République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique
Université Dr.Yahia Farès de MEDEA



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

Memoire de fin d'étude

Pour l'obtention du diplôme Master en Génie Civil

Option: Construction et Matériaux

Thème

Etude d'un bloc centrale circulaire avec auditorium en R+5 d'un centre culturel implanté en zone III

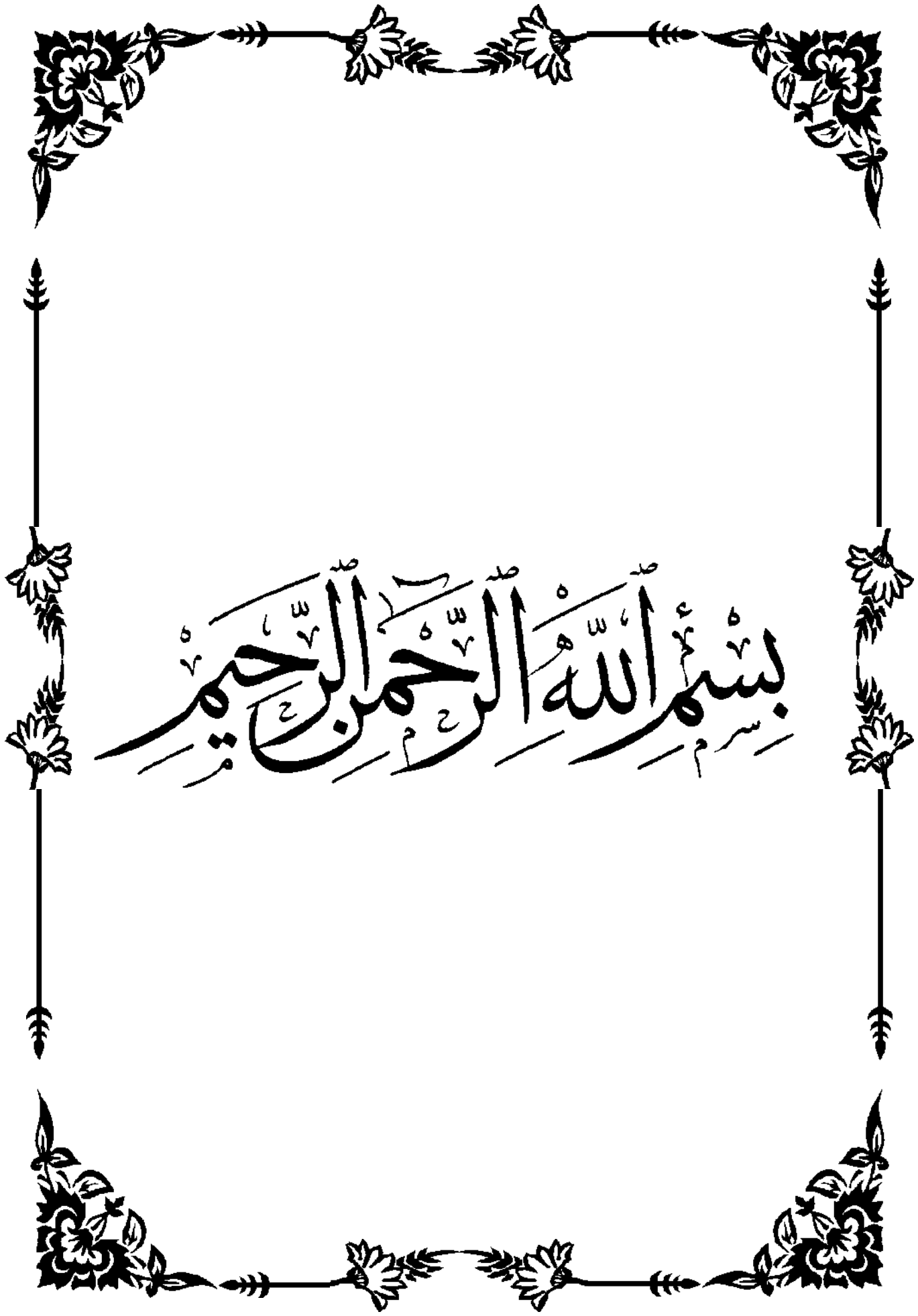
Etudié par :

-Melle : Benkida Fatma
- Melle : Saadaoui Sabrina

Dirigé par :

- Mr. Boukhdakhji .O
-Melle. Boukhelkhale .Dj

PROMOTION 2014-2015


بسم الله الرحمن الرحيم

Remerciement

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 ***Mr M.O. BOUKENDAKDJI*** *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 monsieur.*

Tenons à remercier également ***MELLE Dj. BOUKHELKHALE*** *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 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 ***BENKIDA Fatma*** *et* ***SAADAOUI Sabrina***

DÉDICACE

Merci Allah de m'avoir donne la capacité d'écrire et de réfléchir, la force d'y croire, la patience d'aller jusqu'au bout du rêve …..

