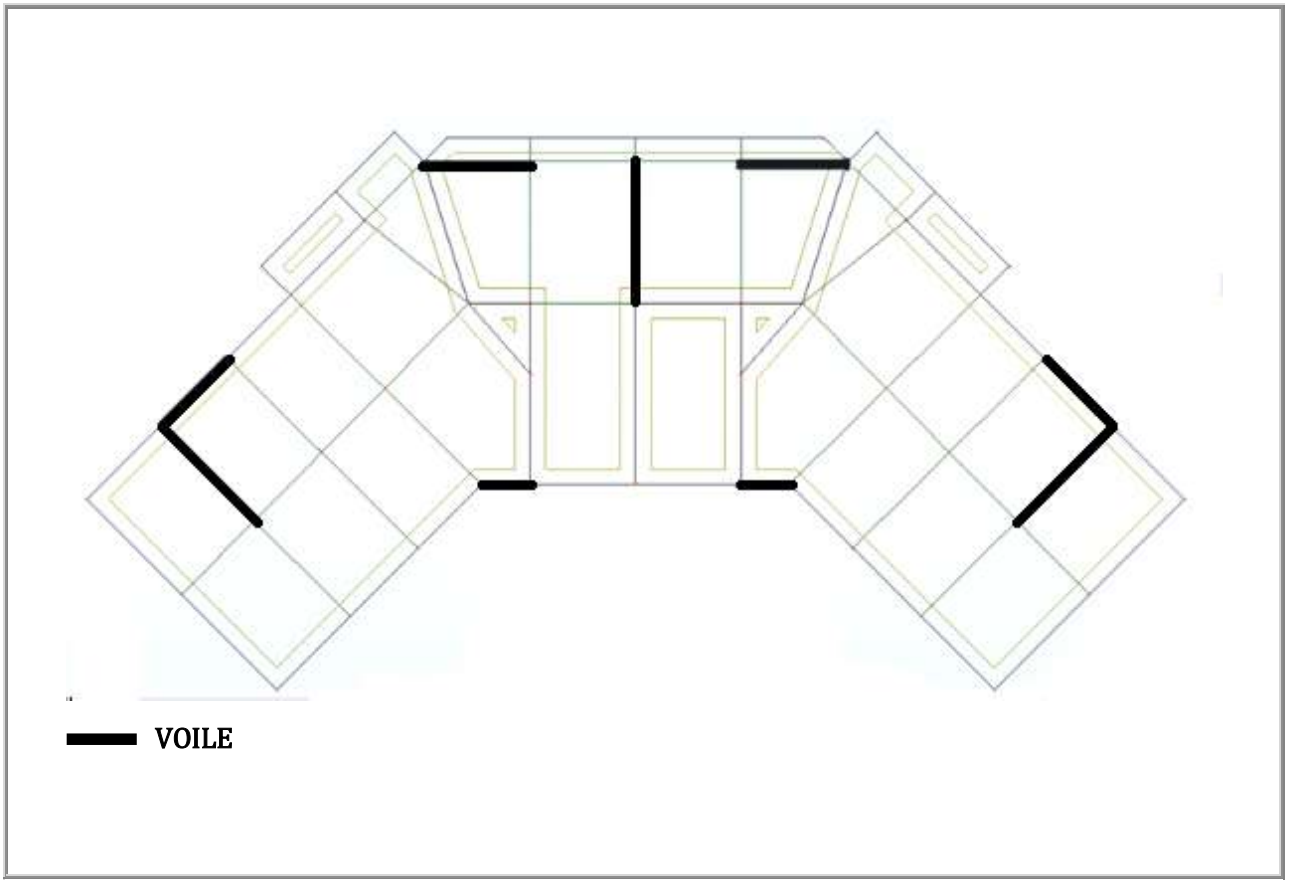


Figure 4.4. Vue en 2D des voiles aux RDC et étages

IV.4. Etude de la structure

IV.4.1. Caractéristiques géométrique

IV.4.1.1. Centre de masse et centre de torsion

This document was created using SOLID CONVERTER PDF To remove this message, purchase the product at www.SolidDocuments.com

Tableau 4.3. Calcul de centre de masse

Niveau(m)	Masse (kN)	XG (m)	YG (m)
+21.42	7051.26	**18.56**	**10.51**
+18.36	7066.36	**18.57**	**10.51**
+15.30	7069.81	**18.56**	**10.51**
+12.24	7276.73	**18.55**	**10.51**
+9.18	7393.1	**18.55**	**10.50**
+6.12	7897.17	**18.55**	**10.50**
+3.06	7957.67	**18.57**	**10.46**

Tableau 4.4. Calcul du centre de torsion

Niveau(m)	$\sum I_{Xi}$(m4)	$\sum I_{Yi}$(m4)	$\sum I_{Yi}*X_i$	$\sum I_{Xi}*Y_i$	X_I(m)	Y_I(m)
+21.42	2.3012	1.4230	42.756296	14.23	**18.58**	**10.00**
+18.36	2.3012	1.4230	42.756296	14.23	**18.58**	**10.00**
+15.30	2.3012	1.4230	42.756296	14.23	**18.58**	**10.00**
+12.24	2.3401	1.4618	43.479058	14.39873	**18.58**	**9.85**
+9.18	2.3401	1.4618	43.479058	14.39873	**18.58**	**9.85**
+6.12	2.3966	1.5183	44.528828	14.757876	**18.58**	**9.72**
+3.06	2.3966	1.5183	44.528828	14.757876	**18.58**	**9.72**

This document was created using SOLID CONVERTER PDF To remove this message, purchase the product at www.SolidDocuments.com

IV.4.1.2. Les excentricités

Tableau 4.5. Calcul de l'excentricité théorique (statique)

	Direction X			Direction Y		
Niveau(m)	X_G (m)	X_t(m)	$e_x = \lvert X_G - X_t \rvert$	Y_G(m)	Y_t(m)	$e_y = \lvert Y_G - Y_t \rvert$
+21.42	18.56	18.58	**0.02**	10.51	10.00	**0.51**
+18.36	18.57	18.58	**0.01**	10.51	10.00	**0.51**
+15.30	18.56	18.58	**0.02**	10.51	10.00	**0.51**
+12.24	18.55	18.58	**0.03**	10.51	9.85	**0.66**
+9.18	18.55	18.58	**0.03**	10.50	9.85	**0.65**
+6.12	18.55	18.58	**0.03**	10.50	9.72	**0.78**
+3.06	18.57	18.58	**0.01**	10.46	9.72	**0.74**

Tableau 4.6. Calcul de l'excentricité accidentelle

Niveau (m)	L_x (m)	L_y (m)	e_x **(m)**	e_y **(m)**
+21.42	37.14	19.11	**1.85**	**0.95**
+18.36	37.14	19.11	**1.85**	**0.95**
+15.30	37.14	19.11	**1.85**	**0.95**
+12.24	37.14	19.11	**1.85**	**0.95**
+9.18	37.14	19.11	**1.85**	**0.95**
+6.12	37.14	19.11	**1.85**	**0.95**
+3.06	37.14	19.11	**1.85**	**0.95**

This document was created using SOLID CONVERTER PDF To remove this message, purchase the product at www.SolidDocuments.com

Tableau4.7. Calcul de l'excentricité totale

	Direction X			Direction Y		
Niveau(m)	$e_{x\ Théo}$	$e_{x\ ACC}$	$e_{x\ Théo} \pm e_{x\ ACC}$	$e_{y\ Théo}$	$e_{y\ ACC}$	$e_{y\ Théo} \pm e_{y\ ACC}$
+21.42	0.02	1.85	**1.87**	0.51	0.95	**1.46**
+18.36	0.01	1.85	**1.86**	0.51	0.95	**1.46**
+15.30	0.02	1.85	**1.87**	0.51	0.95	**1.46**
+12.24	0.03	1.85	**1.88**	0.66	0.95	**1.61**
+9.18	0.03	1.85	**1.88**	0.65	0.95	**1.60**
+6.12	0.03	1.85	**1.88**	0.78	0.95	**1.73**
+3.06	0.01	1.85	**1.86**	0.74	0.95	**1.69**

On constate qu'a chaque niveau et pour chaque direction de calcul, la distance entre le centre de gravité des masses et le centre de rigidité ne dépasse pas 15% de la dimension du bâtiment mesurée perpendiculairement à la direction de l'action sismique considérée [RPA99 version 2003. **Art.3.5.1.0.2**]

Longueur du bâtiment = 37.14 m ⇨ 15 %.Lx = 5.57 m

Largeur du bâtiment = 19.11 m ⇨ 15 %.Ly = 2.87 m

This document was created using SOLID CONVERTER PDF To remove this message, purchase the product at www.SolidDocuments.com

IV.4.2. Résultat de l'analyse dynamique

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

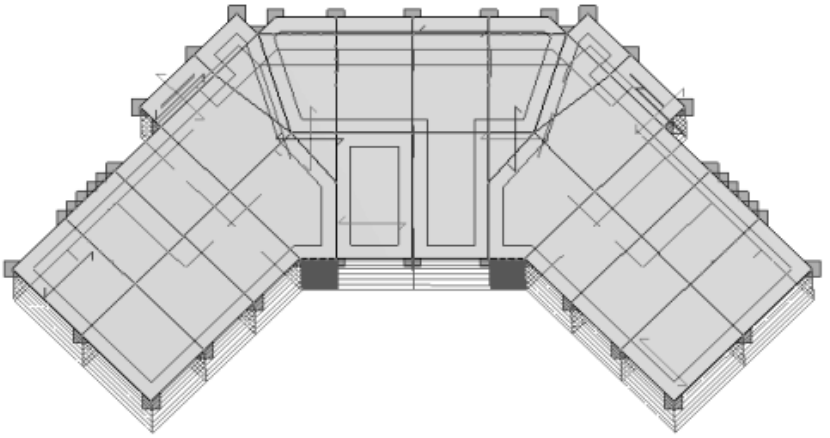
- Vérification de comportement des trois premiers modes.
- Vérification de participation massique.
- Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul.
- Vérification de la stabilité au renversement.
- Vérification des déplacements.
- Vérification vis à vis de l'effet P-Δ.

IV.4.2.1. Vérification de comportement des trois premiers modes

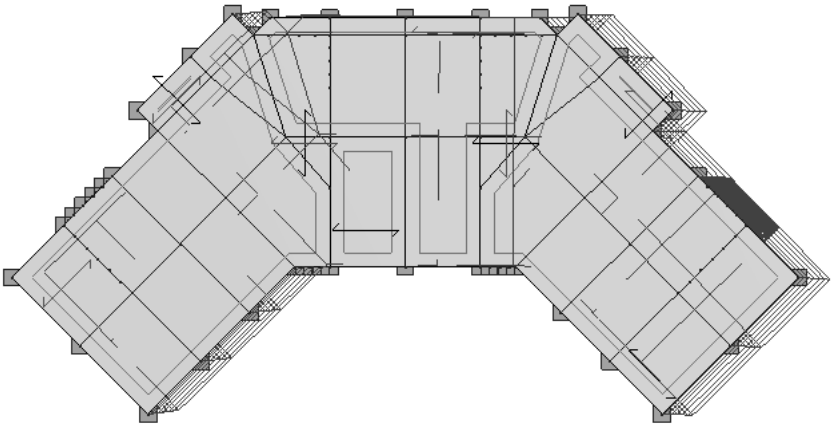
Tableau 4.8. Le comportement des trois premiers modes

modes	Périodes (s)	Masse modale UX(%)	Masse modale UY(%)	Comportement
Mode 1	0.476	0.04	71.15	Translation suivant Y
Mode 2	0.447	69.22	0.04	Translation suivant X
Mode 3	0.355	0.02	0.00	Rotation autour de Z

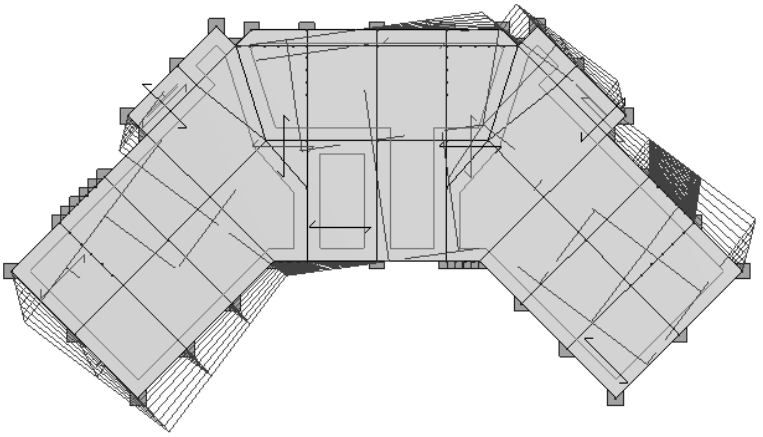
This document was created using SOLID CONVERTER PDF To remove this message, purchase the product at www.SolidDocuments.com



MODE : 01



MODE : 02



MODE : 03

Figure 4.5. Le comportement des trois premiers modes

This document was created using SOLID CONVERTER PDF To remove this message, purchase the product at www.SolidDocuments.com

IV.4.2.2. Vérification de la participation massique

Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que :

La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure d'après [RPA99 version 2003. **Art 4.3.4.a**].

Tableau 4.9. Coefficient de participation massique

Mode	Période (s)	Cumul des masses modales effectives (%)	
		Sens x	Sens-y
1	0.476	0.04	71.15
2	0.447	69.26	71.20
3	0.355	69.28	71.20
4	0.152	69.28	92.22
5	0.137	82.45	92.22
6	0.110	90.47	92.22

D'après le tableau précédent on remarque que La participation modale cumulée atteint les 90 % de la masse totale à partir du 6^{éme} mode.

IV.4.2.3. Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul

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

This document was created using SOLID CONVERTER PDF To remove this message, purchase the product at www.SolidDocuments.com

Donc il faut vérifier que $\frac{V_s}{V_d} > 0{,}8$

Si $V_t < 0{,}80.V$, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,….) dans le rapport $0.8V/V_t$.

- **Calcul de la force sismique totale [RPA99 version 2003 Art.4.2.3]**

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

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

✓ Calcul du facteur d'amplification dynamique moyen D :

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

Catégorie du site : site meuble (S3) donc : $\begin{cases} T1 = 0{,}15\ s \\ T2 = 0{,}5\ s \end{cases}$

On prend les valeurs minimum des deux formules suivantes :

$T_1 = 0{,}09\ h_N / \sqrt{D}$, $T_2 = C_T h_N^{3/4}$

$$\min \begin{cases} T_x = 0.31\ s \\ T_x = 0.49\ s \end{cases} = 0.31\ s$$

$$\min \begin{cases} T_Y = 0.45\ s \\ T_Y = 0.49\ s \end{cases} = 0.45\ s$$

Alors: $0 \le T \le 0.5$ donc : $Dx = Dy = 2.5\eta$

$$\begin{cases} Dx = 2.205 \\ Dy = 2.205 \end{cases}$$

This document was created using SOLID CONVERTER PDF To remove this message, purchase the product at www.SolidDocuments.com

✓ 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 (RPA 99 version 2003 Tab : 4.5)

W=49028.06 Kn (Résultat SAP2000)

✓ Vérification du choix du coefficient de comportement

Les valeurs du coefficient de comportement « R » sont données par la réglementation en fonction du type de la structure, des matériaux utilisés et des dispositions constructives adoptées pour favoriser la ductilité des éléments.

Il faut, par ailleurs déterminer le pourcentage des sollicitations verticales et horizontales reprisent par les portiques et les voiles individuellement pour pouvoir définir le système de contreventement adopté et choisir le coefficient de comportement « R », suivant l'article [3.4.a et tableau 4.3 du RPA99 version 2003].

Alors on doit vérifier que Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales

On a :

Les sollicitations verticales totales de la structure : 19800.02 kN

Les sollicitations verticales reprises par les voiles :2787 kN

Donc : $\frac{2787}{19800}$ = 14.07 % < 20 %

Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant de l'étage.

Suivant X

L'effort tranchant total à la base 2444.34 kN

L'effort tranchant à la base repris par les portiques 946.94 kN

Donc : $\frac{946.94}{2444.34}$ = 38.74% >25 % vérifiée

This document was created using SOLID CONVERTER PDF To remove this message, purchase the product at www.SolidDocuments.com

Suivant Y

L'effort tranchant total à la base 3497.38 kN

L'effort tranchant la base repris par les portiques 1243.22 kN

Donc : $\frac{1234.22}{3497.38}$ = 35.54% >25 % vérifiée

Les conditions de l'interaction portiques–voiles sont vérifiées.

D'après les résultats obtenus, on constate que les voiles de contreventement reprennent moins de 20% des sollicitations dues aux charges verticales, et que les portiques reprennent outre les sollicitations dues aux charges verticales, mais aussi plus de 25% de l'effort tranchant d'étage, donc le système choisis est un système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification d'interactions portiques- voiles qui a une valeur de coefficient de comportement **« R=5 ».**

Tableau 4.10. 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)
0.2	2.205	2.205	5	1.2	1.2	49028.06	5189.13	5189.13

Tableau 4.11. Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul

	V (kN)	Vt (kN)	0.8*V	V_t > 0.8*V
X	5189.13	4639.69	4151.75	C.V
Y	5189.13	4718.33	4151.75	C.V

This document was created using SOLID CONVERTER PDF To remove this message, purchase the product at www.SolidDocuments.com

IV.4.2.4. Vérification de la stabilité au renversement

[RPA99version 2003 **Art 4.4.1**]

Le moment de renversement est égal à : $M_{0x} = \sum_{i=1}^{n} h_i . F_{ix}$ $M_{0y} = \sum_{i=1}^{n} h_i . F_{iy}$

Avec :

- ✓ F_{ix}, F_{iy}: la force distribuée en hauteur suivant X et Y
- ✓ h_i : la hauteur de l'étage par rapport à la base 0

Le moment de stabilité qui est égal à : $Mtx = X_G.Wi$, $MtY = Y_G.Wi$

Avec :

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

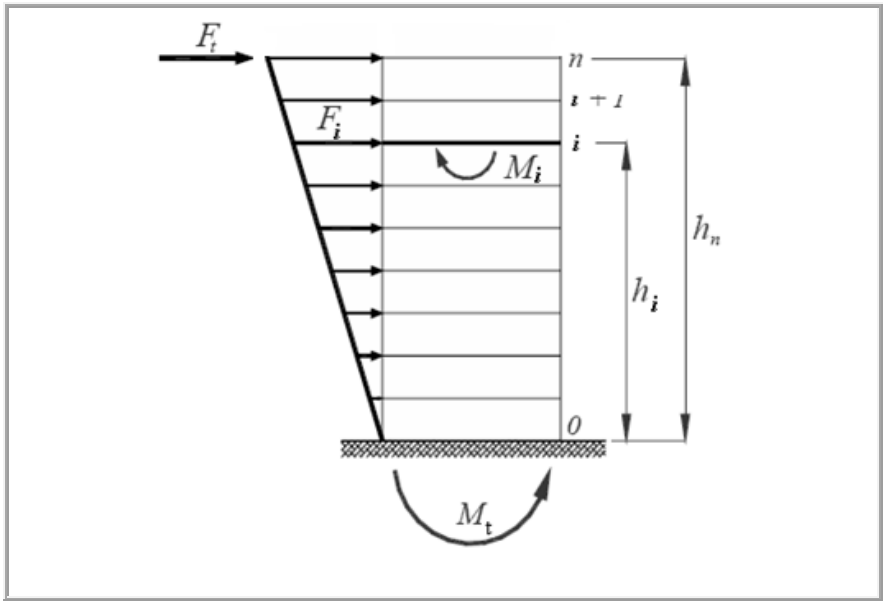


Figure 4.6. Les forces agissent sur la stabilité au renversement

This document was created using SOLID CONVERTER PDF To remove this message, purchase the product at www.SolidDocuments.com

- **Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur :**

[RPA99version 2003 **Art 4.2.5**]

$$F_i = \left(\frac{W_i h_i}{\sum_{j=1}^{n} W_J h_j} \right) .(V - F_t)$$

$$F_t = \begin{cases} 0{,}07TV \le 0{,}25V & \text{si } T \ge 0{,}7\,s \\ 0 & \text{si } T < 0{,}7\,s \end{cases}$$

On a :

- TX = 0.316 s → Ft = 0
- TY = 0.458 s → Ft = 0

Donc:

$$F_{iX} = \left(\frac{W_i h_i}{\sum_{j=1}^{n} W_J h_j} \right) .V_X = \alpha_x . V_X$$

$$F_{iY} = \left(\frac{W_i h_i}{\sum_{j=1}^{n} W_J h_j} \right) .V_Y - Ft = \alpha_Y . V_Y$$

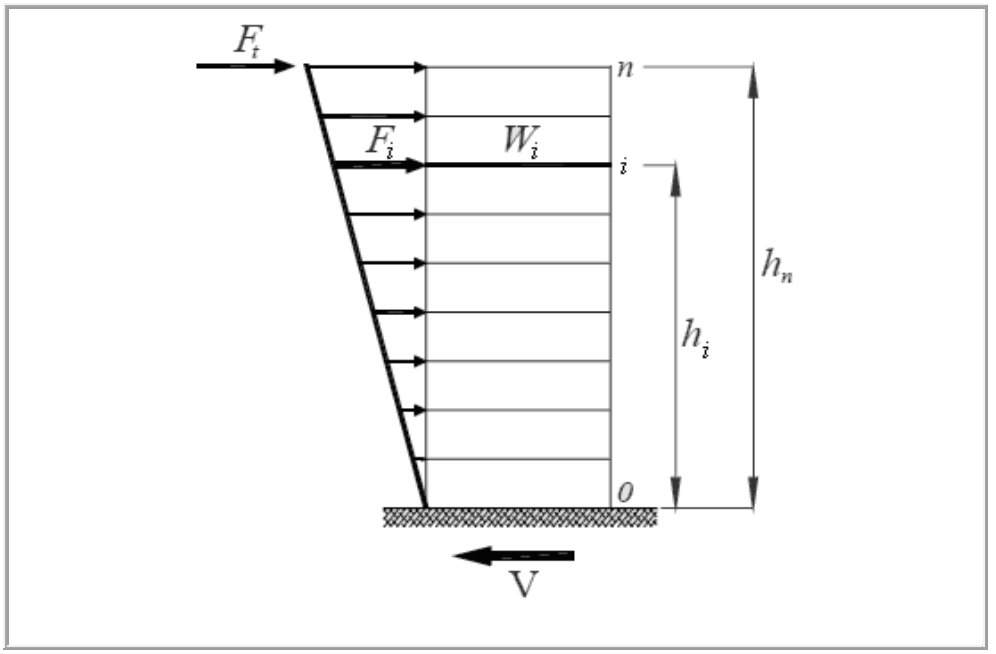


Figure 4.7. Distribution des forces sismiques

This document was created using SOLID CONVERTER PDF To remove this message, purchase the product at www.SolidDocuments.com

- **Moment de renversement :**

Tableau 4.12. Calcul des forces sismiques et des moments de renversement suivant x

Vx = 5189.13 KN

h_i (m)	W_i (kN)	$W_i h_i$ (kN.m)	α_x	F_{ix} (kN)	M_{Rx}(KN.m)
+21.42	7051.26	151037.99	0.244	1267.20	27143.40
+18.36	7066.36	129738.37	0.255	1088.50	19984.79
+15.3	7069.81	108168.09	0.175	907.52	13885.11
+12.24	7276.73	89067.18	0.144	747.27	9146.56
+9.18	7393.1	67868.66	0.110	569.41	5227.22
+6.12	7897.17	48330.68	0.078	405.49	2481.61
+3.06	7957.67	24350.47	0.039	204.30	625.15
SOMME		618561.44	1	4985.39	78493.83

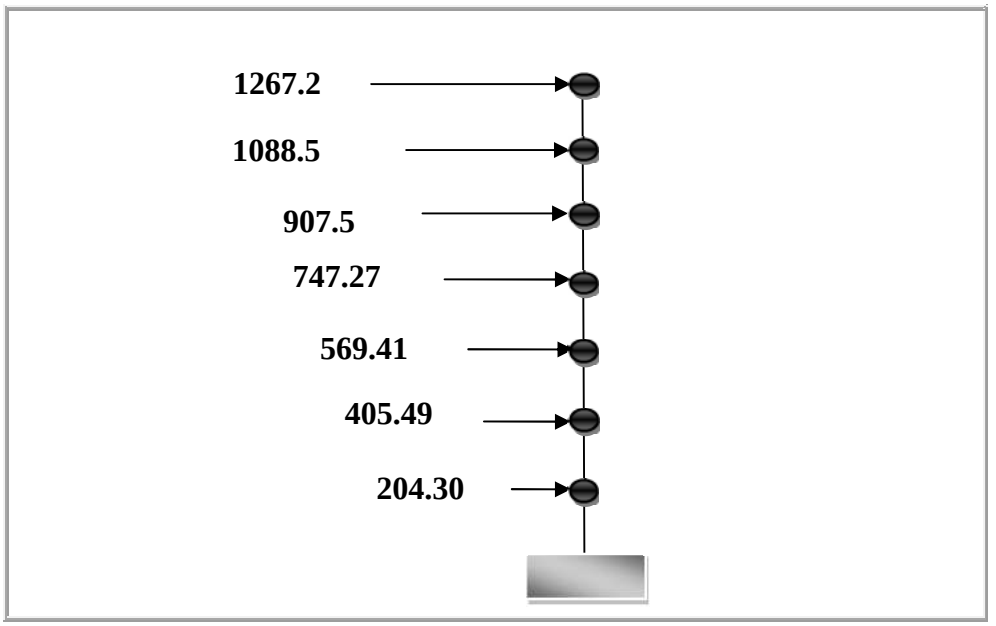


Figure 4.8 .Concentration des forces sismiques aux étages suivant X

This document was created using SOLID CONVERTER PDF To remove this message, purchase the product at www.SolidDocuments.com

Tableau 4.13. Calcul des forces sismiques et des moments de renversement suivant Y

Vy = 5189.13 KN

h_i (m)	W_i (kN)	W_ih_i (kN.m)	α_x	F_{ix} (kN)	M_{RY}(KN.m)
+21.42	7051.26	151037.99	0.244	1267.20	27143.40
+18.36	7066.36	129738.37	0.255	1088.50	19984.79
+15.3	7069.81	108168.09	0.175	907.52	13885.11
+12.24	7276.73	89067.18	0.144	747.27	9146.56
+9.18	7393.1	67868.66	0.110	569.41	5227.22
+6.12	7897.17	48330.68	0.078	405.49	2481.61
+3.06	7957.67	24350.47	0.039	204.30	625.15
SOMME		618561.44	1	4985.39	78493.83

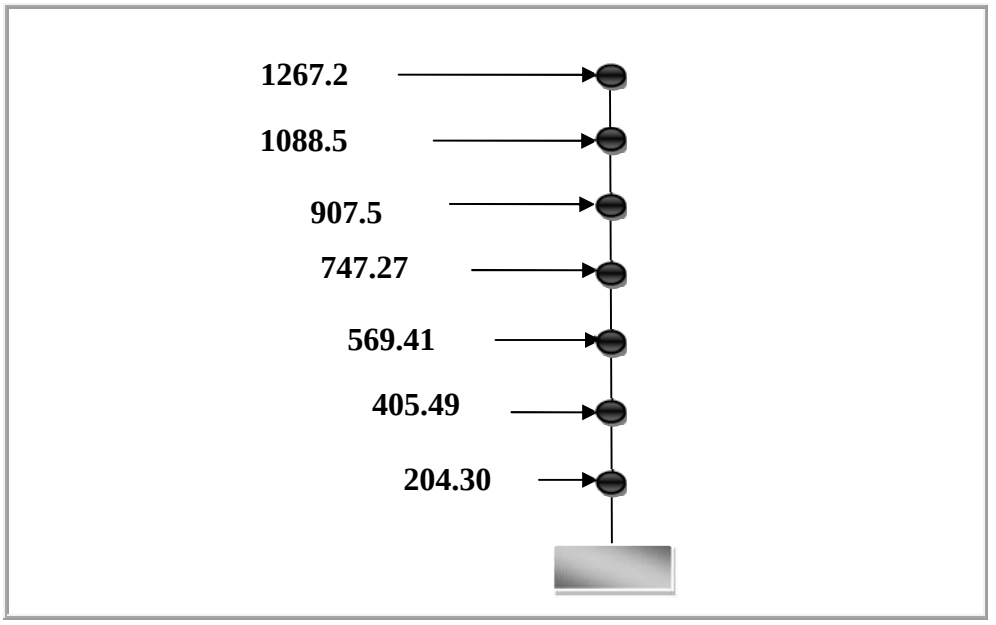


Figure 4.9. Concentration des forces sismiques aux étages suivant Y

This document was created using SOLID CONVERTER PDF To remove this message, purchase the product at www.SolidDocuments.com

- **Moment de stabilité :**

Tableau 4.14. Calcul de moment de stabilité

h_i (m)	W_i (kN)	X_G(m)	Y_G(m)	M_{Sxi} (KN.m)	M_{Syi} (KN.m)
+21.42	7051.26	18.56	10.51	130871.39	74108.74
+18.36	7066.36	18.57	10.51	131222.31	74267.44
+15.3	7069.81	18.56	10.51	131215.67	74303.70
+12.24	7276.73	18.55	10.51	134983.34	76478.43
+9.18	7393.1	18.55	10.5	137142.01	77627.55
+6.12	7897.17	18.55	10.5	146492.50	82920.29
+3.06	7957.67	18.57	10.46	147773.93	83237.23
∑Mt				959701.15	542943.38

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

Tableau 4.15.Vérification de la stabilité

M_{tx} (kN.m)	M_{ty} (kN.m)	M_{Rx} (kN.m)	M_{Ry} (kN.m)	M_{tx}/M_{Rx}	M_{ty}/M_{Ry}	$\frac{M_t}{M_R} \geq 1{,}5$
959701.15	542943.38	78493.83	78493.83	12.2265	6.9170	C.V

La condition est vérifié ce que implique la stabilité de l'ouvrage vis-à-vis du renversement suivant les deux directions

This document was created using SOLID CONVERTER PDF To remove this message, purchase the product at www.SolidDocuments.com

IV.4.2.5. Vérification des déplacements

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

$$\delta_K = R\delta_{ek}$$ [RPA99 version 2003 **Art 4.4.3**]

- δ_{ek} : Déplacement du aux forces séismiques F_i.
- R : coefficient de comportement.

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

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

Selon **[**RPA99version 2003: Art5.10] : le déplacement horizontal relatif d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doit pas dépasser:

$$\Delta \text{ k limite} = 0.01 * \text{ he}$$

Avec :

- he : la hauteur de l'étage k.

This document was created using SOLID CONVERTER PDF To remove this message, purchase the product at www.SolidDocuments.com

Tableau 4.16. Vérification des déplacements inter-étage sens X-X

Niveau (m)	δ_e (cm)	$\delta_k = R.\delta_e$ (cm)	$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$ (cm)	$0{,}01.h_e$ (cm)	$\Delta_k \leq 0{,}01.h_e$
+21.42	1.103	5.515			
			0.859	3.06	OUI
+18.36	0.931	4.656			
			0.910	3.06	OUI
+15.30	0.749	3.745			
			0.942	3.06	OUI
+12.24	0.561	2.804			
			0.929	3.06	OUI
+9.18	0.375	1.875			
			0.845	3.06	OUI
+6.12	0.206	1.030			
			0.673	3.06	OUI
+3.06	0.071	0.357			
			0.357	3.06	OUI
+0.00	0.00	0.00			

This document was created using SOLID CONVERTER PDF To remove this message, purchase the product at www.SolidDocuments.com

Tableau 4.17. Vérification des déplacements inter-étage sens Y-Y

Niveau (m)	δ_e (cm)	$\delta_k = R.\delta_e$ (cm)	$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$ (cm)	$0{,}01.h_e$ (cm)	$\Delta_k \leq 0{,}01.h_e$
+21.42	1.139	5.697			
			0.857	3.06	OUI
+18.36	0.968	4.841			
			0.916	3.06	OUI
+15.30	0.785	3.924			
			0.953	3.06	OUI
+12.24	0.594	2.972			
			0.942	3.06	OUI
+9.18	0.406	2.030			
			0.880	3.06	OUI
+6.12	0.230	1.150			
			0.727	3.06	OUI
+3.06	0.085	0.423			
			0.423	3.06	OUI
+0.00	0.00	0.00			

This document was created using SOLID CONVERTER PDF To remove this message, purchase the product at www.SolidDocuments.com

IV.4.2.6. Vérification vis à vis de l'effet P-Δ

Selon [RPA99version 2003 **Art 5.9**] : Les effets du 2° ordre (ou effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = P_k * \Delta_k \ / \ V_k * h_k \quad \leq 0.10$$

- 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 $0.10<\theta\leq0.20$, Les effets P-Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1° ordre par le facteur :

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

Si $\theta>0.20$, la structure est partiellement instable et doit être redimensionnée.

Tableau 4.18. Vérification de l'effet P-Δ sens X-X

h_k (m)	P_k (KN)	F_{ix} (KN)	V_{kx} (KN)	Δ_{kx} (cm)	θ	θ ≤ 0.10
+21.42	7051.26	1267.20	1241.67	0.859	0.016	OUI
+18.36	7066.36	1088.50	2330.17	0.910	0.019	OUI
+15.3	7069.81	907.52	3237.69	0.942	0.024	OUI
+12.24	7276.73	747.27	3984.96	0.929	0.030	OUI
+9.18	7393.1	569.41	4554.37	0.845	0.036	OUI
+6.12	7897.17	405.49	4959.86	0.673	0.043	OUI
+3.06	7957.67	204.30	5164.16	0.357	0.045	OUI

This document was created using SOLID CONVERTER PDF To remove this message, purchase the product at www.SolidDocuments.com

Tableau 4.19. Vérification de l'effet P-Δ sens Y-Y

h_k (m)	P_k (KN)	F_{iy} (KN)	V_{ky} (KN)	Δ_{ky}(cm)	θ	θ ≤ 0.10
+21.42	7051.26	1267.20	1241.67	0.857	0.016	OUI
+18.36	7066.36	1088.50	2330.17	0.916	0.019	OUI
+15.3	7069.81	907.52	3237.69	0.953	0.024	OUI
+12.24	7276.73	747.27	3984.96	0.942	0.030	OUI
+9.18	7393.1	569.41	4554.37	0.880	0.035	OUI
+6.12	7897.17	405.49	4959.86	0.727	0.046	OUI
+3.06	7957.67	204.30	5164.16	0.423	0.054	OUI

On constate d'après les tableaux, que la structure étudiée est justifiée vis-à-vis de l'effet P-Δ.

Conclusion

Les dimensions finales sont :

- Poteaux RDC, 1er étage : 45 □ 45 cm²
- Poteaux 2eme 3eme étages : 40 □ 40 cm²
- Poteaux 4eme, 5eme ,6eme étages : 35 □ 35 cm²

-On a prévu aussi des raidisseurs d'une section (20cm x 20cm) disposés au niveau des balcons, afin d'éliminer les modes parasites rencontres lors de l'étude dynamique,

Le ferraillage des raidisseurs est calculé suivant les mêmes formules qu'on va voir dans le calcul de ferraillage des poteaux.

Les résultats du ferraillage ont donnés :

-armatures longitudinales (4HA12)

-armatures transversales 4T8 avec un espacement de 15cm en zone courante et 10cm en zone nodale.

This document was created using SOLID CONVERTER PDF To remove this message, purchase the product at www.SolidDocuments.com

CHAPITRE V

FERRAILLAGE DES ELEMENTS RESISTANTS

This document was created using SOLID CONVERTER PDF
To remove this message, purchase the product at www.SolidDocuments.com

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 Art [5.2]**
  - ✓ G +Q ± E
  - ✓ 0,8 G ± E

Avec :

- G : charges permanentes.
- Q : charges d'exploitations.
- E : charges sismiques.

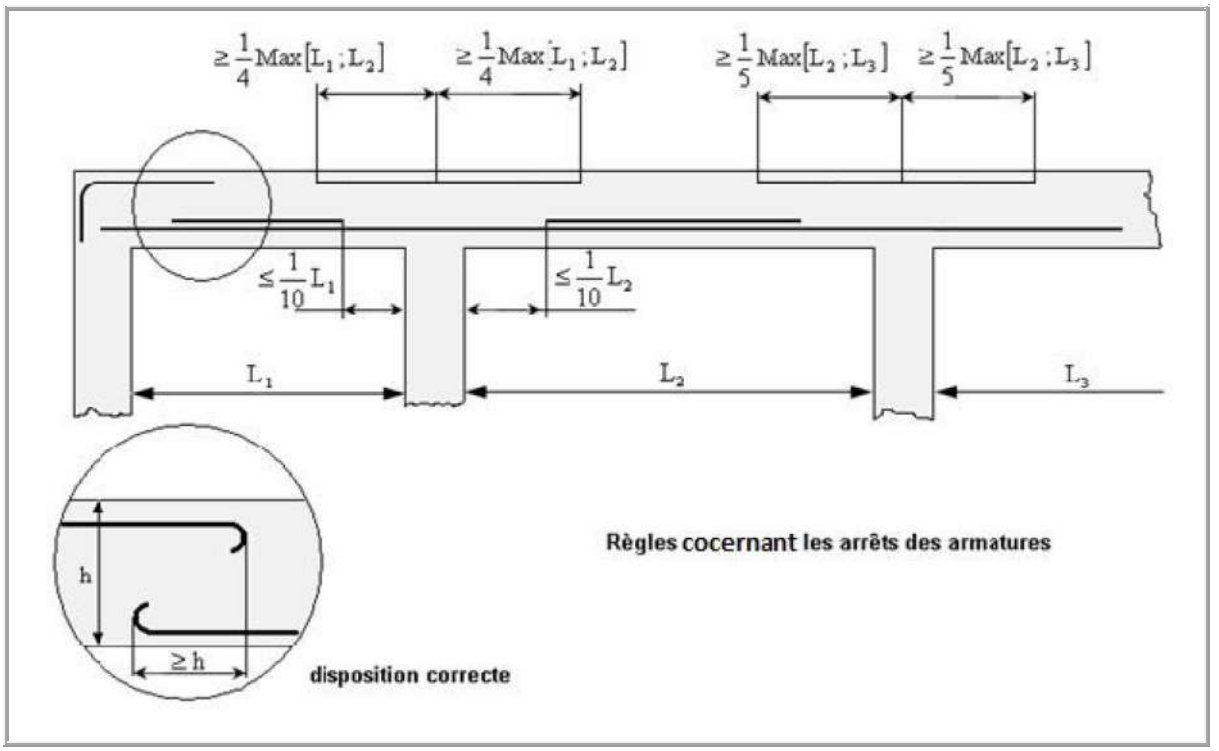


Figure 5.1. Disposition des armatures pour les poutres

This document was created using SOLID CONVERTER PDF To remove this message, purchase the product at www.SolidDocuments.com

V.2. Ferraillage des poutres

V.2.1. Introduction

Les poutres sont ferraillées en flexion simple à l'état limite ultime de résistance, sous l'effet des moments les plus défavorables.

On calcule les poutres en tenant compte des règlements en vigueur sous deux situations :

Tableau 5.1. Les données de calcul

situation durable		situation accidentelle	
Béton	Acier	Béton	Acier
γ_b =1,5	γ_s =1,15	γ_b = 1, 15	γ_s =1,00
σ_b = 25 MPa	FeE 400	σ_b =25 MPa	FeE 400
$\overline{\sigma_b}$ =14,16Mpa	σ_s=348 MPa	$\overline{\sigma_b}$ =18,50 MPa	σ_s=400 MPa

V.2.2. Recommandation du RPA99 version 2003

V.2.2.a. Armatures longitudinales selon RPA Art [7.5.2.1]

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux pour toute la poutre est de 0,5% en toute section.
- Le pourcentage maximum des aciers longitudinaux est de :
  - 4% en Zone courante.
  - 6% en Zone nodale.
- Les poutres supportant des faibles charges verticales sont sollicitées principalement par les forces latérales sismiques qui doivent avoir des armatures symétriques. Avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appui.
- La longueur minimale de recouvrement est de 50ϕ en Zone IIb.
- A Travée et appui ≥ Amin CBA et Amin RPA
- A Travée et appui ≤ Amax RPA

This document was created using SOLID CONVERTER PDF To remove this message, purchase the product at www.SolidDocuments.com

V.2.2.b. Armatures transversales selon RPA Art [7.5.2.2]

- La quantité d'armatures transversales est donnée par : At =0,003. St .b
  - b : largeur de la poutre.
  - St : espacement maximum entre les armatures transversales, il est donné comme suit :

$$\begin{cases} St \leq h/2 \text{ en} & \text{Zone courante} \\ St \leq \min(h/4 ; 12\phi_l) & \text{Zone nodale} \end{cases}$$

Les moments fléchissant ainsi que les sections d'aciers adoptées sont résumés dans les Tableaux suivants :

Tableau 5.2. Ferraillage longitudinal des poutres principales (30*40)

	Niveau	position	Mu (KN.m)	combinaison	A calcul (cm^2)	A choisies (cm^2)
rive	Terrasse	Travée	41,74	1.35G+1.5Q	3,27	**3HA14** =4,62
		Appui	-50,83	1.35G+1.5Q	4,01	**3HA14** =4,62
	Etages	Travée	44.07	1.35G+1.5Q	3.46	**3HA14** =4,62
		Appui	-72,13	1.35G+1.5Q	5,82	**3HA14+2HA12** =6,88
Intermédiaire	Terrasse	Travée	40,22	1.35G+1.5Q	3.88	**3HA14** =4,62
		Appui	-79,22	1.35G+1.5Q	6,43	**3HA14+2HA12** =6,88
	Etages	Travée	106,65	1.35G+1.5Q	8,92	**6HA14** =9,23
		Appui	-110,01	1.35G+1.5Q	9,23	**6HA14** =9,23

This document was created using SOLID CONVERTER PDF To remove this message, purchase the product at www.SolidDocuments.com

Tableau 5.3. Ferraillage longitudinal des poutres secondaires (25*30)

	Niveau	position	Mu (KN.m)	combinaison	A' (cm^2)	A calcul (cm^2)	A choisies (cm^2)
Intermédiaire	Terrasse	Appui	-36,65	G+Q+Ex	0	2,82	**3HA12**=3,39
	Etages	Appui	-51,61	G+Q+Ex	0	4,02	**4HA12** =4,52
Rive	Terrasse	Appui	48,76	G+Q-Ex	0	3,84	**4HA12** =4,52
	Etages	Appui	67,82	G+Q-Ex	0	5,44	**5HA12** =5,65

V.2.3.Vérification des contraintes à l'état limite de service par CBA93

- **Béton** : La contrainte admissible du béton est donnée par la formule :

σ_b = (Mser*y)/I

$\overline{\sigma_b}$ = 0,6 fc28 , $\overline{\sigma_b}$ = 15 MPa .

On doit vérifier que : $\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$

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

$\overline{\sigma_s}$ = min (⅔ f_e ; 110 $\sqrt{\eta \times f_{tj}}$)=202 MPa,

σ_s =Mser*15*(d-y)/I.

et on doit vérifier que $\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$

Donc :

Pour la fissuration peu nuisible : $\sigma_b \leq [\sigma_b]$=0.6.fc28=15MPa

Pour la fissuration préjudiciable: $\sigma_b \leq [\sigma_b]$=0.6.fc28=15MPa & $\sigma_s \leq [\sigma_s]$.

-Condition de non fragilité

$A_{min} = \frac{bxh}{1000} = 1.2\ cm^2$ => $A_s > A_{min}$

Donc : A> A_{min}

This document was created using SOLID CONVERTER PDF To remove this message, purchase the product at www.SolidDocuments.com

Tableau 5.4. Vérification des contraintes à l'ELS des poutres principales

	Niveau	position	M_{ser} (KN.m)	$A_{adopter}$ (cm^2)	σ_b (MPa)	σ_s (MPa)	$\sigma_b \leq [\sigma_b]$	$\sigma_s \leq [\sigma_s]$
rive	Terrasse	Travée	11,83	4,62	1,08	77,41	C.V	C.V
		Appui	-15,83	4,62	1,83	103,47	C.V	C.V
	Etages	Travée	30,07	4,62	0,9	196,55	C.V	C.V
		Appui	-36,33	6,88	1,95	160,51	C.V	C.V
Intermédiaire	Terrasse	Travée	29,37	4,62	3,4	191,97	C.V	C.V
		Appui	-40,81	6,88	2,2	180	C.V	C.V
	Etages	Travée	67,30	9,23	4,79	232	C.V	-
		Appui	-70,12	9,23	4,99	242,66	C.V	-

Tableau 5.5. Vérification des contraintes à l'ELS des poutres secondaires

	Niveau	position	M_{ser} (KN.m)	$A_{adopter}$ (cm^2)	σ_b (MPa)	σ_s (MPa)	$\sigma_b \leq [\sigma_b]$	$\sigma_s \leq [\sigma_s]$
Intermédiaire	Terrasse	Appui	-21,80	3,39	3,76	149,98	C.V	C.V
	Etages	Appui	-24,08	4,52	3,21	156,89	C.V	C.V
Rive	Terrasse	Appui	-12,31	4,52	1,75	94,54	C.V	C.V
	Etages	Appui	-16,80	5,65	2,24	109,46	C.V	C.V

This document was created using SOLID CONVERTER PDF To remove this message, purchase the product at www.SolidDocuments.com

V.2.4. Vérification des poutres selon les conditions RPA2003 version 2003 et CBA93

Il faut vérifier que :

• $A_{tendue} \geq A_{min}$ CBA

• $A_{Travée} \geq A_{min}$ RPA et $A_{Travée} \leq A_{max}$ RPA

• $A_{appui} \geq A_{min}$ RPA et $A_{appui} \leq A_{max}$ RPA

Tel que : A_{min} CBA = b.h /1000

A_{min} RPA =0.5 % b. h

Tableau 5.6. Vérification des poutres principales selon la condition CBA93

	Niveau	Position	$A_{adopté}$ (cm^2)	A_{min} CBA (cm^2)	Condition vérifiée
rive	Terrasse	Appui	4,62	1,2	OUI
		Travée	4,62		OUI
	Etages	Appui	4,62	1,2	OUI
		Travée	6,88		OUI
Intermédiaire	Terrasse	Appui	4,62	1,2	OUI
		Travée	6,88		OUI
	Etages	Appui	9,23	1,2	OUI
		Travée	9,23		OUI

This document was created using SOLID CONVERTER PDF To remove this message, purchase the product at www.SolidDocuments.com

Tableau 5.7. Vérification des poutres secondaires selon la condition CBA93

	Niveau	Position	A_{calcul} (cm^2)	A_{min}CBA (cm^2)	Condition vérifiée
Inter	Terrasse	Appui	3,39	0,75	OUI
	Etages	Appui	4,52	0,75	OUI
Rive	Terrasse	Appui	4,52	0,75	OUI
	Etages	Appui	5,65	0,75	OUI

Tableau 5.8. Vérification des poutres principales selon les conditions RPA99

	Niveau	Position	A_{total} (cm^2)	A_{min}RPA (cm^2)	A_{max}RPA (cm^2)	Condition vérifiée
rive	Terrasse	Travée	9,24	6	48	OUI
		Appui	9,25		72	OUI
	Etages	Travée	9,24	6	48	OUI
		Appui	11,5		72	OUI
Intermédiaire	Terrasse	Travée	9,24	6	48	OUI
		Appui	11,5		72	OUI
	Etages	Travée	13,85	6	48	OUI
		Appui	13,85		72	OUI

This document was created using SOLID CONVERTER PDF To remove this message, purchase the product at www.SolidDocuments.com

Tableau 5.9. Vérification des poutres secondaires selon les conditions RPA99

Niveau	Position	A_{total} (cm^2)	$A_{min}RPA$ (cm^2)	$A_{max}RPA$ (cm^2)	Condition vérifiée
Terrasse	Appui	5.65	3,75	30	OUI
	Appui	7.69		30	OUI
Etages	Appui	5.65	3,75	30	OUI
	Appui	10.05		30	OUI

V.2.5. Justification des poutres sous sollicitation des efforts tranchants

-Vérification de la contrainte de cisaillement du béton :

La fissuration est considérée comme préjudiciable

On à donc : $\overline{\tau}_u = \min\left[0.15\frac{f_{ci}}{\gamma_b}; 4MPa\right]$ avec: f_{c28} = 25 MPa

D'où $\overline{\tau}_u$ = 2.5 MPa (situation durable).