Je dédie ce mémoire :

Mes très chers parents...

A mes frères Mohamed, Brahim, hamza et le petit Younes

A Mes sœurs Meriem et Karima

A ma fiance Ahmed et son famille

A mon binôme et mon sœur Sabrina

A toute la famille BENKIDA et KAIHOOL

A mes frères Sid Ali et Walid

A mes amies khadidja, hamida, naima Sebsi, naima Khairi, ratiba, chaima, masouda

A toute les promotions 2014 et 2015

Fatma

DÉDICACE

Merci Allah de m'avoir donner la capacité d'écrire et de réfléchir, la force d'y croire, la patience d'aller jusqu'au bout du rêve …..

Je dédie ce mémoire :

A ma très chère famille : ma mère qui a été à mes côtés et m'a soutenu durant toute ma vie

…A mon frère : Hicham

et A mes sœurs :. Hayat ,razikha

M'aura soutenu dès le début et m'aura aidé

Dans les périodes déroute et de m'avoir partagé ce modeste travail.

-A mes amies intimes, Fatiha . warda, et à tous mes amis sur tous kadi S Ali.

Sans oublier mon binôme Fatma.

A toute la famille SAADAOUI et NADJMI

Sans oublier mon binôme fatma,

De m'avoir encouragé et penser toujours à moi et pour m'avoir changer les idées

Quand j'en avais besoin

A mes amis de langue date spécialement qui ont partagés avec moi non

Seulement les bons moments mais aussi la formation

A mes camarades les étudiantes de la spécialité Génie Civil 2014-2015

et je souhaite bonne continuation à tous

Sabrina

ملخص:

هذا المشروع كما يدل عليه موضوعه يهدف إلى دراسة بناية ذات استعمال ثقافي مكونة من (طابق ارضي +5طوابق) والمقرر بناؤها في ولاية الجزائر(المرادية) و المصنفة ضمن المنطقة العالية زلزاليا (III)

مقاومة البناية لكل الحمولات العمودية و الأفقية مضمونة محققة بواسطة نظام العارضات و الأعمدة + الجدران المسلحة.

قياس الأبعاد ونتائج كل العناصر المقاومة تم طبقا للمعايير و القوانين المعمول 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.«ROBOT version 10»

وفي الأخير قمنا بدراسة البنية التحتية للبناية و هذا بحساب الأساسات.

Resumé

Ce projet a également mis en évidence par le thème vise à étudier l'utilisation du bâtiment culturel islamique composé de (rez de chaussée + 5 étages) et prévu pour être construit dans la Wilaya d'Alger (Muradia) , qui est classée comme une zone de haute sismicité (III)

La résistance de la structure aux charges horizontales et verticales est assurée par un système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques

Le dimensionnement et le calcul du ferraillage de tous les éléments résistants ont été établis conformément aux règlements algériens en vigueur

(CBA93 et RPA99 version 2003).

L'étude sismique a été menée suivant la méthode numérique basée sur la méthode des éléments finis moyennant le logiciel « ROBOT version 10 ».

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

abstract

This project is a study of a building for cultural islamique purpose (ground+ 5 stories), planned to be built in MURADIA Wilaya of ALGIERS. the region is classified as a high seismicity area III.

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 (CBA 93; RPA 99 version 2003).

The seismic study has been realized according to the numerical method (finite elements method) using the program « ROBOT version 10 ».