$\overline{\tau}_u$ = 3.26 MPa (Situation accidentelle).

Pour les fissurations peu nuisibles pour les poutres intermédiaires, on à :

$$\overline{\tau}_u = \min\left[0.2\frac{f_{ci}}{\gamma_b}; 5MPa\right], \text{ avec: } f_{c28} = 25 \text{ MPa}$$

$\overline{\tau}_u$ = 3.3 MPa (Situation durable).

$\overline{\tau}_u$ = 4.34 MPa (Situation accidentelle).

La contrainte de cisaillement du béton est donnée par :

This document was created using SOLID CONVERTER PDF To remove this message, purchase the product at www.SolidDocuments.com

$\tau_u = \frac{T_u}{b_0.d}$ Avec ; T_u: effort tranchant

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau 5.10. Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres principales

	Niveaux	V_u (kN)	Combinaison	τ_u (Mpa)	$\overline{\tau_u}$ (Mpa)	$\tau_u \leq \overline{\tau_u}$
Inter	Terrasse	96,15	1,35G+1,5Q	0.25	3.3	OUI
	Etages	115,57	1,35G+1,5Q	0.30	3.3	OUI
Rive	Terrasse	127,15	1,35G+1,5Q	0.33	2.5	OUI
	Etages	263,14	1,35G+1,5Q	0.69	2.5	OUI

Tableau 5.11. Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres secondaires

	Niveaux	V_u (kN)	combinaison	τ_u (Mpa)	$\overline{\tau_u}$ (Mpa)	$\tau_u \leq \overline{\tau_u}$
Inter	Terrasse	24,47	G+Q+Ex	0,09	4,34	OUI
	Etages	37,32	G+Q+Ex	0,13	4,34	OUI
Rive	Terrasse	27,35	G+Q-Ex	0,1	4,34	OUI
	Etages	42,24	G+Q-Ex	0,15	4,34	OUI

This document was created using SOLID CONVERTER PDF To remove this message, purchase the product at www.SolidDocuments.com

V.2.6. Calcul des armatures transversales

L'acier choisi est de type rond lisse de nuance FeE235.

L'espacement entre les armatures d'âme successives doit être le plus faible des valeurs suivantes :

RPA 99 version 2003 (Art 7.5.2.2) :

$$\begin{cases} \dfrac{A_t}{S_t} \geq 0.003 \times b \\ S \leq Min\left(\dfrac{h}{4}, 12\varphi\right) & \text{(Zone nodale)} \\ S' \leq \dfrac{h}{2} & \text{(Zone courante)} \end{cases}$$

D'après **CBA 93** :

$$\begin{cases} \dfrac{A_t}{b_0.S_t} \geq \dfrac{\gamma.(\tau_u.0.3.f_{tj}.K)}{0.9.f_e(\cos\alpha + \sin\alpha)} \\ S_t \leq Min\,(0.9d\,;\quad 40\,cm) \\ \dfrac{A_t.f_e}{b.S_t} \geq 0.4MPa \end{cases}$$

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 5.12. Calcul des armatures transversales ainsi que leurs espacements.

		CBA 93		RPA 99			S_t adopté (cm)		
Section	τu (MPa)	St_{cal} (cm)	A_t (mm²)	S (ZN)	S' (ZC)	At (cm²)	S (ZN) (cm)	S'(ZC) (cm)	A_t choisie (cm^2)
30x40 PP	0.69	35	1,78	10	20	1.8	10	20	**2.01=4T8**
25x30 PS	0,15	25	1.06	7.5	15	1.12	8	15	**2.01=4T8**

This document was created using SOLID CONVERTER PDF To remove this message, purchase the product at www.SolidDocuments.com

V.2.7. Vérification de la flèche « CBA : B.6.5.1 »

Il n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche si les poutres considérées répondent aux conditions suivantes :

1. $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$
2. $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{10}\frac{M_t}{M_0}$
3. $\frac{A}{b_0 d} \leq \frac{4.2}{f_e}$

Avec : $Mt = K*M_0$

K : est un coefficient réducteur ($0.75 \leq K \leq 0.85$), on prend K = 0.75.

Tableau 5.13. Vérification de la flèche des poutres.

	1ere condition			2eme condition			3eme condition		
	$\frac{h}{L}$	$\frac{1}{16}$	$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$	$\frac{h}{L}$	$\frac{Mt}{10Mo}$	$\frac{h}{L} \geq \frac{Mt}{10Mo}$	$\rho = \frac{A}{bd}$	$\frac{4.2}{fe}$	$\rho \leq \frac{4.2}{fe}$
PP	0.090	0,06	C.V	0.090	0,08	C.V	0,008	0,010	C.V
PS	0.084	0,06	C.V	0.084	0,08	C.V	0,006	0,010	C.V

Toutes les conditions sont vérifiées donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

This document was created using SOLID CONVERTER PDF To remove this message, purchase the product at www.SolidDocuments.com

Schémas des armatures des poutres

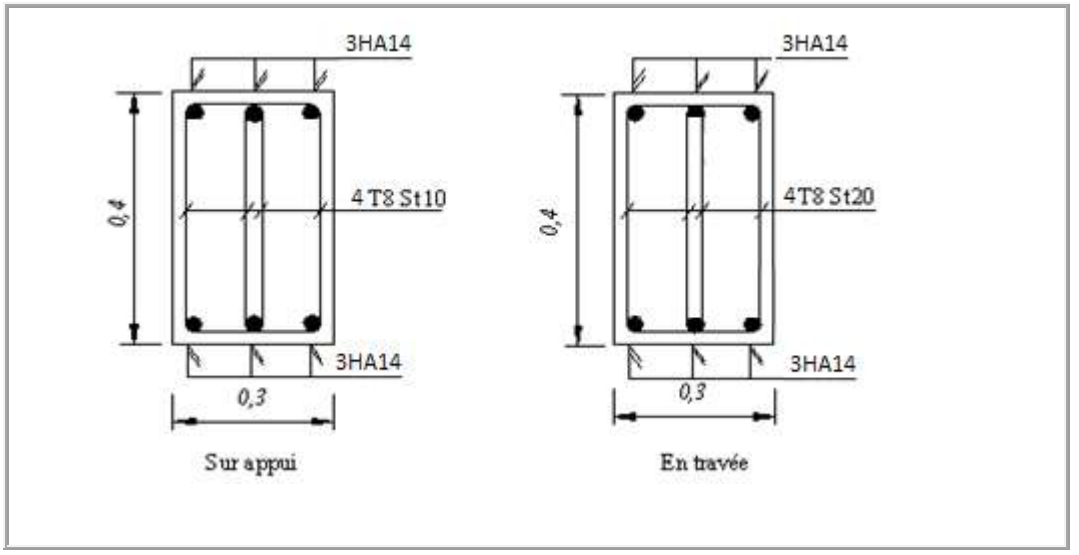


Figure 5.2. Disposition des armatures des poutres principales rives de la Terrasse

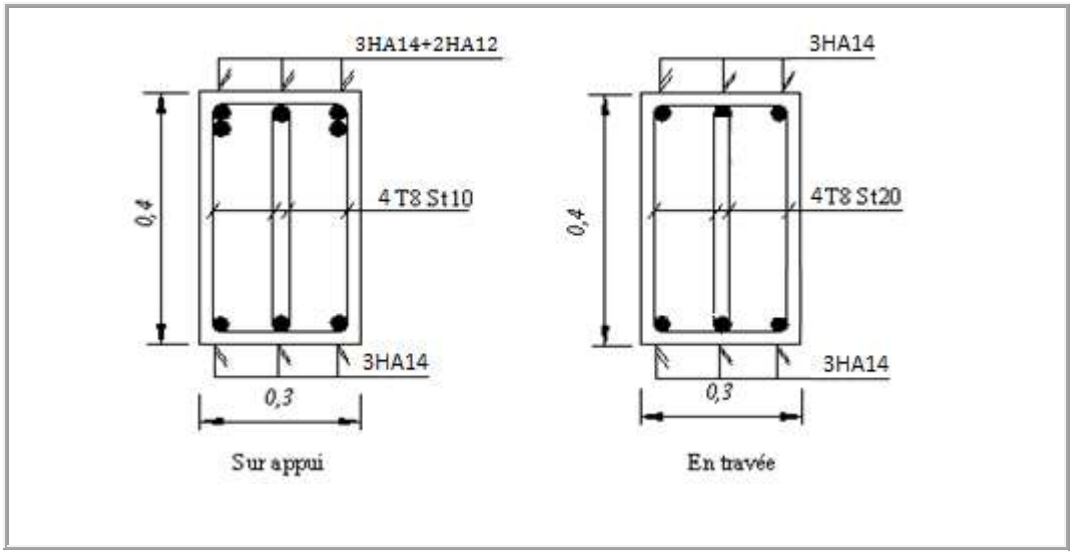


Figure 5.3. Disposition des armatures des poutres principales intermédiaires de la

This document was created using SOLID CONVERTER PDF
To remove this message, purchase the product at www.SolidDocuments.com

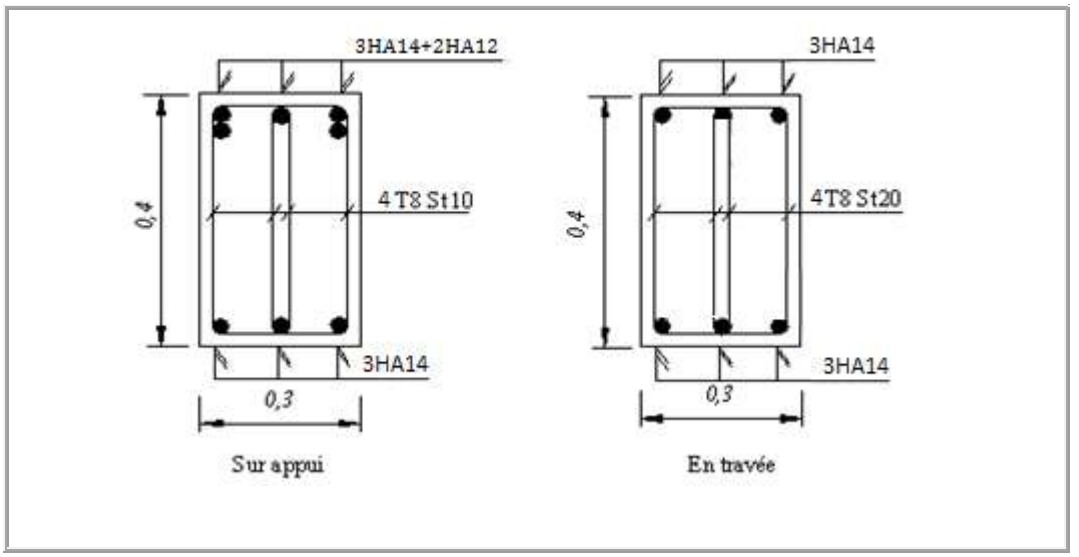


Figure 5.4. Disposition des armatures des poutres principales rives des étages

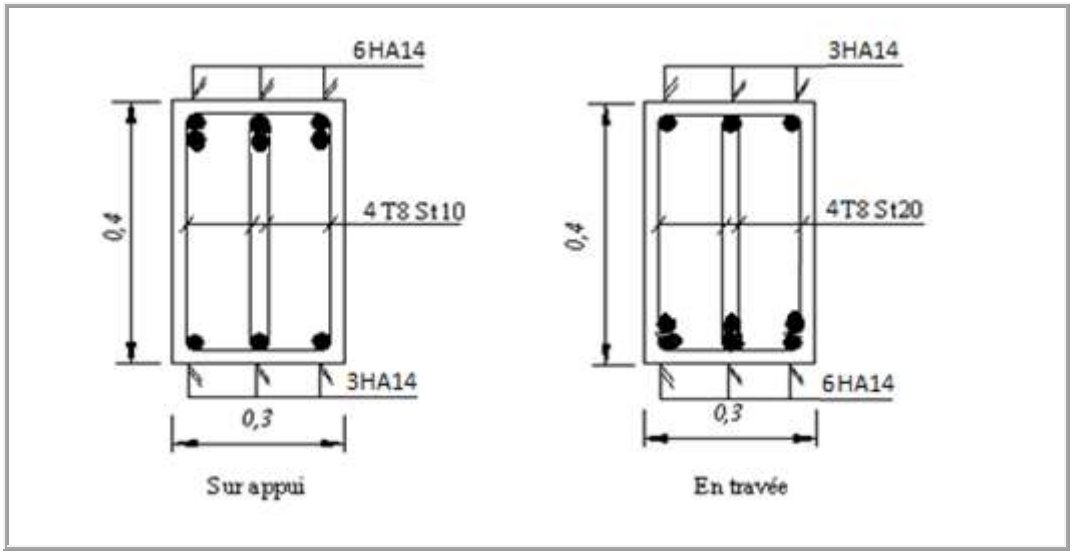


Figure 5.5. Disposition des armatures des poutres principales intermédiaires des étages

This document was created using SOLID CONVERTER PDF
To remove this message, purchase the product at www.SolidDocuments.com

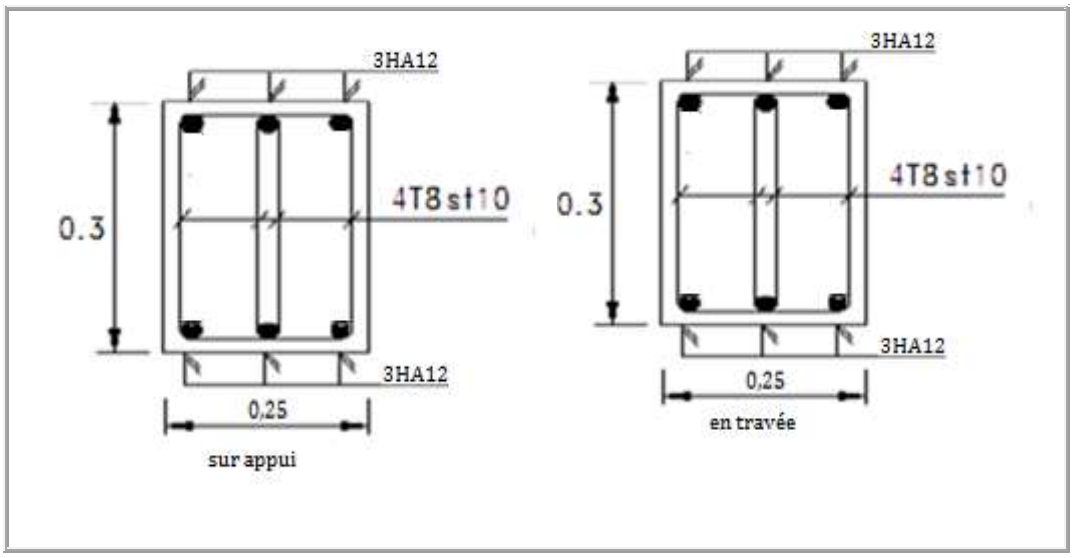


Figure 5.6. Disposition des armatures des poutres secondaires rives de la Terrasse

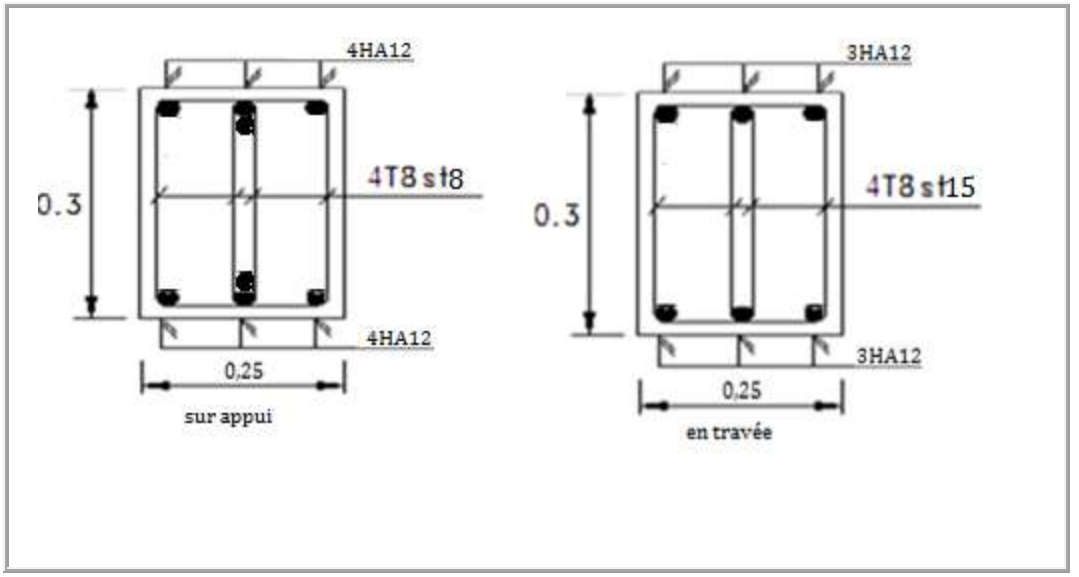


Figure 5.7. Disposition des armatures des poutres secondaires intermédiaires de la Terrasse

This document was created using SOLID CONVERTER PDF
To remove this message, purchase the product at www.SolidDocuments.com

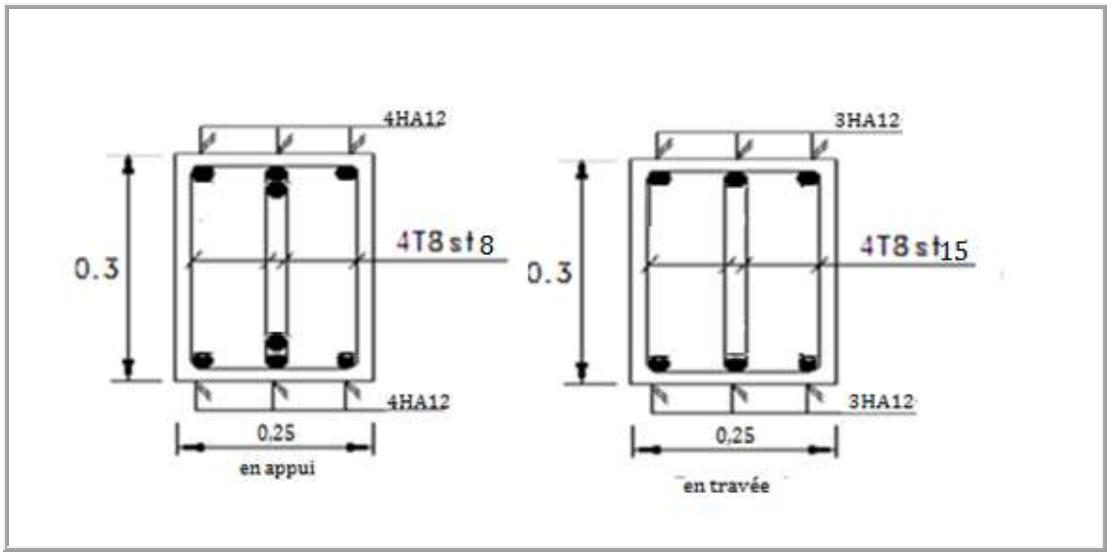


Figure 5.8. Disposition des armatures des poutres secondaires rives des étages

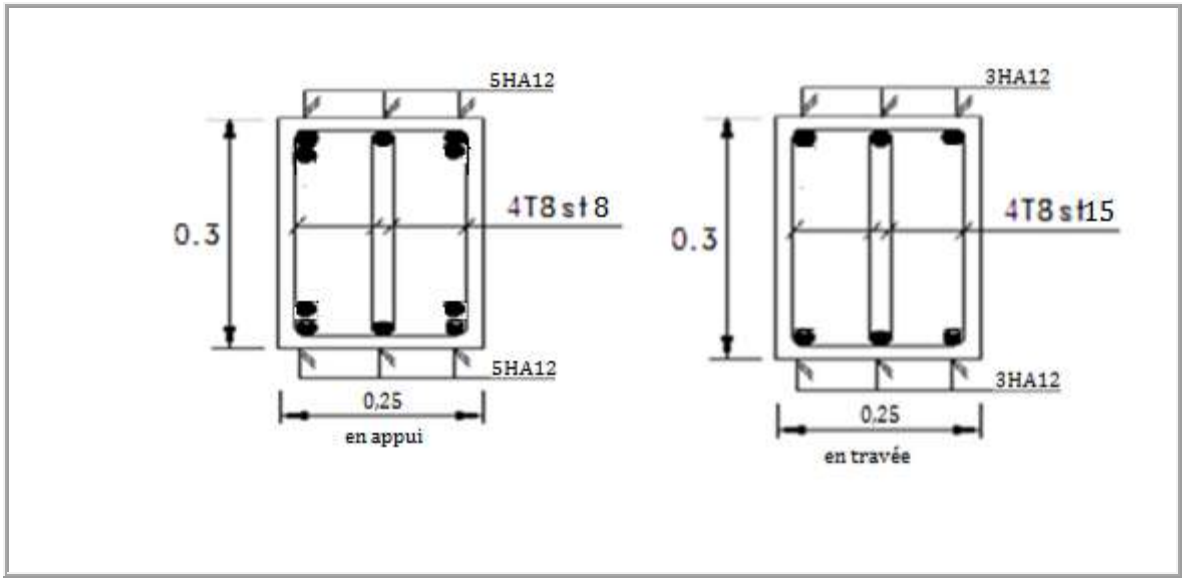


Figure 5.9. Disposition des armatures des poutres secondaires intermédiaires des étages

This document was created using SOLID CONVERTER PDF
To remove this message, purchase the product at www.SolidDocuments.com

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.