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

Table des matières

I. INTRODUCTION

I.1. Destination .. . ...……..……..……..…...01

I.2 Caractéristique géométriques de l'ouvrage …….……..……...…01

I.3. Caractéristique mécaniques des matériaux…….……03

I.3.1. Béton……03

I.3.2. Acier :…….……..04

I.4. Conclusion …….…….……05

II. PREDIMENSIONNEMENT

II.1. Introduction ……..…….07

II .2. Pré dimensionnement des planchers …….……...07

II .2.1. Plancher à corps creux ……..……....07

II .2.2. Les dalles pleines ……..…..08

II.3. Évaluation des charges permanentes et charges d'exploitations ……...……09

II.3.1. Maçonnerie ……..…….....…..10

II.3.2. Plancher terrasse …….....…11

II.3.3. Plancher courant …….…….....12

II.3.4. Dalle pleine …….……...……..…13

II.4. Pré dimensionnement des poutres:…….……....15

II.5. Pré dimensionnement des poteaux …….……...…17

II.5.A. Bloc A…….……...……17

II .5B. Bloc B : ……....…..…24

II.6. Pré dimensionnement des voiles ……..…….……..28

III.CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES

III.1. Calcul de l'acrotère ……..……32

III.1.1. Charges permanentes et d'exploitations……..…….32

III.1.2.Calcul des efforts……...……33

III.1.3. Calcul du ferraillage ……..…...33

III.1.4. Vérification de l'effort tranchant……..……37

III.1.5. Vérification de l'acrotère au séisme…….……37

III.2. Plancher à corps creux :…….…….38

III.2.1. La dalle de compression :……38

III2.2. Les poutrelles ……..…….40

III.3. les escaliers ……..79

III.3.1. Introduction ……..……..……..…… 79

III.3.2. Escalier hélicoïdal ……..……79

III.3.3. Calcul du ferraillage ……...…….…….81

III.3.4.Calcul du consol……..……..…….……83

III.4.1 calcul de l'escalier droit …….……. 88

III.4.2. Ferraillage à L'E.L.U ……92

III.4.3. Les vérifications ……93

III.4.4.Ferraillage de la poutre palière ……..……...…96

III.5. Calcul des dalles pleines ……..…..98

III.5.1. Définition ……98

III.5.2. Méthode de calcul ……98

III.5.3. Position des lignes de rupture ……...……100

III.6.La coupole …….…….. 107

III.6.1.Dalle pleine ……..107

III.6.2. Calcul du ferraillage ……...108

IV.CALCUL DYNAMIQUE

IV.1. Introduction …….....114

IV.2. Bloc A…….……..……..123

IV.2.a. Caractéristiques géométriques de la structure …….……...123

IV. 2.b. Choix de la méthode de calcul …….…..125

IV.2.c. Résultats de l'analyse dynamique ……..….125

IV.3. Bloc B…….137

IV.3.a. Caractéristiques géométriques de la structure ……137

IV.3.b Résultats de l'analyse dynamique ……..…..137

IV.4 Vérification des déplacements en têt …….…….146

V. CALCUL DES ELEMENTS RESISTANTS

V.1. Introduction ……...……..……149

V.2. Bloc A……...…149

V.2.1 Ferraillage des poutres ……...…149

V.2.2. Ferraillage des poteaux ……161

V.2.3. Ferraillage des voiles plaines…….……..149

V.3. Bloc B ……157

V.3.1. Ferraillage des poutres ……..…157

V.3.2. Ferraillage des poteaux :……...……164

V.3.3. Ferraillage des voiles plaines :…… …….……167

V.3.4.Ferraillage des voiles avec ouvertures……..…….170

VI. ETUDE DE L'INFRASTRUCYURE

VI.1. Introduction……..……..…….202

VI.2. type de la fondation ……..……...…202

VI.3. Connaissance du lieu & du sol …….……..202

VI.4. Choix du type de fondation ……203

VI.5.Bloc A…….….204

VI.5.1. Calcul des semelles isolées……..……..204

VI.5.2. Calcul des semelles filantes……...……209

VI.5.3. Les longrines ……..……..219

VI.6.Bloc B ……221

VI.6.1.Radier général……...……221

VI.6.2 Les longrines……..……231

Liste des tableaux

Tableau. I.1. Les types d'aciers utilisés et leurs nuances……..……..…04

Tableau II.1 charges permanentes du mur simple cloison……..……...…10

Tableau II.2 charges permanentes du mur double cloison……..……...…10

Tableau II.3 charges permanentes du plancher terrasse inaccessible (corps creux) Bloc A……11

Tableau II.4 charges permanentes du plancher terrasse inaccessible (corps creux) Bloc B……..…11