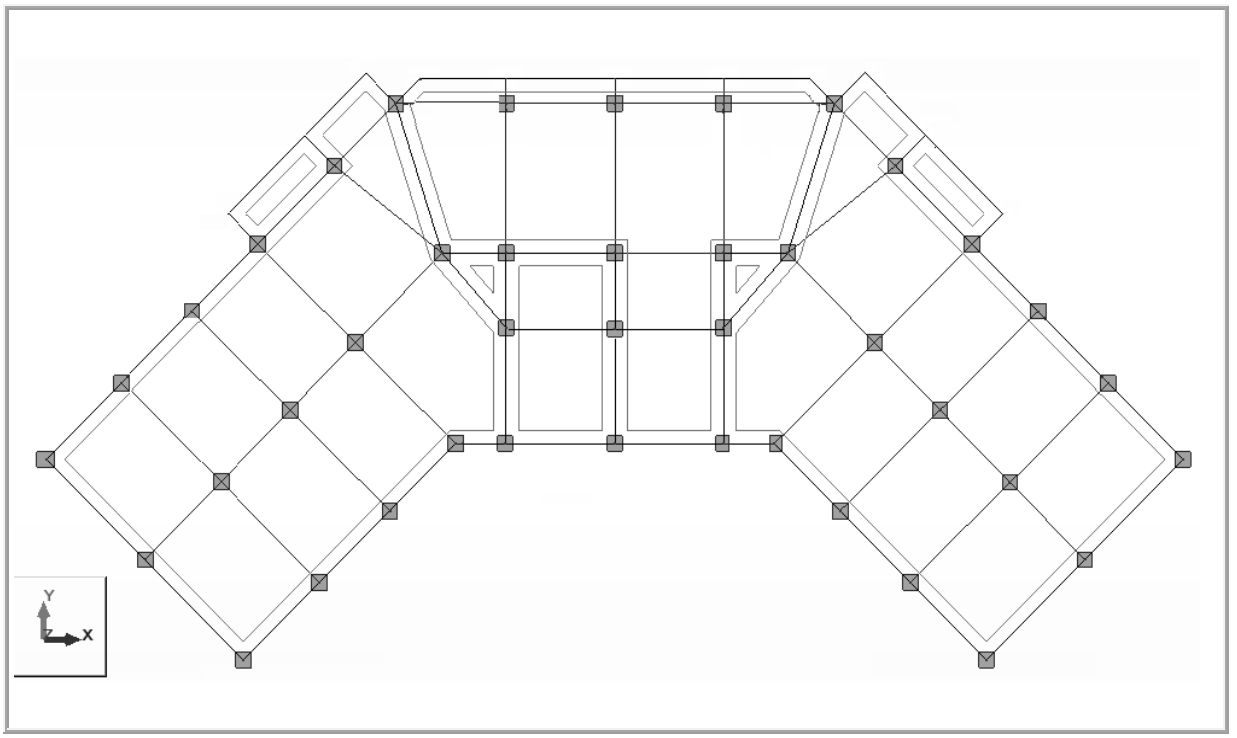


Figure 5.10. Disposition des poteaux

V.3.3 V.3.1.Détermination des armatures longitudinales

V.3.1.1. Recommandations des règlements

❖ **Selon le CBA**

$$A_t = \min \begin{cases} 4\ cm^2\ pour\ par\ mètre\ \text{de longueur de parement} \\ 0.1\% \le \dfrac{A_t}{B} \le 5\% \quad B : \text{section de béton comprimé} \end{cases}$$

En plus la Condition de non fragilité :

$$A_{min} = \frac{B}{1000}$$

This document was created using SOLID CONVERTER PDF To remove this message, purchase the product at www.SolidDocuments.com

❖ **Selon le RPA 99 version 2003 [Art 7.4.2.1]**

La Zone nodale est bornée par la face supérieur du plancher et h'.

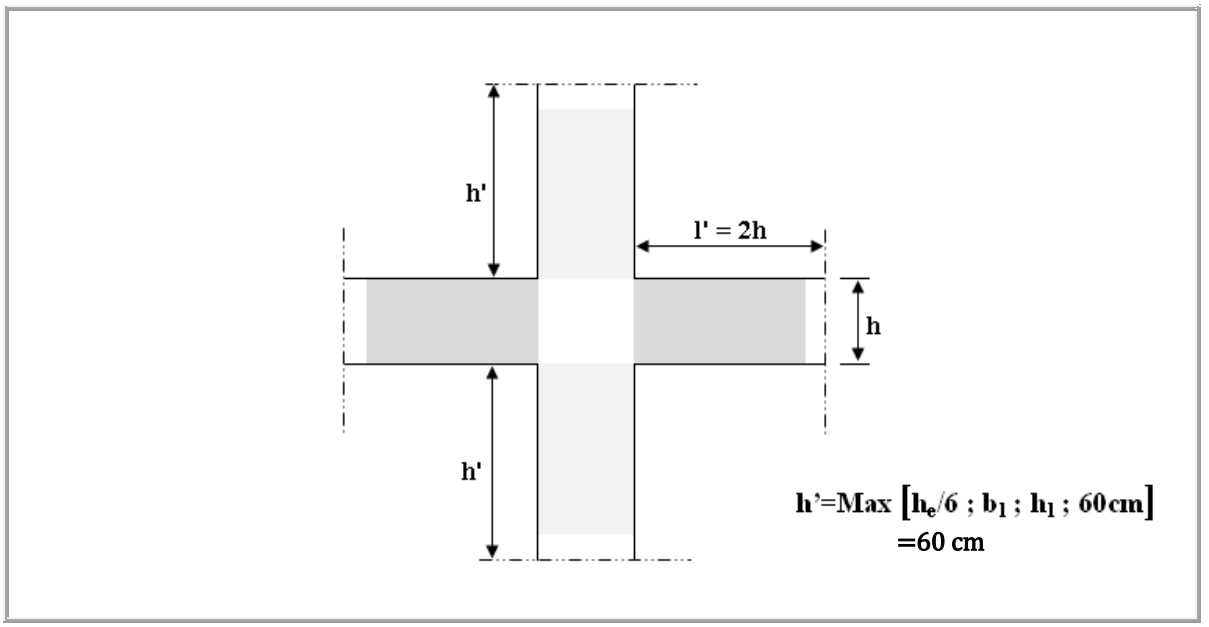


Figure 5.11. Définition de la zone nodale dans les poteaux

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.
- Leur pourcentage est limité en zone IIb par:

$$0{,}9\% \leq \frac{A_\ell}{b.h} \leq 4\% \quad : \text{En zone courante}$$

$$0{,}9\% \leq \frac{A_\ell}{b.h} \leq 6\% \quad : \text{En zone de recouvrement}$$

- Le diamètre minimum est de **12 mm.**
- La longueur minimale des recouvrements est de : 50 Φ en zone IIb
- La distance maximale entre deux barres voisines sur une même face ne doit pas dépasser : 20cm en zone IIb.
- pour la zone nodale dans les poteaux, les longueurs à prendre en compte pour chaque barre sont données dans la figure ci-dessous.
  - he : la hauteur d'étage.

This document was created using SOLID CONVERTER PDF To remove this message, purchase the product at www.SolidDocuments.com

V.3.1.2. Sollicitations extrêmes de ferraillage

Pour équilibrer l'effort normal et le moment de flexion, nous pouvons avoir les trois cas extrêmes suivant :

1er cas : Influence de l'effort normal

Le calcul en flexion composé ce fera avec N_{max} et son M_{corres}.

Dans ce cas le poteau est soumis à une grande compression malgré la présence du moment.

L'effort normal maximum est généralement trouvé à partir de la combinaison 1.35G+1.5Q.

2eme cas : Influence du moment

Le calcul en flexion composé ce fera en prenant M_{max} et son N_{corres}.

Le moment maximum M_{max} généralement trouvé avec la combinaison 0,8G ± E ou G +Q ± E , le poteau est soumis à une grande flexion malgré la présence de l'effort normal.

L'effort normal correspondant doit être pris pour le même poteau du moment max et avec la même combinaison.

3eme cas : Effort normal minimum

Le calcul en flexion composé ce fera pour N_{min} et son M_{corres}.

L'effort normal minimum peut être trouvé généralement dans les étages supérieurs et avec la combinaison 0,8G ± E. Le moment correspondant à cet effort n'est pas forcement le moment maximum, mais peut provoquer une grande flexion.

V.3.1.3. Etat limite de stabilité de forme par CBA93 Art(A.4.3.5)

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 due aux actions de déformation telle que le retrait et le fluage, elle tient compte le problème de flambement.

$$e_2 = \frac{3 L^2 f (2+\alpha.\phi)}{10000.h}$$

This document was created using SOLID CONVERTER PDF To remove this message, purchase the product at www.SolidDocuments.com

Avec:

- $\phi = \frac{\text{Déformation finale due au fluage}}{\text{Déformation instantanée du béton}} = 2$: généralement pour le béton
- $\alpha = \frac{\text{Moment permanent}}{\text{Moment total}} = \frac{Mu\text{G}}{Mu}$
- $Mu\text{G}$: moment permanant de la barre correspond à la sollicitation considérée.
- Lf : longueur de flambement.
- h: hauteur totale de la section dans la direction de flambement.
- l : longueur de la pièce

- e_a : Excentricité additionnelle, due aux imperfections géométriques, avec ℓ_0 sa longueur libre.

$$e_a = \text{Max}[\ \frac{l_0(\text{cm})}{250}\ ,\ 2\ \text{cm}]$$

V.3.1.4. Détermination des armatures a l'ELU de résistance

- Situation durable:
  - Béton: $\gamma_b = 1.5$; $f_{c28} = 25$ MPa ; $\sigma_{bc} = 14.2$ MPa.
  - Acier: $\gamma_s = 1.15$; FeE 400 ; $\sigma_s = 348$ MPa.
- Situation accidentelle:
  - Béton: $\gamma_b = 1.15$; $f_{c28} = 25$ MPa ; $\sigma_{bc} = 18.5$ MPa.
  - Acier: $\gamma_s = 1$; FeE 400 ; $\sigma_s = 400$ MPa.

Avec :$d \cong 0.9h$ et $c = c' = h - d$

This document was created using SOLID CONVERTER PDF To remove this message, purchase the product at www.SolidDocuments.com

Tableau 5.14. Calcul des ferraillages des poteaux à l'ELU

	Cas	N (KN)	M (KN.m)	comb	section	$A_{calculé}$	A choisie
Rive 35*35	$N_{max} \rightarrow M_{corr}$	198.42	5.39	1,35G+1,5Q	S.E.C	0	**3HA12= 3.39**
	$M_{max} \rightarrow N_{corr}$	139.41	60.04	G+Q+EdX	S.P.C	3.18	
	$N_{mim} \rightarrow M_{corr}$	-15.3	28.51	0,8G+EdY	S.P.T	2.44	
inter 35*35	$N_{max} \rightarrow M_{corr}$	581.02	2.28	1,35G+1,5Q	S.E.C	0	**3HA12= 3.39**
	$M_{max} \rightarrow N_{corr}$	410.98	62.35	G+Q+EdX	S.P.C	0.37	
	$N_{mim} \rightarrow M_{corr}$	65.45	27.93	0,8G+EdY	S.P.C	1.35	
Rive 40*40	$N_{max} \rightarrow M_{corr}$	973.32	2.81	1,35G+1,5Q	S.E.C	0	**3HA12= 3.39**
	$M_{max} \rightarrow N_{corr}$	691.95	111.23	G+Q+EdX	S.P.C	0.56	
	$N_{mim} \rightarrow M_{corr}$	132.36	43.95	0,8G+EdY	S.P.C	1.44	
inter 40*40	$N_{max} \rightarrow M_{corr}$	1366.5	2.29	1,35G+1,5Q	S.E.C	0	**3HA12= 3.39**
	$M_{max} \rightarrow N_{corr}$	850.75	135.79	G+Q+EdX	S.P.C	1.59	
	$N_{mim} \rightarrow M_{corr}$	161.27	39.69	0,8G+EdY	S.P.C	0.66	
Rive 45*45	$N_{max} \rightarrow M_{corr}$	1016.72	1.80	1,35G+1,5Q	S.E.C	0	**3HA14= 4.62**
	$M_{max} \rightarrow N_{corr}$	922.81	194.08	G+Q+EdX	S.P.C	3.23	
	$N_{mim} \rightarrow M_{corr}$	157.67	48.77	0,8G+EdY	S.P.C	0.92	
inter 45*45	$N_{max} \rightarrow M_{corr}$	2191.5	0.40	1,35G+1,5Q	S.E.C	0	**3HA14= 4.62**
	$M_{max} \rightarrow N_{corr}$	1534.3	157.97	G+Q+EdX	S.E.C	0	
	$N_{mim} \rightarrow M_{corr}$	-153.42	38.26	0,8G+EdY	S.P.T	4.28	

This document was created using SOLID CONVERTER PDF To remove this message, purchase the product at www.SolidDocuments.com

Tableau 5.15. Ferraillages longitudinaux des poteaux

	Section	A (cm^2)	A_{total} (cm^2)	Amin CBA (cm^2)	Amin RPA (cm^2)	$A_{x,y}$ Finale (cm^2)
Rive	35×35	**3HA12** =3.39	**8HA12**=9.05	1.225	11.025	**8HA14=**12.31
	40×40	**3HA12** =3.39	**8HA12**=9.05	1.60	14.4	**8HA16=**16.08
	45×45	**3HA14** =4.62	**8HA14**=12.23	2.025	18.225	**4HA16+4HA20=**20.61
inter mediaaire	35×35	**3HA12** =3.39	**8HA12**=9.05	1.225	11.025	**8HA14=**12.31
	40×40	**3HA12** =3.39	**8HA12**=9.05	1.60	14.4	**8HA16=**16.08
	45×45	**3HA14** =4.62	**8HA14**=12.23	2.025	18.225	**4HA16+4HA20=**20.61

V.3.1.5. 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 :

$$\sigma_b = \frac{N_{ser}}{B_0} + \frac{M'_G . v_1}{I'_G}$$

$$\sigma_s = 15.\left[\frac{N_{ser}}{B_0} + \frac{M'_G.(v_1 - c')}{I'_G}\right]$$

- Section partiellement comprimée :

$$\sigma_b = k.y_1$$

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

Il faut vérifier :

Pour la fissuration peu nuisible ： σb ≤ [σb]=0.6.fc28=15MPa

Pour la fissuration préjudiciable: σb ≤ [σb]=0.6.fc28=

et σs ≤ [σs]= min (⅔ f_e ; 110 $\sqrt{\eta \times f_{tj}}$)=202 MPa

This document was created using SOLID CONVERTER PDF To remove this message, purchase the product at www.SolidDocuments.com

Les résultats de vérification seront représentés dans le tableau suivant :

Tableau 5.16. Vérification des armatures à ELS des poteaux

	Section	N_{ser} (kN.m)	M_{ser} (kN)	A (cm^2)	Fissu	σb (MPa)	σs (MPa)	$\sigma_b \leq [\sigma_b]$	$\sigma_s \leq [\sigma_s]$
Rive	35X35	145.33	4.57	12.31	préj	1.58	22.57	C.V	C.V
	40X40	708.49	4.99	16.08	préj	4.35	64.55	C.V	C.V
	45X45	1429.24	3.63	20.61	préj	6.57	98.26	C.V	C.V
intermediaire	35X35	423.66	3.64	12.31	peu	3.51	-	C.V	-
	40X40	994.06	3.91	16.08	peu	5.87	-	C.V	-
	45X45	1593.17	0.69	20.61	peu	7.15	-	C.V	-

V.3.4 Détermination des armatures transversales

V.3.2.1. Calcul de la contrainte de cisaillement τu par CBA93.

La contrainte tangentielle τ_u dans les poteaux est conventionnellement prise égale à :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 d}$$

Avec :

- Vu : la valeur de l'effort tranchant, vis-à-vis de l'état limite ultime (Tu).
- b_0 : la largeur de poteau.
- d : la hauteur utile (d = h - c).

V.3.2.2. 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:

This document was created using SOLID CONVERTER PDF To remove this message, purchase the product at www.SolidDocuments.com

$$\overline{\tau_u} = Min\left[0{,}2\frac{f_{c28}}{\gamma_b};5\,MPa\right] = \begin{cases}\overline{\tau_u} = 3{,}34\,MPa \rightarrow \text{situation durable}\\ \overline{\tau_u} = 4{,}34\,MPa \rightarrow \text{situation accidentale}\end{cases}$$

Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable :

$$\overline{\tau_u} = Min\left[0{,}15\frac{f_{c28}}{\gamma_b};4\,MPa\right] = \begin{cases}\overline{\tau_u} = 2{,}50\,MPa \rightarrow \text{situation durable}\\ \overline{\tau_u} = 3{,}26\,MPa \rightarrow \text{situation accidentale}\end{cases}$$

- **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 :

$$\left.\begin{array}{l}\lambda = \dfrac{\ell_f}{i}\\ i = \sqrt{\dfrac{I}{B}}\end{array}\right\}$$ Pour une section carrée de coté ''a'' l'élancement a pour valeur :

$$\lambda = \frac{\ell_f}{a}\sqrt{12} \approx 3{,}46\frac{\ell_f}{a}$$

V.3.2.3. Vérification des contraintes tangentielles

Tableau 5.17. Vérifications des contraintes de cisaillement dans les poteaux

Section	Comb	V_u (kN)	τ_u (MPa)	λ	ρ_d	$[\tau_u]$RPA (MPa)	$[\tau_u]$CBA (MPa)	$\tau_u \leq [\tau_u]$
35x35	G+Q+Ex	69.81	0.613	21.20	0.075	1.875	4.34	C.V
40x40	G+Q+Ex	91.89	0.612	18.55	0.075	1.875	4.34	C.V
45x45	G+Q+Ex	95.28	0.498	16.48	0.075	1.875	4.34	C.V

This document was created using SOLID CONVERTER PDF To remove this message, purchase the product at www.SolidDocuments.com

V.3.2.4. Calcul des armatures transversales

- **Selon le CBA93 : [Art A.5.1.2.3]**

- Les armatures transversales doivent entourer les barres longitudinales, leur $Ø_t$ est donné par la relation : $\phi_t \leq \text{Min}\left|\frac{h}{35}, \frac{b}{10}, \phi_\ell\right|$

  - Φ_ℓ : étant le plus petit diamètre des armatures longitudinales.

- Connaissant ϕ_t on peut calculer $\mathbf{A_t=n_t.a_t}$: avec n_t est le nombre des barres transversales $a_t=\pi.\phi_t^2/4$
- Leur espacement doit satisfaire l'inégalité suivante :

$$S_t \leq \frac{0.9 * A_t * \frac{f_{et}}{\gamma_s}}{b_0(\tau_u - 0.3 * f_{t28} * K)}$$

Dans le cas de la flexion composée $K = 1 + 3.\frac{N_u}{B.f_{c28}}$

- $S_t \leq$ Min [0.9d, 40cm] et : $\frac{A_t * f_{et}}{b_0 * S_t} \geq 0.4$ MPa

- **Selon le RPA99 version 2003 : [Art 7.4.2.2]**

$$St = \frac{h\,.\,fe\,.\,At}{\rho.Vu}$$

Avec:

- $A_t = n_t.a_t$
- ρ : est un coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant en prenant λ_g l'élancement géométrique du poteau
- $\lambda_g = \ell_f/a$

$$\begin{cases} \rho = 2.5 \text{ si } \lambda_g \geq 5 \\ \rho = 3.75 \text{ dans les cas contraires} \end{cases}$$

- Le RPA99 version 2003 fixe les espacements maximaux comme suit :
  - Dans la zone nodale: $S_t \leq 10$cm en zone IIb.
  - Dans la zone courante: $S_t \leq$ Min (b/2, h/2, 10ϕ_l) en zone IIb.
- La quantité d'armatures transversales minimale $A_t/(S_t*b)$ en % est donnée comme suit :

This document was created using SOLID CONVERTER PDF To remove this message, purchase the product at www.SolidDocuments.com

$$\begin{cases} 0.3\% & \text{si } \lambda_g \geq 5. \\ 0.8\% & \text{si } \lambda_g \leq 3. \end{cases}$$

- Les cadres et les étriers doivent êtres fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de 10ϕt minimum

Tableau 5.18. Les armatures transversales et leurs espacements

Section	V_u (kN)	A_t (mm²)	λ_g	ρ	St_{cal} (cm)	Zone	St_{RPA}	St_{CBA}	St_{finale}	Choix
35x35	69.81	2,01	6.12	2.5	46.82	cour	14	29.25	10 cm	**4HA8**
						nod	10	29.35	5 cm	**4 HA 8**
40x40	91.89	2,01	5.35	2.5	27.83	cour	16	33.75	10cm	**4 HA 8**
						nod	10	33.75	5 cm	**4 HA 8**
45x45	95.28	2,01	4.76	3.75	18.86	cour	16	38.25	10cm	**4 HA 8**
						nod	10	38.25	5 cm	**4 HA 8**

V.3.2.4. Vérification de la quantité d'armatures transversales minimale (At/St.b)

Tableau 5.19. Vérification de la quantité d'armatures transversales

Section	Zone		
35x35	courante	0.89	C.V
	nodale	1.79	C.V
40x40	courante	0.785	C.V
	nodale	1.57	C.V
45x45	courante	0.69	C.V
	nodale	1.39	C.V

This document was created using SOLID CONVERTER PDF To remove this message, purchase the product at www.SolidDocuments.com

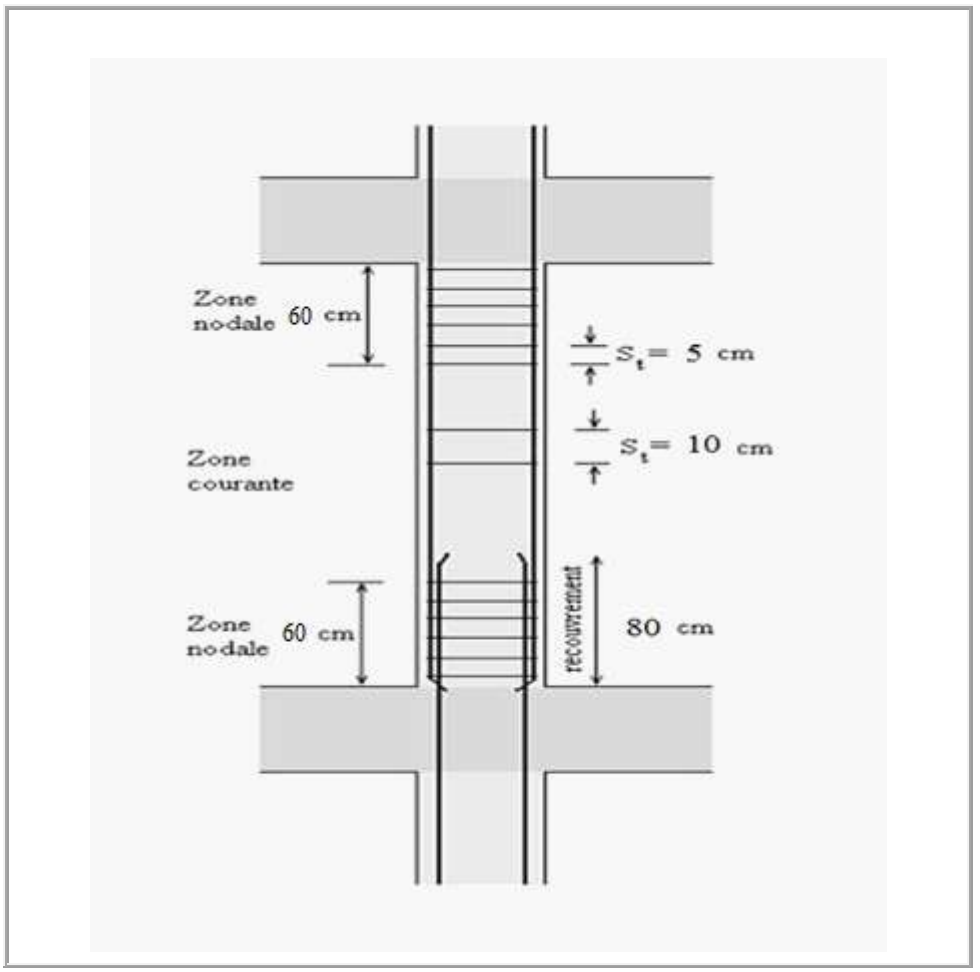


Figure 5.12. Disposition des armatures pour les poteaux

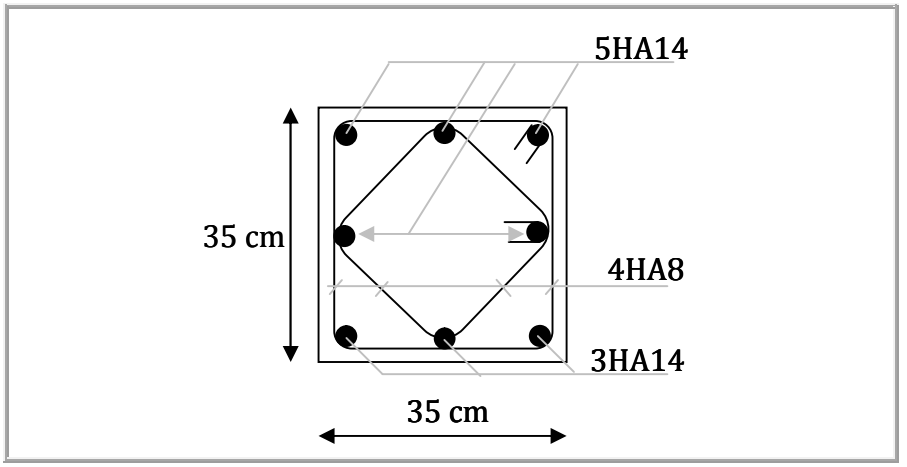


Figure 5.13. Ferraillage des poteaux de rive et intermédiaire des étages 4, 5,6

This document was created using SOLID CONVERTER PDF
To remove this message, purchase the product at www.SolidDocuments.com

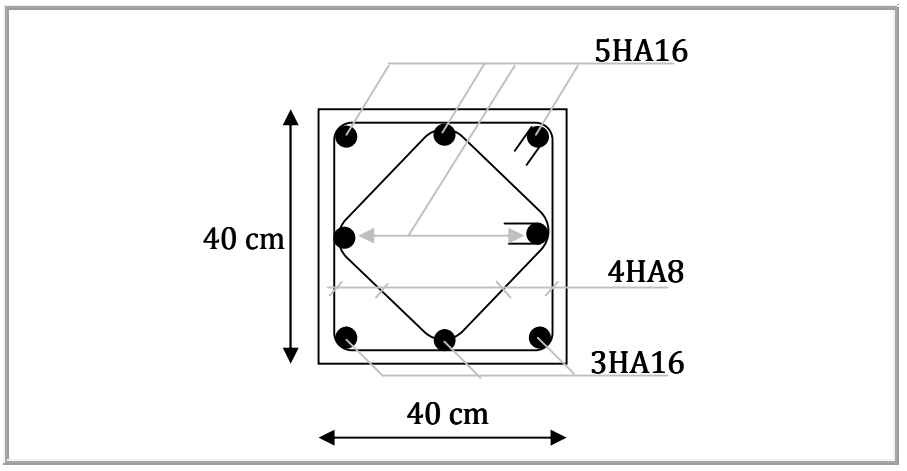


Figure 5.14. Ferraillage des poteaux de rive et intermédiaire des étages 2,3

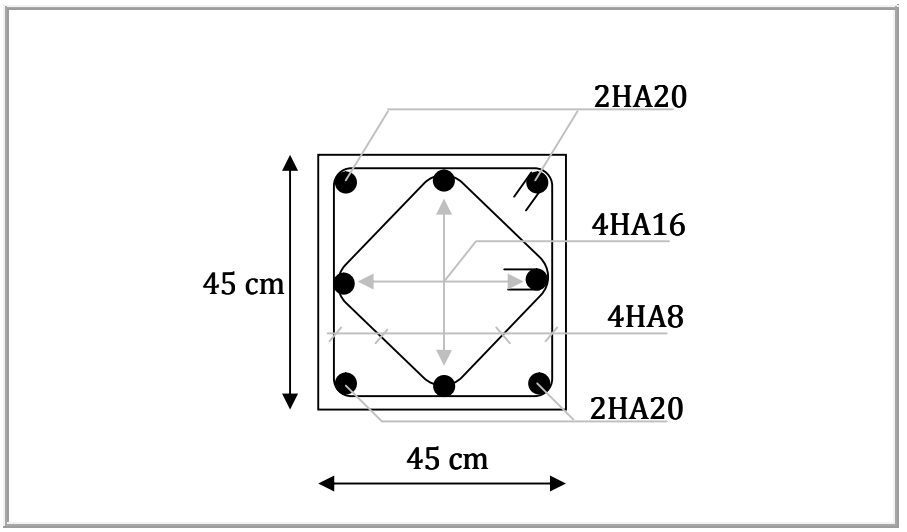


Figure 5.15. Ferraillage des poteaux de rive et intermédiaire du 1er étage et RDC

This document was created using SOLID CONVERTER PDF
To remove this message, purchase the product at www.SolidDocuments.com

V.4. Ferraillage des voiles

V.4.1. Introduction

On distingue deux types de voiles dans notre structure, des voiles pleins et des voiles avec ouvertures.

Ces voiles ont pour rôle de reprendre les efforts dus au séisme.

Le ferraillage des voiles est déterminé selon la combinaison des charges la plus défavorable.

V.4.2. Les voiles pleins

Le ferraillage des voiles sera calculé à partir des combinaisons des sollicitations dues aux charges verticales " G " et " Q " et horizontales " E ", les forces verticales provoquent les efforts normaux, tandis que les forces horizontales provoquent des efforts normaux, des efforts tranchants ainsi que des moments fléchissants.

V.4.3. Voiles avec files d'ouvertures

Les voiles avec files d'ouverture sont des voiles où il y'a présence d'ouvertures (petites ou grandes ouvertures)

Ils sont composés de deux éléments: les linteaux et les trumeaux.

V.4.3.A. Les trumeaux

Les trumeaux seront sollicités comme des refends pleins en flexion composée.

Afin de reprendre tous les efforts appliques sur les voiles, on doit avoir trois types d'armatures:

- Armatures verticales.
- Armatures horizontales.
- Armatures transversales (épingles).

Le calcul sera mené à l'état limite ultime.

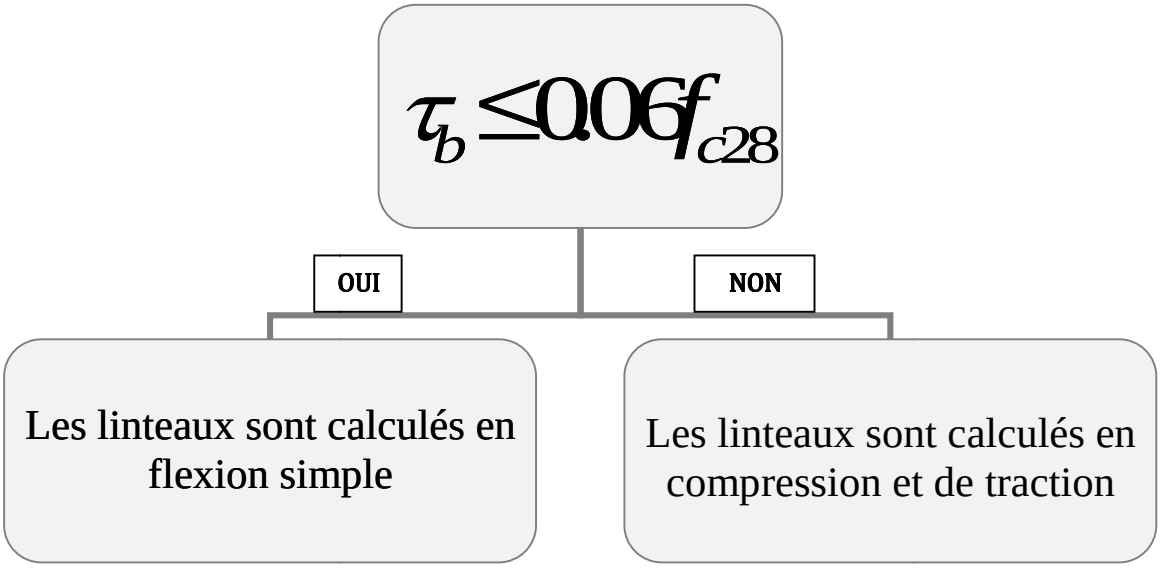
V.4.3.B. Les linteaux

C'est la partie au-dessus de l'ouverture, ils sont calcules en flexion simple (avec les efforts M, V), on devra disposer:

- Des aciers longitudinaux de flexion " Al ".
- Des aciers transversaux " At ".
- Des aciers en partie courante (aciers de peau) " A_c"

This document was created using SOLID CONVERTER PDF To remove this message, purchase the product at www.SolidDocuments.com

B .1. Ferraillage des linteaux: selon RPA99 version 2003 [Art 7.7.3]



B.1.1. Premier cas: $\tau_b \leq 0.06 f_{c28}$

- **Aciers longitudinaux**

Les aciers longitudinaux inférieurs et supérieurs sont calculés par la formule :

$$A_l \geq \frac{M}{Z.f_e}$$

Ave Z = h-2d' ou h est la hauteur totale du linteau.

d' : la distance d'enrobage

M : moment du à l'effort tranchant ($V=1.4V_{u\ calcul}$)

- **Aciers transversaux**

✓ ***Premier sous cas :*** linteaux longs ($\lambda = \frac{l}{h} \succ 1$)

On a : $S \leq \frac{A_t.f_e.Z}{V}$ Où:

S: espacement des cours d'armatures transversales.

A_t : section d'un cours d'armatures transversales

Z = h .2d'

V: effort tranchant dans la section considérée ($V = 1.4\ V_{u\ calcul}$).

This document was created using SOLID CONVERTER PDF To remove this message, purchase the product at www.SolidDocuments.com

L: portée du linteau

✓ ***Deuxième sous cas*** linteaux courts ($\lambda_g \leq 1$)

On doit avoir :

$$S \geq \frac{A_t . f_e . l}{V + A_t . f_e} \qquad V = \min\ (V_1, V_2) \qquad V_2 = 2V_{u\ calcul} \qquad \text{et} \qquad V \leq \frac{M_{ci} + M_{cj}}{l_{ij}}$$

Avec: M_{ci} et M_{cj} moments des sections d'about à gauche et à droite du linteau de portée l_{ij} calculée par :

$$M_c = A_l . f_e . Z$$

Avec: Z = h -2 d'

B.1.2. ***Deuxième cas*** $\tau_b \succ 0.06 f_{c28}$

Dans ce cas, au lieu de disposer les ferraillages longitudinaux (supérieurs et inférieurs), transversaux et en zone courante (armatures de peau) suivant les minimums réglementaires.

Les efforts (M et N) sont repris suivant des bielles diagonales (de compression et de traction),

Suivant l'axe moyen des armatures diagonales A_D à disposer obligatoirement, le calcul de ces armatures se fait suivant la formule :

$$A_D = \frac{V}{2 f_e \sin \alpha}$$

Avec $tga = \frac{h - 2d}{l}$ et V = V calcul (sans majoration)

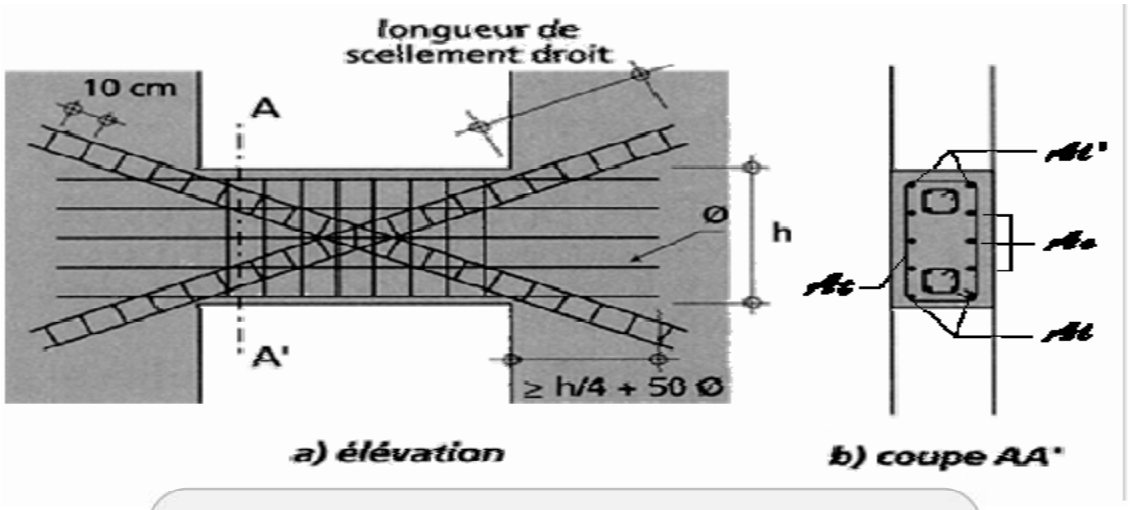


Figure 5.16. Armatures de linteaux

This document was created using SOLID CONVERTER PDF To remove this message, purchase the product at www.SolidDocuments.com

B.1.3. Ferraillage minimal

♦ **Armatures longitudinales**

$(A_l, A'_l) \geq 0.0015.b.h$

♦ **Armatures transversales:**

Pour $\tau_b \leq 0.025 f_{c28}$ $A_t \geq 0.0015.b.S$ (0.15%)

Pour $\tau_b \succ 0.025 f_{c28}$ $A_t > 0.0025.b.S$ (0.25%)

♦ **Armatures de peau:**

Les armatures longitudinales intermédiaires ou de peau A_c (deux nappes) doivent être au total d'un minimum égal à 20%.

$A_c \geq 0{,}002.b.h$ (0,20 %)

V.4.4. Recommandations des règlements

V.4.4.a. Armatures verticales

ॐ **Selon le CBA :**

- $0{,}1\% \leq \frac{2.A_v}{a.b} \leq 0{,}5\%$

  Avec :

  - a = l'épaisseur du voile
  - b = la largeur de la zone tendue

- Condition de non fragilité

ॐ **selon RPA 99 version 2003: [Art 7.7.4.1]**

$A_{ver} = 0.2\%B_t$ dans la section tendue du voile.

A $0.15\%B_{ver}$ dans la section globale du voile.

A $0.1\%B_{ver}$ = dans la section courante.

Avec :

✓ B: section du voile.

✓ a: épaisseur du voile.

✓ φ_{ver} : diamètre vertical.

This document was created using SOLID CONVERTER PDF To remove this message, purchase the product at www.SolidDocuments.com

V.4.4.b. Armatures horizontales

Le voile doit avoir des armatures horizontales (A_h) disposées perpendiculairement aux armatures verticales, leur rôle est de supporter l'effort tranchant " V ".

❖ **Selon le CBA 93:**

✓ Diamètre minimal: $\varphi \leq \min (h/35, a/10, \varphi_v)$

✓ Espacement des armatures horizontales:

$$S_h \leq \min [0.9d ; 40cm]$$

$$S_h \leq \frac{A_h 0.9 f_e}{\gamma_s b.(\tau_u - 0.3 f_{t28})}$$

$$S_h \leq \frac{A_h \cdot f_e}{0.4 b_0}$$

$$\overline{\tau}_b = \min\left[0.2\frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5Mpa\right] \quad : \quad \textit{Fissuration peu nuisible.}$$

$$\overline{\tau}_b = \min\left[0.15\frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4Mpa\right] \quad : \quad \textit{Fissuration Préjudiciable}$$

- τ_b : contrainte de cisaillement.
- $\overline{\tau}_b$: contrainte de cisaillement admissible.
- A_h: section d'armatures horizontales.
- d = 0.9 h: hauteur utile.

❖ **Selon le RPA 99 Version2003:**

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

$$S_h \leq \frac{A.h}{0.0030}$$

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

This document was created using SOLID CONVERTER PDF To remove this message, purchase the product at www.SolidDocuments.com

V.4.4.c. Armatures transversales

Ce sont des armatures ronds lisses de nuance FeE 235, elles sont perpendiculaires aux faces du refend, elles relient les deux nappes d'armatures (verticales et horizontales, il faut disposer au moins quatre épingles par mètre carré du voile.

V.4.4.d. Recommandations pour les voiles : (RPA 99 version 2003 et CBA 93)

- L'espacement des barres verticales doit être inférieur à la plus petite valeur de deux valeurs suivantes. $S_v \leq \text{Min}\,[1.5a\ ;\ 30cm]$

$$S_v = \begin{cases} S_v & \text{(zone courante)} \\ \dfrac{S_v}{2} & \text{(zone d'extrémité)} \quad \dfrac{L}{10} \end{cases}$$

Avec : a : épaisseur du voile

- Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :

40Φ pour les barres situées dans les zones ou le renversement du signe des efforts sont possibles.

20Φ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons des charges possibles.

Il est possible de concentrer des armatures de traction à l'extrémité du voile ou du trumeau.

- Les barres horizontales doivent être munies de crochets de 135°, ayant une longueur de 10 Φ, pour les trumeaux dans l'extrémité de l'armature.

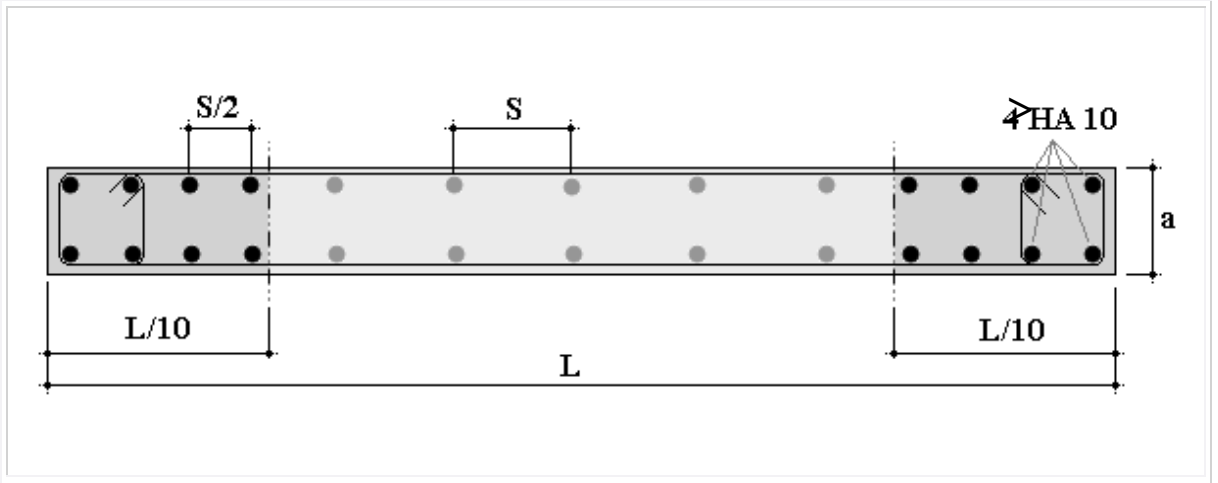


Figure 5.17. Disposition des armatures verticales dans les voiles

This document was created using SOLID CONVERTER PDF
To remove this message, purchase the product at www.SolidDocuments.com

- **Les caractéristiques géométriques du voile avec ouverture**

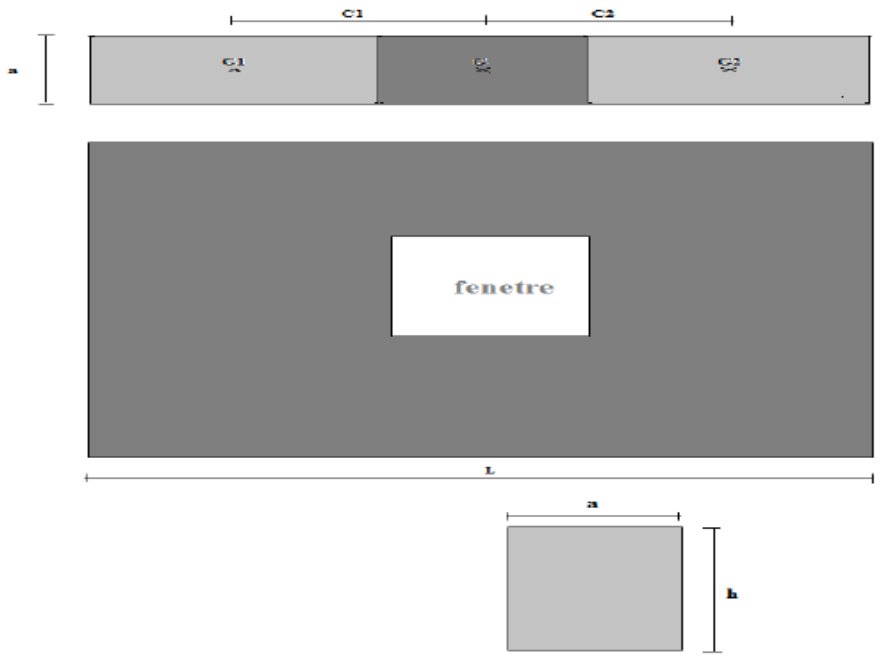


Figure 5.18. Les caractéristiques géométriques du voile avec ouverture

Dans notre bâtiment on a 2 types de voile avec ouverture, on commence par la détermination des caractéristiques géométriques puis on calcul α pour savoir le cas qu'on a.

1er type :

- **Linteau :**

B' = a x h= 0.15 x 1.660 = 0.249 m^4

$i = \frac{a.h^3}{12} = \frac{0.15.1.66^3}{12} = 0.057 m^4$

- **Trumeau :**

$B_1 = B_2 = a.b_1 = 0.15 \times 1.02 = 0.153\ m^2$

$I_0 = I_1 + I_2$ avec : $I_1 = I_2 = \frac{a.b^3}{12} = \frac{0.15.1.02^3}{12} = 0.013\ m^4$

$I_0 = I_1 + I_2 = 0.0265\ m^4$

$I = I_0 + B_1C_1^2 + B_2C_2^2 = 0.0265 + 2 \times (0.153 \times 1.11^2)$

$= 0.403\ m^4$

(Le moment d'inertie de la section composée de B_1+B_2 par rapport à G)

- Etapes de calcul :

On détermine la valeur de α : $\alpha = w \times H_0$ avec H_0 la hauteur totale

This document was created using SOLID CONVERTER PDF To remove this message, purchase the product at www.SolidDocuments.com

$m = \frac{2.C.B_1.B_2}{B_1+B_2} = 0.1698$ m

$w^2 = \frac{3.i.I.C}{I_0.m.a_0^3.H} \longrightarrow w = 40.66$

Donc :

$\alpha = 40.66 \times 3.06 = 124.44 > 10$ le linteau est très rigide, l'ouverture est très petite ce qui implique que le voile (V4) est considéré comme étant plein.

2eme type :

On détermine α avec les mêmes étapes de calcul : $\alpha = 3.16 \times 3.06 = 9.68 < 10$

Dans ce cas on considère que le linteau travaille comme la poutre dans le portique.

V.4.5. Calcul des armatures : (voiles pleins)

V.4.5.A. Calcul du ferraillage vertical

Dans le calcul de ferraillage, on utilise la méthode des contraintes pour déterminer les armatures verticales.