Tableau II.5 charges permanentes du plancher courant (corps creux) bloc B…….……12

Tableau II.6 charges permanentes du plancher courant (corps creux) bloc A…….……12

Tableau II.7: Charge permanente terrasse……..……..…….13
Tableau II.8 : Charge permanente de la dalle d'étage……..…14
Tableau II.9: Charge d'exploitation Bloc A…….……..…14
Tableau. II.10. Charge d'exploitation Bloc B…….……15
Tableau II.11: pré dimensionnement des poutres……..……17

Tableau II.12 : pré dimensionnement des poteaux…….……..……18

Tableau II.13 : détermination de la longueur de flambement……..……18

Tableau II.14. Calcul de $\overline{N}_u$du Bloc A……...……....….19

Tableau II.15.Détermination des charges permanentes bloc A……...…….21

Tableau II.16 : Tableau des charges d'exploitation Bloc A…….……..…22
Tableau .II.17: Tableau de vérification……..……22

Tableau II.18. Calcul de $\overline{N}_u$du Bloc A……...…23

Tableau II.19vérifications de coffrage des poteaux……...…23

Tableau II.20.Vérification aux zones nodales bloc A……...24

Tableau II.21 : pré dimensionnement des poteaux bloc B……..…24

Tableau II.22 : détermination de la longueur de flambement……..……..25

Tableau II.23. Calcul de N du Bloc B…….……..……....25

Tableau II.24.Détermination des charges permanentes de bloc B…….26

Tableau II.25: Tableau des charges d'exploitation Bloc B ……..27
Tableau .II.26: Tableau de vérification…….….27

Tableau II.27.vérifications de coffrage des poteaux bloc A…….....….28

Tableau II.28.Vérification aux zones nodales bloc B……..…….28

Tableau II.29. Détermination des sections des voiles Bloc A ……...…..…….29

Tableau II.30. Détermination des sections des voiles Bloc B …….…….30

Tableau.III.1 : Les charges……...…….32

Tableau. III.2 : Les efforts…….33

Tableau. III.3 : Les données…….…….33

Tableau. III.4 : les charges de la poutrelle avant collage …….……..……..41

Tableau. III.5. Calcul des moments……..……..…41

Tableau .III.6 : Détermination le nombre des étaiements…….……43

Tableau. III.7. Actions de calcul des poutrelles après coulage……..46

Tableau. III.8. Différentes sollicitations dans la poutrelle à trois travées (ELU)…….……46

Tableau .III.9. Différentes sollicitations dans la poutrelle à trois travées (ELS)……..……47

Tableau .III.10.moment et effort tranchant de la poutrelle à 01 travées à l'ELU……..……47

Tableau .III.11. Différentes sollicitations dans la poutrelle à 01 travées (ELS)……48

Tableau. III.12.Ferraillage des poutrelles……...…49

Tableau .III.13. Calcul de l'armature…….49

Tableau .III.14. Les armatures transversales dans les poutrelles et leur espacement……51

Tableau.III.15: vérifications préliminaires de la flèche des poutrelles……...……52

Tableau. III.16 moment et effort tranchant de la poutrelle à 03 travées à l'ELU……..…54

Tableau III.17. Moment et effort tranchant de la poutrelle à 03 travées à l'ELS…….….55

Tableau III.18. Moment et effort tranchant de la poutrelle à 02 travées à l'ELU……....……56

Tableau III.19. Moment et effort tranchant de la poutrelle à 02 travées à l'ELS…….….56

Tableau III.20.Ferraillage des poutrelles…….…..57

Tableau III.21. Calcul des armatures ……....58

Tableau III.22. Ferraillages longitudinaux des poutrelles…….58

Tableau III.23. Les armatures transversales dans les poutrelles et leur espacement……..…59

Tableau.III.24: vérifications préliminaires de la flèche des poutrelles…….……..…60

Tableau.III.25: méthode forfaitaire…….……...61

Tableau III.26. Action de calcul des poutrelles après coulage……..62

Tableau III.27. Moment fléchissant et effort tranchant de la poutrelle à 05 travées à l'ELU……...62

Tableau III.28. Moment fléchissant et effort tranchant de la poutrelle à 05 travées à l'ELS..……..63

Tableau III. 29. calcul des armatures……..…64

Tableau .III. 30: Ferraillages longitudinaux des poutrelles……...…65

Tableau III.31. Les armatures transversales dans les poutrelles et leur espacement…….....65

Tableau .III.32 : vérifications préliminaires de la flèche des poutrelles……...66

Tableau III.33. Moment fléchissant et effort tranchant de la poutrelle à 05 travées à l'ELU……..69