Pour déterminer les armatures verticales, on utilisera la méthode des contraintes Le calcul du ferraillage des voiles se fait pour l'épaisseur suivante :

- e=15 cm

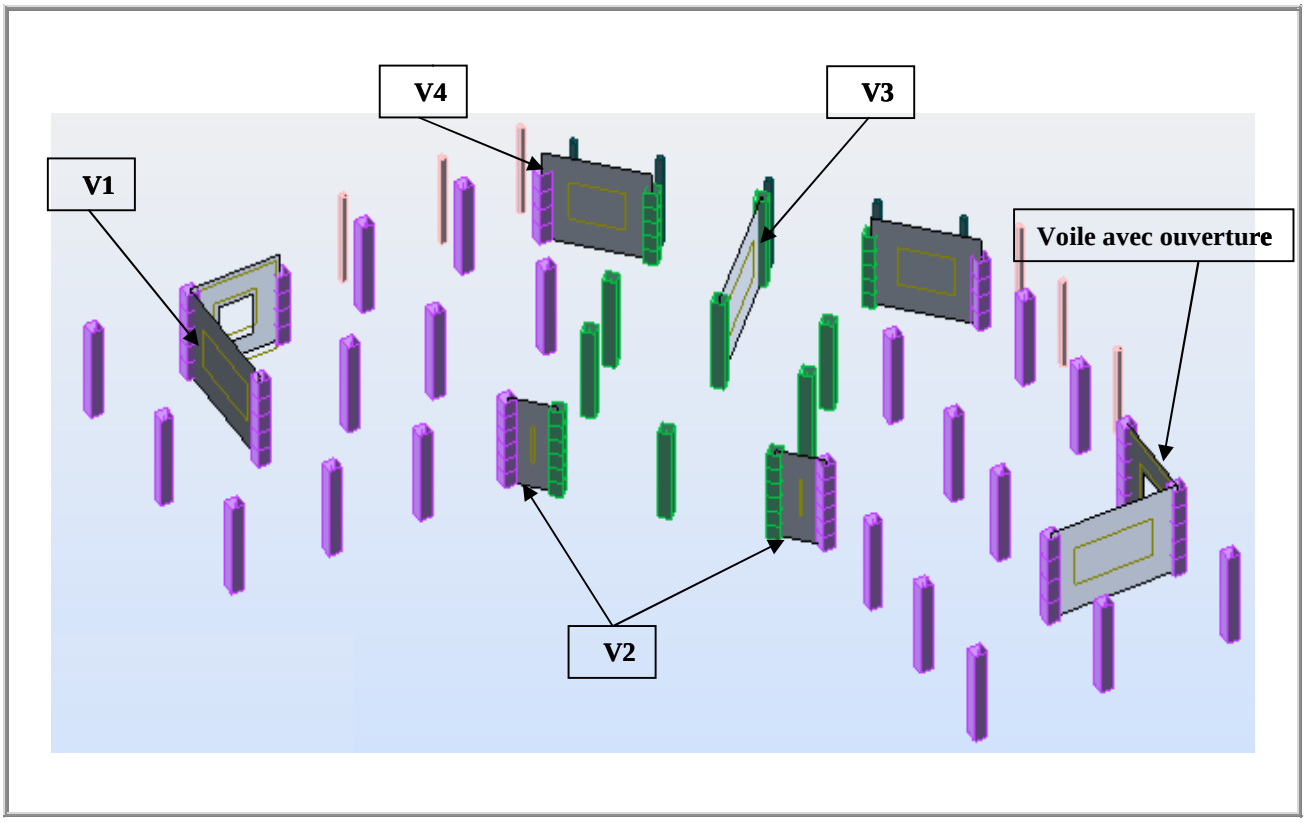


Figure 5.18. Disposition des voiles

This document was created using SOLID CONVERTER PDF To remove this message, purchase the product at www.SolidDocuments.com

- **Méthode de calcul**

Dans ce chapitre nous supposerons que les sollicitations de calcul, et nous étudierons comment les armateurs peuvent être déterminées à partir de la méthode du **NAVIER** : Les éléments de réduction des forces directement appliquées aux voiles sont constituées à un niveau donnée par :

N: l'effort normal.

M : moment de flexion.

T : l'effort tranchant.

Les contraintes sont données par les formules classiques. Soit :

Ω : La section horizontale du voile.

e : son épaisseur.

$\frac{I}{v}$; $\frac{I}{v'}$: Les modules de résistance de cette section.

Les contraintes normales sur les fibres extrêmes sont :

$$\begin{cases} \sigma = \frac{N}{\Omega} + \frac{M.v}{I} \\ \sigma' = \frac{N}{\Omega} - \frac{M.v'}{I} \end{cases}$$

Sous l'action des efforts sollicitant le voile résultant trois cas de contraintes possibles:

1- Section entièrement tendue (**SET**): σ_1 et $\sigma_2 < 0$

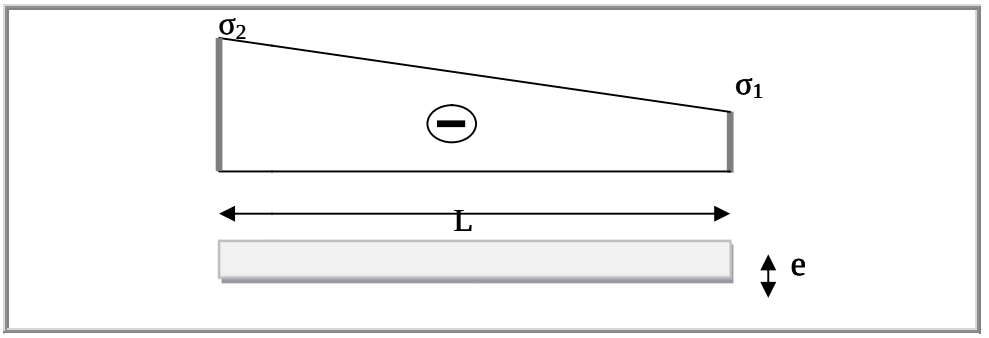


Figure 5.19. Section entièrement tendue

$$A_s = \frac{F}{\sigma_s} \Rightarrow F = \left[\frac{(\sigma_1 + \sigma_2)}{2}\right] e L$$

This document was created using SOLID CONVERTER PDF To remove this message, purchase the product at www.SolidDocuments.com

2- Section entièrement comprimée (**SEC**): σ_1 et σ_2 **>0**

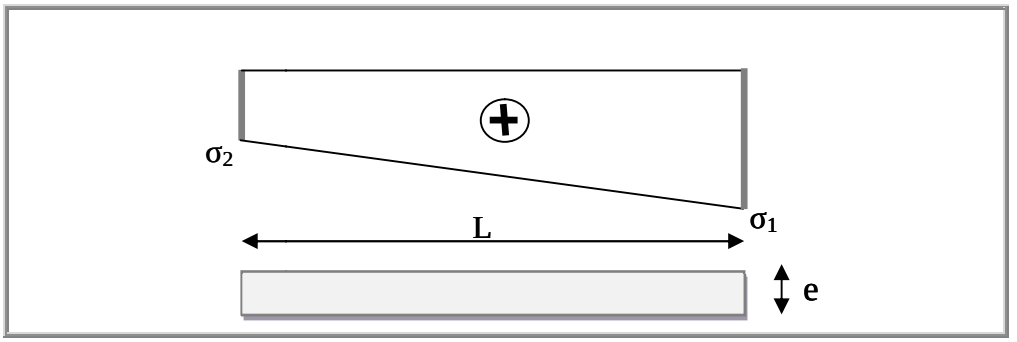


Figure 5.20. Section entièrement comprimée

$$A_{S\,\min} = 0.15\% \times e \times L$$

3- Section partiellement comprimée (ou partiellement tendue) : σ_1 et σ_2 **de signes opposées.**

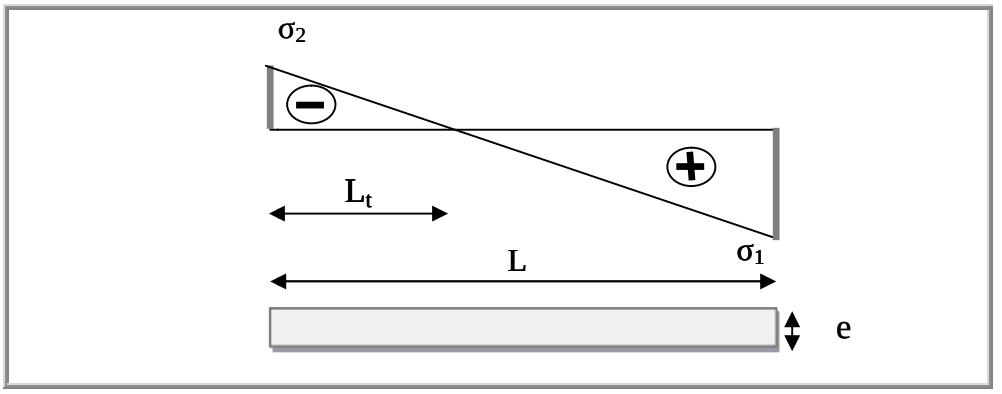


Figure 5.21. Section partiellement comprimée

$$L_t = \left[\frac{\sigma_2}{\sigma_1 + \sigma_2}\right] \times L \Rightarrow F = \frac{\sigma_2 \times L_t \times e}{2} \Rightarrow A_S = \frac{F}{\sigma_S}$$

This document was created using SOLID CONVERTER PDF To remove this message, purchase the product at www.SolidDocuments.com

Tableau 5.20. Les armatures verticales des voiles (V_1,V_2,V_3 ,V_4) pleins

épaisseur	15 cm			
Voile	V1	V2	V3	V4
L (m)	4,1	1,43	4,32	3,21
σ_1 (MPa)	2,07	1,59	3,37	1,23
σ_2 (MPa)	-2,6	-1,50	-4,2	-4,52
Nature	SPC	SPC	SPC	SPC
Lt(m)	2.28	0,70	1,28	2,52
F(KN)	543,45	182,94	655,23	454,45
σ_s (MPa)	400	400	400	400
A_s (cm²)	13,58	4,57	16,38	11,36
$A_{s'}$ (cm²)	13,58	4,57	16,38	11,36
A_{min} CBA (cm²)	3,07	1,07	3,24	7,56
A_{min} RPA (cm²)	6,84	2,14	3,84	2,4
A_s / ml ≥ 0.2 %Bt	C.V	C.V	C.V	C.V
L/10 (cm)	0,41	0,143	0,432	0,321
S_t d'about (cm)	10	10	10	10
St courante (cm)	20	20	20	20
armatures Totale (cm²)	**2(18HA10)** =14,04 cm²	**2(8HA10)** =6,28cm²	**2(22HA10)** =17,16 cm²	**2(16HA10)** =12,48 cm²

This document was created using SOLID CONVERTER PDF To remove this message, purchase the product at www.SolidDocuments.com

B. Armatures transversales

Les deux nappes d'armatures des voiles seront reliees par des aciers de coutures (épingles) dont le diamètre des armatures $Ø_t$ est tel que $Ø_t \leq Ø_v$, $Ø_v$ étant le diamètre des armatures verticales maintenues par les épingles :

Les épingles sont destinées à empêcher le flambement des armatures verticales ou encore à assurer la transmission des efforts au droit des recouvrements, leur disposition est représentée dans la figure suivante :

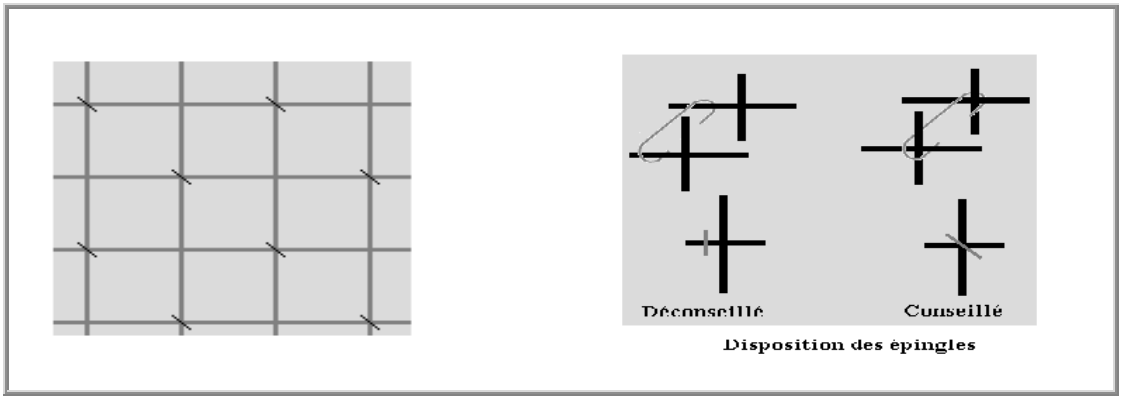


Figure 5.22. Les armatures transversales et les épingles

Toutes les longueurs de recouvrement sont : Lr=40ϕ=48 cm

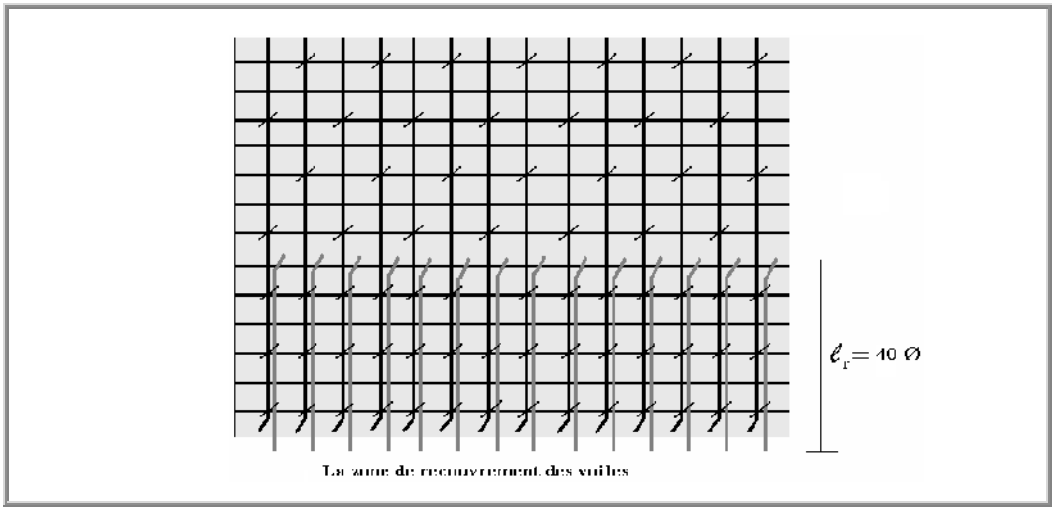


Figure 5.23. La zone de recouvrement des voiles

This document was created using SOLID CONVERTER PDF To remove this message, purchase the product at www.SolidDocuments.com

ॐ Vérification des voiles à l'effort tranchant : RPA99 v 2003 [Art 7.7.4.3]

La vérification de la résistance des voiles au cisaillement se fait avec la valeur de l'effort tranchant trouvé à la base du voile majoré de 40%.

La contrainte de cisaillement est : $\tau_b = \frac{1,4T_{cal}}{b_0 d}$

Avec : T : l'effort tranchant à la base du voile.

b_0 : épaisseur de voile.

d : hauteur utile d=0.9h

h : hauteur totale de la section brute

La contrainte limite est : $\bar{\tau} = 0,2 f_{c28}$, Il faut vérifier la condition suivante : $\tau_u \leq \bar{\tau}$

Tableau 5.21. Vérification a l'effort tranchant des voiles pleins (V_1 ,V_2 , V_3, V_4,)

Voile	Epaisseur (cm)	T(KN)	τ_b (MPa)	$\bar{\tau}$ (MPa)	$\tau_b \leq \bar{\tau}$
V1	15	616,36	2,08	5	C.V
V2	15	355,16	1,2	5	C.V
V3	15	791,98	2,6	5	C.V
V4	15	470,34	1,59	5	C.V

C. Ferraillage horizontal

ॐ Calcul des armatures horizontales

Selon le CBA93, les aciers horizontaux seront calculés et disposés dans le voile afin d'équilibrer l'effort tranchant.

Comme At est connue, alors : $At=2.at=2.\pi\phi_t^2/4 = 1.00cm^2$, $\phi t = 8$ mm.

L'espacement St des aciers horizontaux : $S_t \leq \frac{0.9*A_t*\frac{f_{et}}{\gamma_s}}{a(\tau_u - 0.3*f_{t28}*K)}$

- $K=1+3(\sigma_{cm}/ f_{cj})$ en flexion composée avec compression.

This document was created using SOLID CONVERTER PDF To remove this message, purchase the product at www.SolidDocuments.com

- $K=1-10(\sigma_{tm}/f_{cj})$ en flexion composée avec traction.

- $\sigma_{cm}=N_c/B$, $\sigma_{tm}=N_t/B$ (N_c: effort normal de compression, N: effort normal de traction

  B=L*a : section totale du béton et F_{cj} : contrainte de traction du béton.)

Et on doit vérifier que : $\begin{cases} S_t \leq \text{Min } [0.9d, 40cm] \\ St \leq \min (1,5a, 30cm) \text{ RPA 99version 2003 } \textbf{[Art 7.7.4.3]} \end{cases}$

Tableau 5.22. Détermination des armatures horizontales

Voile	Ep (cm)	N(KN)	K	St CBA93	St RPA99	St choisis	Ah choisis (cm^2)	Amin $=0.15^0/_0 B$	Ah≥ Amin
V1	15	-427,94	1,083	150,10	22.5	18	**2(14T8)** =7	6,88	C.V
V2	15	-383,01	3,142	269,78	22.5	18	**2(14T8)** =7	6,88	C.V
V3	15	-980,91	1,181	113,3	22.5	18	**2(14T8)** =7	6,88	C.V
V4	15	-246,83	1,061	227,65	22.5	18	**2(14T8)** =7	6,88	C.V

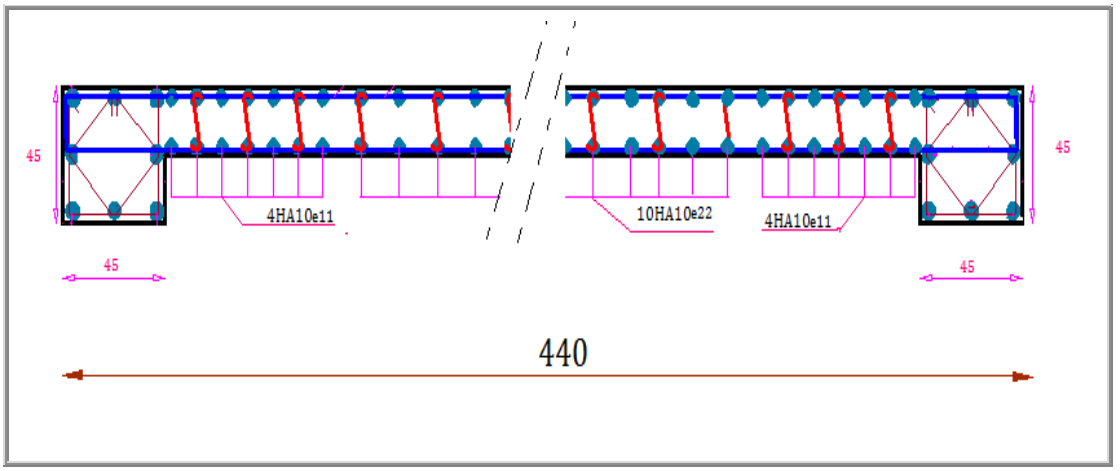


Figure 5.24. Disposition des armatures dans les voiles V_1 d'épaisseur 15 cm

This document was created using SOLID CONVERTER PDF To remove this message, purchase the product at www.SolidDocuments.com

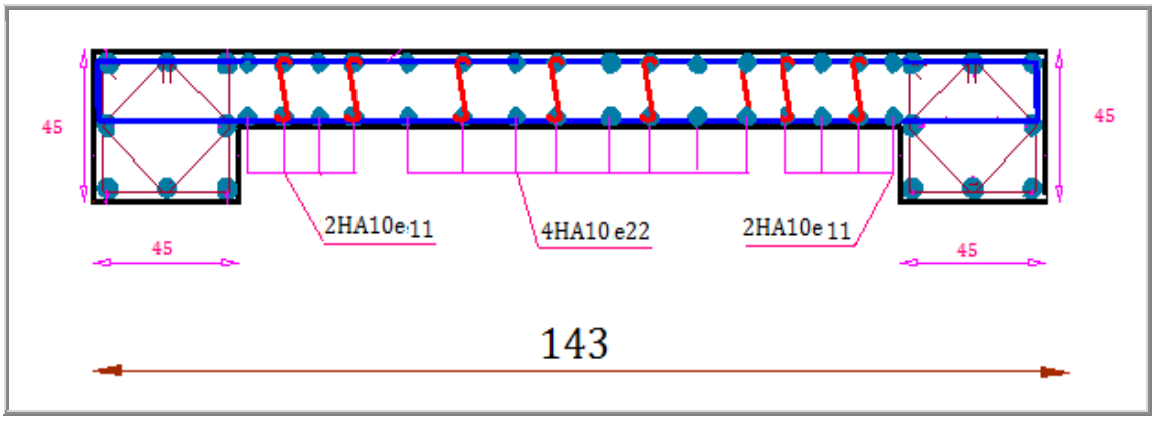


Figure 5.25. Disposition des armatures dans les voiles V_2d'épaisseur 15 cm

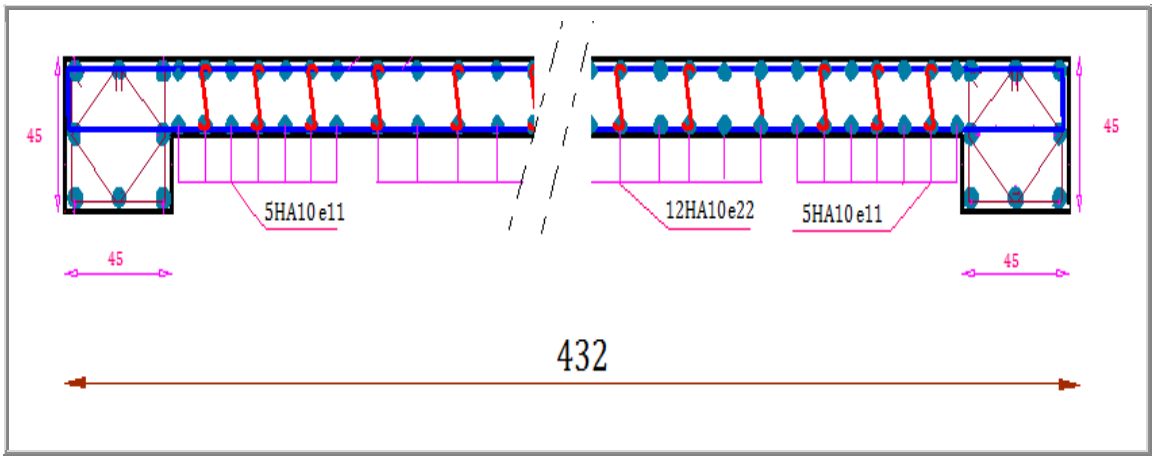


Figure 5.26. Disposition des armatures dans les voiles V_3d'épaisseur 15 cm

This document was created using SOLID CONVERTER PDF
To remove this message, purchase the product at www.SolidDocuments.com

V.4.6. Calcul des armatures : (voiles avec ouverture)

V.4.6.A trumeaux

- **Calcul du ferraillage vertical**

Les armatures verticales des trumeaux seront calculées avec la méthode des moments, dans notre cas les ouvertures ont une épaisseur de 15 cm et une largeur de 120cm.

Tableau 5.23. Les armatures verticales des trumeaux d'épaisseur 15 cm

L (m)	Cas	N (KN)	M (KN.m)	comb	$A_{calculé}$	A_{min} CBA	A_{min} RPA	A choisie	S_t cm
0.90	$N_{max}\rightarrow M_{corr}$	931.01	11.86	1,35G+1,5Q	0	0.76	3.06	**2(6HA14)** =18.47cm^2	15
	$M_{max}\rightarrow N_{corr}$	467.72	868.21	G+Q+EdX	17.25				15
	$N_{mim}\rightarrow M_{corr}$	241.8	166.15	0,8G+EdY	4.68				15

- **Vérification de la contrainte limite de cisaillement des trumeaux : RPA99 v 2003 [Art 7.7.4.3]**

La vérification de la résistance des voiles au cisaillement se fait avec la valeur de l'effort tranchant trouvé à la base du voile majoré de 40%.

La contrainte de cisaillement est : $\tau_b = \dfrac{1,4T_{cal}}{b_0 d}$

La contrainte limite est : $\bar{\tau} = 0,2 f_{c28}$, Il faut vérifier la condition suivante : $\tau_u \leq \bar{\tau}$

Tableau 5.24. Vérification de la contrainte de cisaillement des trumeaux

Voile	Epaisseur (cm)	T(KN)	τ_b	$\bar{\tau}$ (MPa)	$\tau_b \leq \bar{\tau}$
trumeau	15	150.52	1.734	5	C.V

This document was created using SOLID CONVERTER PDF To remove this message, purchase the product at www.SolidDocuments.com

➢ **Calcul des armatures horizontales**

Selon le CBA93, les aciers horizontaux seront calculés et disposés dans le voile afin d'équilibrer l'effort tranchant.

Comme At est connue, alors : $A_t=2.a_t=2.\pi\phi_t^2/4=1.00cm^2$, $\phi t=8$ mm.

L'espacement St des aciers horizontaux : $S_t \leq \frac{0.9*A_t*\frac{f_{et}}{\gamma_s}}{a(\tau_u-0.3*f_{t28}*K)}$

Et on doit vérifier que : $\begin{cases} S_t \leq \text{Min } [0.9d, 40cm] \text{ CBA 93} \\ St \leq \text{min } (1,5a, 30cm) \text{ RPA 99version 2003 } \textbf{[Art 7.7.4.3]} \end{cases}$

Tableau 5.25. Détermination des armatures horizontales des trumeaux

L (m)	Ep (cm)	Vu(kN)	St RPA99	St CBA 93	St choisis	Ah choisis (cm^2)	Ahmin RPA
0.90	15	150.52	22.5	247.86	10	**2(10T10) =7.85**	2.025

V.4.6.B. les linteaux

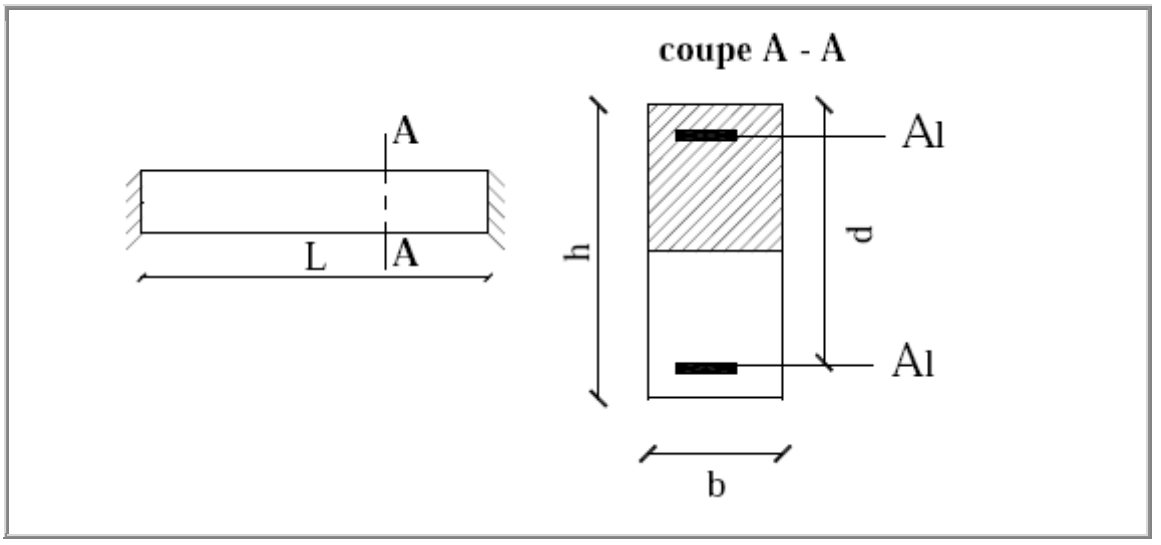


Figure 5.27. Section du linteau

This document was created using SOLID CONVERTER PDF To remove this message, purchase the product at www.SolidDocuments.com

- **Armatures longitudinales**

Les résultats sont résumés dans les tableaux suivants :

l=120 cm h=166 cm e=15 cm

On a : $0.06\, f_{c28} = 0.06 \times 25 = 1.5$ MPa

$0.025\, f_{c28} = 0.025 \times 25 = 0.625$ MPa

Tableau 5.26. Calcul des contraintes de cisaillement dans les linteaux

T (KN)	$\overline{T}$ =1.4T(KN)	τ_b(MPa)	$\tau_b < 0.06\, f_{c28}$	$\tau_b < 0.025 f_{c28}$
344.04	481.65	1.54	NON Traction /compression	NON

Tableau 5.27. Calcul des armatures longitudinales et armatures diagonales

T (KN)	α	$A_{D\ calculé}$ (cm2)	$A_{D\ choisie}$ (cm2)	A_{min} (cm^2)	$A_{l\ ,choisie}$ (cm^2)
344.04	54	5.31	**4HA14** = 6.16	3.735	**4HA12** = 4.52

- **Armatures transversales**

On a $\tau_b > 0.025 f_{c28}$

Donc $A_t > 0.0025.b.S$

Tableau 5.28. Calcul des armatures transversales et armatures de peau

At_{min} (cm^2)	$A_{t\ choisie}$ (cm2)	$S_{choisie}$ (cm)	$A_{c\ calculé}$ (cm2)	$A_{c\ choisie}$ (cm2)
0.375	**2T8** =1.00	10	4.98	**6HA12** =6.79

This document was created using SOLID CONVERTER PDF To remove this message, purchase the product at www.SolidDocuments.com

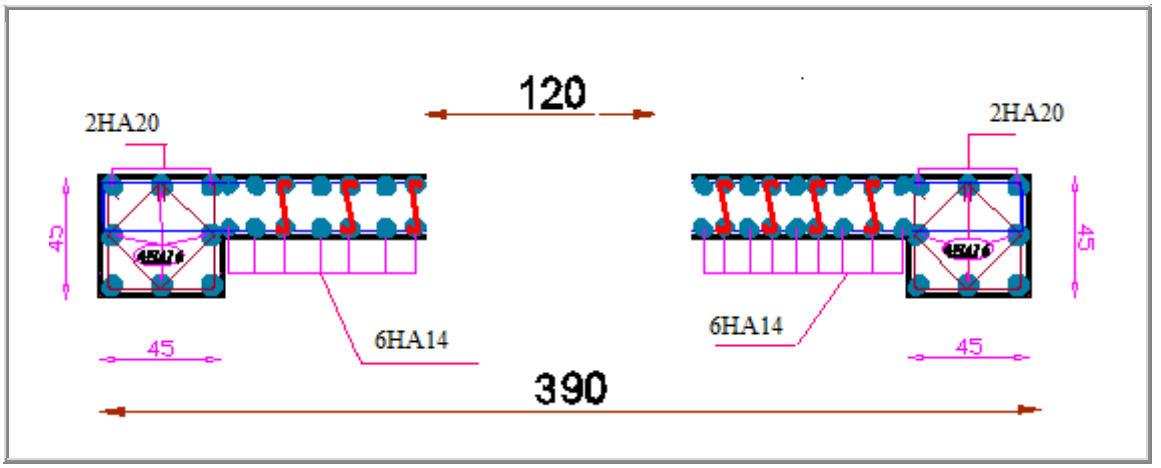


Figure 5.28. Disposition des armatures dans les trumeaux

This document was created using SOLID CONVERTER PDF
To remove this message, purchase the product at www.SolidDocuments.com

CHAPITRE VI

ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

This document was created using SOLID CONVERTER PDF
To remove this message, purchase the product at www.SolidDocuments.com

VI. Etude de l'infrastructure

VI.1. Etude du sol

VI.1.1. Introduction

Le sol constitue un support indispensable à l'implantation d'un ouvrage.

Il est nécessaire pour l'ingénieur ou le constructeur d'accorder une importance primordiale à l'étude du sol pour connaître l'état des lieux aux voisinages de la construction et les caractéristiques géotechniques des différentes couches qui constituent le sol de fondation.

VI.1.2. Situation du projet

- Le projet est situé dans la wilaya de Blida
- Le projet est un bâtiment en (R+6)

VI.1.3. Compagne d'investigation

Pour l'étude du sol plusieurs travaux ont été effectués :

- Réalisation des essais in situ :
  - ✓ Réalisation de 03 essais de pénétration dynamique ;
  - ✓ Réalisation d'un sondage carotté poussé jusqu'à une profondeur de 6 mètres ;
- Une campagne d'essais d'analyse au laboratoire sur la base des échantillons récupérés des sondages carottés pour déterminer les propriétés physiques et mécaniques du sol.

VI.1.4. Nature du sol

Le site prospecté est constitué essentiellement de :

- ❖ Une couche de fondation de nature argileuse faiblement sableuse à argileuse.
- ❖ Le sol est de faible humidité, de faible à moyenne compacité, non compressible et non gonflant.

- **Travaux de laboratoire**

Compte tenu du sol pulvérulent, nous n'avons pu extraire des échantillons intacts aux niveaux prévus pour l'encastrement des fondations.

Nous avons toutefois réalisé quelque essai physico-mécanique dans la tranche de profondeur : 6m.

Les paramètres physiques varient comme suit :

This document was created using SOLID CONVERTER PDF To remove this message, purchase the product at www.SolidDocuments.com

- Densité humide γ_h (g/cm^3) : $1.79 \leq \gamma_h \leq 1.88$
- Densité sèche γ_d (g/m^3) : $1.58 \leq \gamma_d \leq 1.66$
- Teneur en eau W (%) : $9.22 \leq W \leq 16.93$

Conclusion

La synthèse des données obtenues lors des différentes phases de la présente étude permet d'énoncer les conclusions suivantes :

- Les analyses chimiques montrent que le sol n'est pas agressif vis à vis des bétons d'infrastructure ;
- La profondeur d'ancrage est de 2.00 m par rapport au terrain naturel ;
- La contrainte admissible est prise égale à : $\bar{\sigma}_{sol}$ = 1.50 bar

VI.2. Etude des fondations

VI.2.1. Introduction

L'infrastructure doit constituer d'un ensemble rigide capable de remplir les fonctions suivantes:

- Réaliser l'encastrement de la structure dans le terrain ;
- Transmettre au sol des fondations les efforts apportés par la superstructure ;
- Limiter les tassements différentiels à une valeur acceptable.

VI.2.2. Fonctions assurées par les fondations

Une fondation est destinée à transmettre au sol, dans les conditions les plus favorables, les charges provenant de la superstructure.

En cas du séisme, les fondations exécutent un même mouvement de translation que le sol qui les supporte.

Le calcul des fondations ne peut se faire que lorsque l'on connaît :

- La charge totale qui doit être transmise aux fondations (donc au sol).
- Les caractéristiques du sol sur lequel doit reposer la structure.

Le choix du type de fondation dépend en général de plusieurs paramètres dont on cite :

- Type d'ouvrage à construire.
- Les caractéristiques du sol support.
- La nature et l'homogénéité du bon sol.
- La capacité portante du terrain de fondation.
- La charge totale transmise au sol.

This document was created using SOLID CONVERTER PDF To remove this message, purchase the product at www.SolidDocuments.com

- La raison économique.
- La facilité de réalisation.

VI.2.3. Classification des fondations

Il existe plusieurs types de fondations :

a) Fondations superficielles :
- ✓ Semelles isolées
- ✓ Semelles filantes
- ✓ Radier général

b) Fondations profondes :
- ✓ Fondations sur puits (semi profondes)
- ✓ Fondations sur pieux (profondes)

c) Fondations spéciales :
- ✓ Fondation avec sous pression d'eau
- ✓ Fondation en terrain instable

En sais qui concerne notre structure, nous avons opté pour une fondation superficielle.

VI.3. Calcul des fondations

Afin de satisfaire la sécurité et l'économie, tout en respectant les caractéristiques de l'ouvrage nous devons prendre en considération la portance du sol et les différentes données du rapport du sol. On commence le choix de fondation par les semelles isolées, filantes puis radier. Chaque étape fera l'objet de vérification.

On suppose que l'effort normal provenant de la superstructure vers les fondations est appliqué au centre de gravité (C.D.G) des fondations.

On doit vérifier la condition suivante : $\frac{N}{S} \leq \bar{\sigma}_{sol} \Rightarrow S \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}}$

Avec :

$\bar{\sigma}_{sol}$: Contrainte admissible du sol.

N: Effort normal appliqué sur la fondation.

S : Surface de la fondation.

This document was created using SOLID CONVERTER PDF To remove this message, purchase the product at www.SolidDocuments.com

VI.3.1. Semelles isolées

On adoptera une semelle homothétique, c'est-à-dire le rapport de A sur B est égal au rapport a sur b : $\frac{a}{b}=\frac{A}{B}$

A est déterminé par : $S \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}}$ d'où $S=\left[\frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}}\right]$ Avec : $A=\sqrt{S}$; $\bar{\sigma}_{sol}$ = 1.50 bars

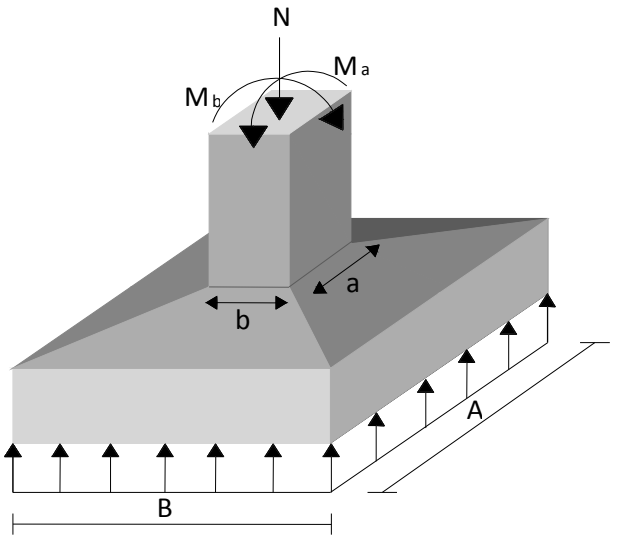


Figure 6.1. Schéma des Semelles isolées sous poteaux.

Exemple

$N=1565,76KN$

Donc : $S \geq \frac{1565,76}{150}=10,43m^2$

$A=\sqrt{S}=\sqrt{10,43}=3,23m$.

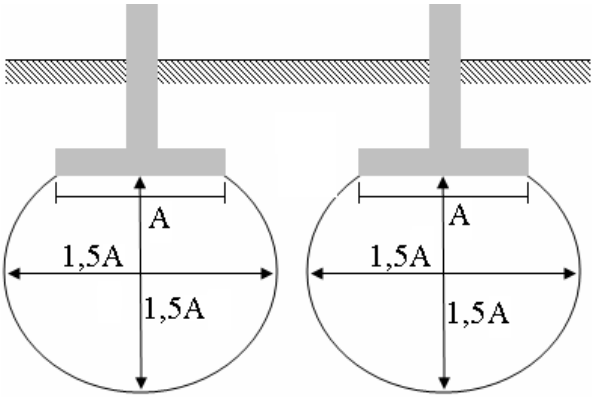


Figure 6.2.. Les bulles de pression

This document was created using SOLID CONVERTER PDF To remove this message, purchase the product at www.SolidDocuments.com

Conclusion :

D'après ces résultats, on remarque qu'il y a un chevauchement des semelles, on passe alors à l'étude des semelles filantes.

Vue la présence des voiles et le rapprochement des poteaux, les semelles seront de deux natures :

- Semelles filantes sous poteaux. SF1 ; SF2
- Semelles filantes sous voiles. SF3 ; SF4.

VI.3.2. Semelles filantes

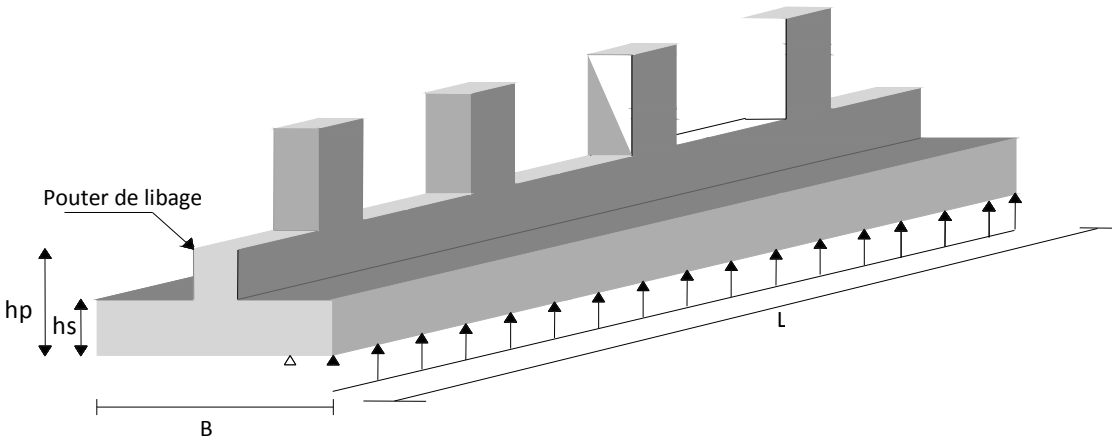


Figure 6.3. Schéma des Semelles filantes.

L'effort normal supporté par la semelle filante est la somme des efforts normaux de tous les poteaux qui se trouve dans la même ligne.

On doit vérifier que: $\bar{\sigma}_{sol} \geq \frac{N}{S}$ Avec: N =∑N_i (de chaque file de poteaux à L'ELS)

S =B x L ;

B: Largeur de la semelle ;

L: Longueur de la file considérée ;

$$\Rightarrow B \geq \frac{Nser}{L\,\bar{\sigma}_{sol}}$$

This document was created using SOLID CONVERTER PDF To remove this message, purchase the product at www.SolidDocuments.com

La largeur et la hauteur de la semelle filante est calculée respectivement comme suit :

$$\left(\frac{a}{b}\right)\sigma_{sol}B^3 - NB - (3e_0N) \geq 0$$

Après la résolution de cette équation on obtient la valeur de B.

$$d \geq \frac{B-b}{4} \quad ; \quad h = d + c + \frac{\phi}{2}$$

Après les calculs et les vérifications des dimensions en tenant compte du poids du remblai et du poids propre des semelles, les résultats de dimensionnement sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau 6.1. Dimensions des semelles filantes sous poteaux

Semelle	L (m)	N (kN)	b_{pot} (cm)	B_{cal}(m)	B_{adp}(m)	d (cm)	h (cm)
SF1	3,55	958,50	45	1,80	1,90	36	40
SF2	14,4	2548,8	45	1,49	1,5	26	30

VI.3.2.A Calcul du Ferraillage :

Le calcul de ferraillage est fait pour une semelle isolé AxB par la méthode des bielles à l'ELU et à l'ELS et on adopte par la suit le max des deux résultats.

Les armatures principales-transversales- A_b et les armatures de répartitions -longitudinales- $A_{rép}$ Avec ces espacements sont déterminés respectivement par les formules suivantes :

⇨ Armatures principales :

$$Ab = \frac{N\,(B-b)}{8\,.\,d\,b.\,\sigma s} \quad \& \quad Esp = \frac{A - 2e - \phi}{(n\,-1)}$$

Avec:

n: étant le nombre de barres

This document was created using SOLID CONVERTER PDF To remove this message, purchase the product at www.SolidDocuments.com

➪ Armatures de répartition :

$$Arép = \frac{A_b(cm^2) \cdot B(m)}{4} \quad \& \quad Esp = \frac{B - 2e - \phi}{(n-1)}$$

Avec :

- σ_s = 348MPa à l'ELU : en situation durable.
- σ_s = 202MPa à l'ELS : la fissuration est préjudiciable.

Les résultats de ferraillage sont représentés dans le tableau suivant :

Armatures principales :

Tableau 6.2. Armatures principales des semelles filantes

Semelle	N_u (kN)	N_{ser} (kN)	b (cm)	B (m)	A_b (cm²)	A_b/ml (cm²)	A finale	Esp (cm)
SF1	958,50	381,82	45	1,90	11,75	3,30	6HA10=4,71	15
SF2	2548,8	1510,72	45	1,5	25,73	2,12	6HA10=4,71	15

Armatures de répartition :

Tableau 6.3. Armatures de répartition des semelles filantes

SEMELLE	$A_{rép\ cal}$	$A_{rép}$	Esp (cm)
SF1	2,15	6HA10=4,71	15
SF2	1,69	6HA10=4,71	15

This document was created using SOLID CONVERTER PDF To remove this message, purchase the product at www.SolidDocuments.com

VI.3.2.B. Vérification de la stabilité au renversement : RPA99 V2003 [Art 10.1.5]

Quelque soit le type de fondation (superficielles ou profondes) on doit vérifier que l'excentrement de la résultante des forces verticales gravitaires et des forces sismiques reste à l'intérieur de la moitié centrale de la base des éléments de fondation résistant au renversement (e= M/N ≤ B/4).

Tableau 6.4. La vérification de la stabilité au renversement

Semelle	ΣNELU (kN)	ΣMELU (kN.m)	e_0 (m)	B(m)	B/4 (m)	e ≤ B/4
SF1	2103,50	8,58	0,0040	1,90	0,475	OK
SF2	2742,5	5,93	0,0021	1,5	0,375	OK

Avec e_0 : excentricité calculée à partir du rapport (M/N)

VI.3.2.C. Vérification des longueurs de scellement :

La contrainte admissible d'adhérence τs= 2.8 MPa.

La longueur de scellement égale à : $ls = \frac{\emptyset . fe}{4 . \tau s}$

- $ls \geq \frac{B}{4}$: Ancrage courbe.
- $\frac{B}{8} \leq ls \leq \frac{B}{4}$: ancrage courbe ou rectiligne.
- $ls \leq \frac{B}{8}$: on n'utilise pas de crochets et on peut arrêter une barre sur deux à la longueur de 0.71B.

This document was created using SOLID CONVERTER PDF To remove this message, purchase the product at www.SolidDocuments.com

Tableau 6.5. Longueur de scellement

Semelle	Ø(mm)	ls	B /8	B /4	Ancrage
SF1	12	42.80	23,7	47	Courbe
SF2	14	50	18,7	37	Courbe

Donc toutes les barres sont prolongées jusqu'aux extrémités et comportent des ancrages courbés (crochets).

VI.3.3. Ferraillage de la poutre de libage :

VI.3.3.a. 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 hp sera déterminée par la théorie de la poutre sur sol élastique qui prévoir l'inégalité suivante à vérifier, pour assurer une répartition uniforme de la contrainte du sol.

Il faut vérifier l'inégalité suivant :

$$l \leq \frac{\pi}{2} l_e \quad ; \quad l_e = \sqrt[4]{\frac{4.E.I}{K.b}}$$

Avec :

I: Inertie de la section transversale $\left(I = \frac{Bh^3}{12} \right)$;

E: Module d'élasticité du béton (prendre en moyenne $E=3.2x10^7 KN/m^2$) ;

K: Coefficient de raideur du sol ($0,5kg/cm^3 \leq K \leq 12kg/cm^3$).

On pourra par exemple adopter pour K les valeurs suivantes :

K=0,5[Kg/cm^3] → pour un très mauvais sol ;

K=4 [Kg/cm^3] → pour un sol de densité moyenne ;

K=12[Kg/cm^3] → pour un très bon sol ;

This document was created using SOLID CONVERTER PDF To remove this message, purchase the product at www.SolidDocuments.com

L_{max} : la longueur maximale entre axe des poteaux.

On aura: $$L_{max} \leq \frac{\pi}{2}\left(\frac{4EI}{KB}\right)^{\frac{1}{4}} = \frac{\pi}{2}\left(\frac{Eh^3}{3K}\right)^{\frac{1}{4}}$$

Tableau 6.6. Dimensionnement de la poutre de libage

	L (m)	K	h(m)	b (m)	$\frac{\pi}{2}l_e$ (m)	$L \leq \frac{\pi}{2}l_e$
PL1	3,55	04	0,46	0,45	12.34	OK
PL2	3,95	04	0,53	0,45	11.92	OK

Les poutres de libage (P L**i**) sont les poutres correspondantes aux semelles (SF1, SF2) respectivement.

Les dimensions de la poutre de libage sont : b = 0.45 m ; h = 0.55 m.

Pour déterminer le ferraillage de la poutre de libage en commence à déterminer la réaction du sol q (KN/m^2) par la formule suivante :

$$q = \frac{\sum N}{L}$$

Avec :

- ✓ $\sum$ Ni : la somme des efforts normaux.
- ✓ L : La longueur totale de la poutre de libage.

En obtient une poutre continue (renversée), sous l'effet de la charge q (kN/m).

Les valeurs de q sont représentée dans le tableau suivant :

This document was created using SOLID CONVERTER PDF To remove this message, purchase the product at www.SolidDocuments.com

Tableau 6.7. Détermination des valeurs de (q) de la poutre de libage

	Σ Ni(ELU) (KN)	Σ Ni(ELS) (KN)	L(m)	q_u (KN /m)	q_{ser} (KN /m)
PL1	958,50	381,82	3,55	270,09	123,16
PL2	2548,8	1510,72	14,4	177	104,91

VI.3.3.b. Calcul des moments

➪ **Aux appuis :**

ॐ **À l'ELU:**

$$M_a = -\frac{q_u * (\ell'^2_w + \gamma * \ell'^2_e)}{8.5(1+\gamma)}$$

ॐ **À L'ELS :**

$$M_a = -\frac{q_{ser} * (\ell'^2_w + \gamma * \ell'^2_e)}{8.5(1+\gamma)}$$

➪ **En travées :**

ॐ **À l'ELU:**

$$M_t = M_0 - \frac{M_e + M_w}{2}$$

ॐ **À l'ELS:**

$$M_t = M_0 - \frac{M_e + M_w}{2}$$

This document was created using SOLID CONVERTER PDF To remove this message, purchase the product at www.SolidDocuments.com

Tableau 6.8. Détermination des moments de la poutre de libage

	ELU		ELS	
	M_a (KN.m)	M_t (KN.m)	M_a (KN.m)	M_t(KN.m)
PL1	192,65	43,8	96,75	20,86
PL2	255,84	189,36	192,37	112,23

VI.3.3.c. Calcul du ferraillage

1. Armatures longitudinales

⇨ Calcul à l'ELU:

La poutre de libage travaille en flexion simple.

$d = h - e - \frac{\phi}{2}$, $\mu = \frac{Mu}{\sigma b.b.d^2}$; on a $\mu \leq \mu l = 0.392$

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

Tableau 6.9. Calcul des armatures longitudinales de la poutre de libage

		Mu (kN.m)	d (cm)	A (cm²)	A' (cm²)	Choix
PL1	Travée	43,8	52	2,12	0.00	**4HA12=4,52**
	Appui	192,65	52	9,19	0.00	**4HA14 + 4HA12=10,67**
PL2	Travée	189,36	52	9,52	0.00	**4HA14 + 4HA12=10,67**
	Appui	255,84	52	13,06	0.00	**4HA16 + 4HA14 =14,19**

This document was created using SOLID CONVERTER PDF To remove this message, purchase the product at www.SolidDocuments.com

⇨ **Vérification des contraintes à l'ELS**

Pour une fissuration peu nuisible : [σb]= 15Mpa

Tableau 6.10. Vérifications des armatures longitudinales de la poutre de libage à l'ELS

		A_{ELU} (cm²)	M_{ser} (kN.m)	σb (MPa)	σb ≤ [σb]
PL1	Travée	4,52	19,86	5,66	Oui
	Appui	10,67	11,76	3,37	Oui
PL2	Travée	10,67	72,23	7,12	Oui
	Appui	14,19	80,12	5,70	Oui

On remarque que les vérifications des contraintes sont satisfaisantes.

2. Armatures de peau

Puisque la poutre de libage à une hauteur de 55 cm le CBA93 exige en plus les armatures longitudinales, des armatures de peau d'au moins 3cm²/m.l posées parallèlement à la fibre moyenne de la poutre.

Donc on adopte **1HA10**

3. Armatures transversales

Pour les fissurations peu nuisibles pour les poutres intermédiaires, on à :

$$\overline{\tau}_u = \min\left[0.2\frac{f_{ci}}{\gamma_b}; 5MPa\right], \text{ avec: } f_{c28} = 25 \text{ MPa}$$

$\overline{\tau}_u = 3.3$ MPa (Situation durable).

$\overline{\tau}_u = 4.34$ MPa (Situation accidentelle).

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 * d}$$

This document was created using SOLID CONVERTER PDF To remove this message, purchase the product at www.SolidDocuments.com

Tableau 6.11. Calcul des armatures transversales de la poutre de libage

	V_u	τ_u	$\bar{\tau}_u$	A_t (cm^2)	S (cm)	
					Zone nodale	Zone courante
PL1	472,28	2.01	3.33	4T8=2,01	12	15
PL2	635,12	2,71	3.33	4T8=2,01	12	15

VI.3.4. Semelles filantes sous poteaux et voiles

On dimensionne cette semelle avec la somme des efforts normaux des poteaux et des voiles aux niveaux de la semelle.

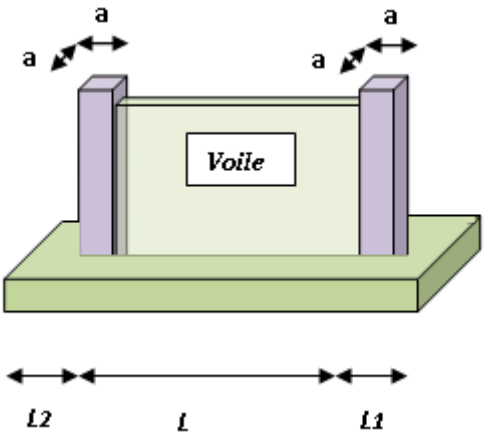


Figure 6.4. Semelle sous deux poteaux et voile

This document was created using SOLID CONVERTER PDF To remove this message, purchase the product at www.SolidDocuments.com

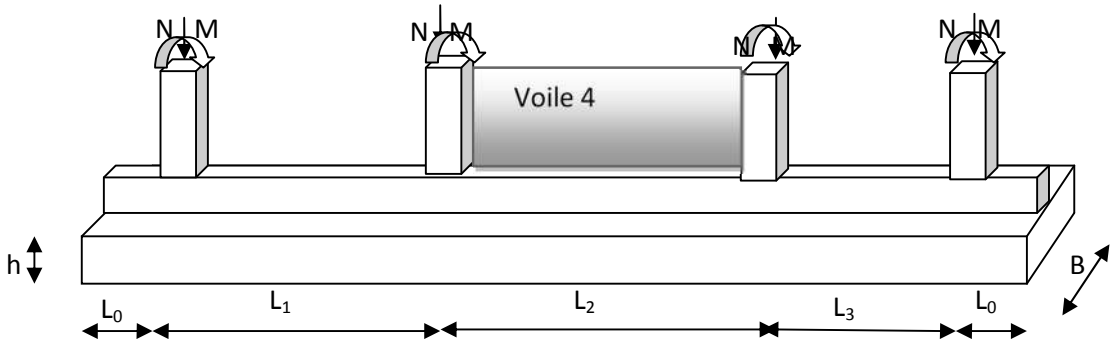


Figure 6.5. Semelle filante sous poteaux et voile

Tableau 6.12. Dimensionnement de la semelle filante sous voile et poteaux

Semelle	L(m)	Nu(kN)	Nser(kN)	b (cm)	B_{cal}(m)	B_{adp}(m)	d (cm)	h (cm)
SF3	16,83	3698,32	3154,82	45	1,46	1,5	26	30
SF4	5,62	2034,67	1510,72	45	2,41	2,5	51	55

VI.3.4. A. Calcul du Ferraillage :

⇨ **Armatures principales** :

Les résultats de ferraillage sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau 6.13. Calcul des armatures principales

	Nu (kN)	Nser (kN)	b (cm)	B (m)	A_b (cm²)	A_b/ml (cm²)	A_{finale} (cm²)	Esp (cm)
SF3	3698,32	3154,82	45	1,6	49,48	2,94	**6HA10=4,71**	15
SF4	2034,67	1510,72	45	2,50	29,33	5,22	**6HA12=6,78**	15

This document was created using SOLID CONVERTER PDF To remove this message, purchase the product at www.SolidDocuments.com

⇨ **Armatures de répartition :**

Tableau 6.14. Armatures de répartition des semelles filantes

Semelle	$A_{rép\ cal}$	$A_{rép}$/ml	Esp (cm)
SF3	1,8	**6HA10=4,71**	15
SF4	3,84	**6HA10=4,71**	15

VI.3.4. B. Vérification de la stabilité au renversement

Selon RPA99 V2003 [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 6.15. Vérification de la stabilité au renversement de la semelle filante

Semelle	ΣN_{ELU} (kN)	ΣM_{ELU} (kN.m)	e_0 (m)	B(m)	B/4 (m)	$e \leq B/4$
SF3	3830,42	10,50	0,0027	1,5	0,375	OK
SF4	2235,17	33,89	0,0151	2,5	0,625	OK

Avec e_0 : excentricité calculée à partir du rapport (M/N)

This document was created using SOLID CONVERTER PDF To remove this message, purchase the product at www.SolidDocuments.com

VI.3.4.C. Vérification des longueurs de scellement

La contrainte admissible d'adhérence τs= 2.8 MPa.

La longueur de scellement égale à : $ls = \frac{\emptyset . fe}{4 . \tau s}$

- $ls \geq \frac{B}{4}$: Ancrage courbe.
- $\frac{B}{8} \leq ls \leq \frac{B}{4}$: ancrage courbe ou rectiligne.
- $ls \leq \frac{B}{8}$: on n'utilise pas de crochets et on peut arrêter une barre sur deux à la longueur de 0.71B.

Tableau 6.16. Longueur de scellement

Semelle	Ø(mm)	ls	B /8	B /4	Ancrage
SF3	12	42.80	20	40	Courbe
SF4	14	42.80	20	40	Courbe

Donc toutes les barres sont prolongées jusqu'aux extrémités et comportent des ancrages courbés (crochets).

VI.3.5. calcul du Ferraillage de la poutre de libage

VI.3.5.a. 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 hp sera déterminée par la théorie de la poutre sur sol élastique qui prévoir l'inégalité suivante à vérifier, pour assurer une répartition uniforme de la contrainte du sol.
Il faut vérifier l'inégalité suivant :

$$l \leq \frac{\pi}{2} l_e \quad ; \quad l_e = \sqrt[4]{\frac{4.E.I}{K.b}}$$

This document was created using SOLID CONVERTER PDF To remove this message, purchase the product at www.SolidDocuments.com

On aura: $$L_{max} \leq \frac{\pi}{2}\left(\frac{4EI}{KB}\right)^{\frac{1}{4}} = \frac{\pi}{2}\left(\frac{Eh^3}{3K}\right)^{\frac{1}{4}}$$

Tableau 6.17. Dimensionnement de la poutre de libage

	L (m)	B(m)	K	h(m)	b (m)	$\frac{\pi}{2}l_e$ (m)	$L \leq \frac{\pi}{2}l_e$
PL3	3,55	1,6	4	0,46	0,45	12,34	OK

Les dimensions de la poutre de libage sont : b = 0.45 m ; h = 0.55 m.

Pour déterminer le ferraillage de la poutre de libage en commence à déterminer la réaction du sol q (KN/m^2) par la formule suivante :

$$q = \frac{\sum N}{L}$$

Avec :

- ✓ $\sum$ Ni : la somme des efforts normaux.
- ✓ L : La longueur totale de la poutre de libage.

En obtient une poutre continue (renversée), sous l'effet de la charge q (kN/m).

Les valeurs de q sont représentée dans le tableau suivant :

Tableau 6.18. Détermination des valeurs de (q) de la poutre de libage

	Σ Ni(ELU) (KN)	Σ Ni(ELS) (KN)	L(m)	q_u (KN /m)	q_{ser} (KN /m)
PL3	3698,32	3154,82	16,83	219,74	187,45

This document was created using SOLID CONVERTER PDF To remove this message, purchase the product at www.SolidDocuments.com

VI.3.5.b. Calcul des moments

Tableau 6.19. Détermination des moments de la poutre de libage

	ELU		ELS	
	M_a (KN.m)	M_t (KN.m)	M_a (KN.m)	M_t(KN.m)
PL3	229,37	216,79	195,67	109,62

VI.3.5.c. Calcul du ferraillage

1. Armatures longitudinales

⇨ Calcul à l'ELU:

La poutre de libage travaille en flexion simple.

$d = h - e - \frac{\phi}{2}$, $\mu = \frac{Mu}{\sigma b.b.d^2}$; on a $\mu \leq \mu l = 0.392$

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

Tableau 6.20. Calcul des armatures longitudinales de la poutre de libage

		Mu (kN.m)	d (cm)	A (cm²)	A' (cm²)	Choix
PL3	Travée	216,79	62	9,04	0.00	**6HA14=9,23**
	Appui	229,37	62	9,60	0.00	**6HA14=9,23**

This document was created using SOLID CONVERTER PDF To remove this message, purchase the product at www.SolidDocuments.com

⇨ Vérification des contraintes à l'ELS

Pour une fissuration peu nuisible : [σb]= 15Mpa

Tableau 6.21. Vérifications des armatures longitudinales de la poutre de libage à l'ELS

		A_{ELU} (cm²)	M_{ser} (kN.m)	σb (MPa)	σb ≤ [σb]
PL3	Travée	**9,23**	10,56	1,66	Oui
	Appui	**9,23**	36,76	1,95	Oui

On remarque que les vérifications des contraintes sont satisfaisantes.

2. Armatures de peau

Puisque la poutre de libage à une hauteur de 65 cm le CBA93 exige en plus les armatures longitudinales, des armatures de peau d'au mois 3cm²/m.l posées parallèlement à la fibre moyenne de la poutre.

Donc on adopte **1HA12**

3. Armatures transversales

Pour les fissurations peu nuisibles pour les poutres intermédiaires, on à :

$$\overline{\tau}_u = \min\left[0.2\frac{f_{ci}}{\gamma_b}; 5MPa\right], \text{ avec: } f_{c28} = 25 \text{ MPa}$$

$\overline{\tau}_u = 3.3$ MPa (Situation durable).

$\overline{\tau}_u = 4.34$ MPa (Situation accidentelle).

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 * d}$$

This document was created using SOLID CONVERTER PDF To remove this message, purchase the product at www.SolidDocuments.com

Tableau 6.22. Calcul des armatures transversales de la poutre de libage

	V_u	τ_u	$\bar{\tau}_u$	A_t (cm^2)	S (cm)	
					Zone nodale	Zone courante
PL3	243,29	0,87	3.33	4HA8=2,01	12	15

VI.4. Calcul des longrines

Les points d'appuis d'un même bloc doivent être solidarisés par un réseau bidirectionnel de longrines ou tout dispositif équivalent tendant à opposer au déplacement relatif de ces points d'appui dans le plan horizontal.

VI.4.1. Pré dimensionnement des longrines (RPA99 version2003 [Art 10.1.1.b])

Pour un sol de fondation de catégorie ‘’S2 et S3’’, les dimensions minimales de la section transversale des longrines sont : 25 x 30cm².

On adopte une section de (b x h) = (30 x 40) cm².

VI.4.2. Charges sollicitant les longrines (RPA 99 version2003 [Art 10.1.1.b])

Les longrines sont indispensables pour résister à la traction sous l'action d'une force égale:

$$F = (N/\alpha) \geq 20KN$$

Avec :

N: égale à la valeur maximale des charges verticales de gravité apportées par les points d'appuis solidarisés.

α : coefficient en fonction de la zone sismique et de la catégorie du site considérée, pour notre cas : **α** = 12. Selon le tableau. (cf. 3.3) RPA 99 version2003.

This document was created using SOLID CONVERTER PDF To remove this message, purchase the product at www.SolidDocuments.com

Les sollicitations de calcul sont

a) A l'E L U :

$$N_u = 2034{,}67KN$$

$$F_u = \frac{2034{,}67}{12} = 169{,}55KN$$

b) A l'E L S :

$$N_{ser} = 1510{,}72KN$$

$$F_{ser} = \frac{1510{,}72}{12} = 125{,}89KN$$

VI.4.3. Ferraillage

Étant donné que le béton tendu est néglige, il en résulte que les armatures longitudinales doivent pouvoir équilibrer la force de traction F :

- **à l'état limite ultime**

Les armatures longitudinales sont données par:

$$A_u = \frac{Fu}{\sigma_s}$$

$$A = \frac{F_u}{\sigma_s} = \frac{169.55.10^3}{348} = 487{,}21\,mm^2 = 4{,}87\,cm^2$$

$$A_{choisi} \equiv 6\,HA14 = 9{,}23\,cm^2$$

- **Condition de non fragilité: (CBA 93)**

On doit respecter la condition de non fragilité de la section de béton armé donnée par le CBA 93 :

$$B \le \frac{A.f_e}{f_{tj}}$$

$$B = bxh = 30x40 = 1200\,cm^2 \le \frac{A.f_e}{f_{tj}} = \frac{923x400}{2{,}1} = 175809{,}52\,\text{mm}^2 = 1758{,}09\,cm^2$$

La condition de non fragilité est vérifiée.

This document was created using SOLID CONVERTER PDF To remove this message, purchase the product at www.SolidDocuments.com

- **Vérification des contraintes à l'état limite de service**

La fissuration est considérée comme préjudiciable.

$$\sigma_s = \frac{F_{ser}}{A_{choisi}} = \frac{N_{ser}}{12.A_{choisi}}$$

$$\sigma_s = \frac{12589.10^3}{923} = 136{,}39\,\text{MPa}$$

$$\overline{\sigma_s} = \min\left[\tfrac{2}{3} f_e ; 110\sqrt{\eta . f_{tj}}\right] = 202MPa$$

$$donc : \sigma_s < \overline{\sigma_s}$$

- **Section minimale donnée par le RPA 99version 2003(Art 10.1.1.b)**

Le ferraillage minimum doit être de 0,6 % de la section B : $A_{min} = \frac{0{,}6b.h}{100}$

$$A_{min} = \frac{0{,}6x30x40}{100} = 7{,}2\,cm^2$$

Alors on adopte : **A_{choisi}=6HA14=9,23 cm²**

- **Armatures transversales**

Les armatures transversales ne jouent aucun rôle dans la résistance de la pièce, car les longrines travaillent en traction simple. Ce sont de simples cadres de montages destinés à maintenir les aciers dans leurs positions, leur espacement est défini par le RPA99 version 2003**[Art 10.1.1.b]** qui doit être inférieur au Min (20 cm ; 15Φ_ℓ)

Section :

$$\varphi_t \geq \frac{\varphi_l}{3} = \frac{14}{3} = 4.66\text{mm}$$

On adopte: $\varphi_t = 8\,\text{mm}$

A_t = 4TSS8 = 2.01 cm²

Espacement:

$$S_t \leq \min\left[20\text{cm}; 15\varphi_l\right] = \min\left[20\text{cm}; 21\text{cm}\right]$$

On adopte: **S_t = 15 cm.**

This document was created using SOLID CONVERTER PDF To remove this message, purchase the product at www.SolidDocuments.com

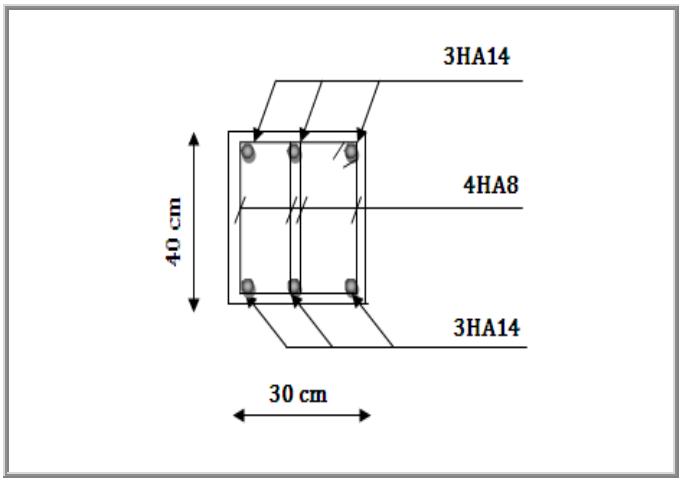


Figure 6.6. Ferraillage des longrines

This document was created using SOLID CONVERTER PDF
To remove this message, purchase the product at www.SolidDocuments.com

CONCLUSION GENERALE

This document was created using SOLID CONVERTER PDF
To remove this message, purchase the product at www.SolidDocuments.com

CONCLUSION

Ce projet de fin d'étude, en l'occurrence la préparation d'ingénieur, nous a autorisé à mettre en pratique toutes nos perceptions acquises durant notre cycle de formation, d'approfondir nos connaissances en se basant sur les données de la documentation technique et réglementaire, 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 nouvelle des structures des bâtiments.

D'après l'étude effectuée dans le cadre de se projet de fin d'étude, il souhaitable de souligner que pour une bonne conception parasismique, il est très utile 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 afin de parvenir à résoudre les difficultés rencontrées sur le terrain et afin d'arriver à une sécurité maximale de l'ouvrage sans surcoût important.

En définitive, la visée essentielle et l'objectif principal de l'ingénieur inventeur est de diminuer le risque sismique à un degré minimal et de rendre accessible l'exécution de l'ouvrage en optant une conception optimale qui enchante les nécessités architecturales et les exigences sécuritaires. Parallèlement, on ferra autant que possible pour avoir les principaux critères admis, à savoir : l'exploitation, l'esthétique et la sécurité.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

This document was created using SOLID CONVERTER PDF
To remove this message, purchase the product at www.SolidDocuments.com

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

Documents réglementaires :

- [1] : Règles parasismiques Algérienne R.P.A99.

(Document technique réglementaire D.T.R-B.C.2.48).

- [2] : Règle de conception et de calcul de structures CBA93.

(Document technique réglementaire D.T.R-B.C.2.41).

- [3] : Charges permanentes et surcharges d'exploitations D.T.R -B.C.22.

Manuels techniques :

- **[4] :** Conception et calcul des structures de bâtiment, Tome1 «HENRY THONIER ».
- **[5] :** cours de formation et cous Béton Armé de monsieur «BOUKENDAKDJI »
- **[6] :** Calcul des ouvrages en Béton Armé. M. BELAZOUGHI.
- **[7] :** Aide mémoire béton armé. « PIERRE GUILLOMONT »

Logiciels :

- SAP 2000 v15
- ROBOT 2010
- ROBOT EXPERT 2010
- AUTOCAD 2010
- SOCOTEC

This document was created using SOLID CONVERTER PDF To remove this message, purchase the product at www.SolidDocuments.com