Tableau III.34. Moment fléchissant et effort tranchant de la poutrelle à 03 travées à l'ELS…..….70

Tableau.III.35: Récapitulations des efforts……70

Tableau .III.36 : Calcul des armatures……..71

Tableau III.37 : les armatures transversales dans les poutrelles et leur espacement……...….72

Tableau.III.38 : vérifications préliminaires de la flèche des poutrelles…….72

Tableau III.39. Moment fléchissant et effort tranchant de la poutrelle à 05 travées à l'ELU……...75

Tableau .III.40 : Calcul des armatures……..……76

Tableau III.41 : les armatures transversales dans les poutrelles et leur espacement……77

Figure .III.42 : Disposition constructive des armatures ……77

Tableau III.43. Les armatures transversales dans les poutrelles et leur espacement…….....78

Tableau III.44.: Charges permanentes de l'escalier ……...…….…….80

Tableau III.45.: Combinaison des charges de l'escalier ……..…….81

Tableau.III.46: les données……....81

Tableau.III.47. Calcul des sections d'acier de la paillasse…….....82

Tableau.III.48: Les armatures de répartition……82

Tableau.III.49: Vérification de l'espacement…….……..……82

Tableau.III.50 : Vérification a l'E.L.S……..83

Tableau.III.51.: pré dimensionnement de la poutre palière……..…84

Tableau.III.52: Les efforts agissants sur une poutre ……..……..85

Tableau.III. 53 : Calcul des sections d'acier de la poutre ……..…..……..85

Tableau.III.54 : Vérification a l'E.L.S…….…….87

Tableau.III.55. : vérifications préliminaires de la flèche de la console……..…..87

Tableau.III.56. charges permanentes de la paillasse de escalier droite ……89

Tableau.III.57. charges permanentes du la palier…….……90

Tableau.III.58.combinaison des charges a L'ELU……..……90

Tableau.III.59. Combinaison des charges a L'ELS…….…..…91

Tableau III.60.: Calcul des sections d'acier de l'escalier……...…92

Tableau.III.61 : Résultats de la vérification a l'E.L.S…….…94

Tableau III.62. : Vérification de la flèche de l'escalier……..……..96

Tableau III.63 : Calcul des sections d'acier de la poutre palière…….….97

Tableau .III.64 : Vérification a l'E.L.S…….……98

Tableau III.65. Données de calcul de la dalle plaine…….…….……101

Tableau III.66:Calcul des sections de la dalle pleine…….102

Tableau III.67 : Vérification a l'ELS…….……..……...103

Tableau.III.68: Vérification au cisaillement……..……..…103

Tableau.III.69: Vérification de la flèche ……..……104

Tableau III.70: Détermination des chargements de la dalle trapézoïdal……104

Tableau III.71 : Ferraillage du 3eme type des dalles pleines……105

Tableau.III.72 : Vérification de la flèche……107

Tableau III.73: Calcul des sections de la dalle pleine (carré) …….109

Tableau III.74: Calcul de la flèche de la dalle pleine (carré) suivant L_x…….……112

Tableau III.75: Calcul de la flèche de la dalle pleine (carré) suivant L_y ……....112

Tableau IV.1 : détermination du facteur de qualité Q…….119

Tableau IV.2 : Calcul du Centre de Rigidité et Centre de Masse……...123

Tableau IV.3. Calcul de l'excentricité théorique (statique)……..……..124

Tableau IV.4. Calcul de l'excentricité totale……...124

Tableau IV.5 : Période et facture de participation massique du modèle…….126

Tableau IV.6 : vérification des périodes…….127

Tableau IV.7 : Calcul de la force sismique (M.S.E)…….….128

Tableau IV.8 : Forces sismiques selon la hauteur suivant X……..…....129

Tableau IV.9: Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul……..…...…131

Tableau IV.10 : Forces sismiques selon la hauteur suivant Y…….…....……132

Tableau IV.11: calcul du moment stabilisant……..……132

Tableau IV.12 : calcul du moment de renversement…….……..133

Tableau IV.13. Vérification de stabilisation……..……...133

Tableau IV.14 : Vérification des déplacements inter-étages sens X..……...…..…134

Tableau IV.15: Vérification des déplacements inter-étages sens Y……..…….……..…134

Tableau I.16: Vérification l'effet P-Δ sens X…….…..….135

Tableau IV.17 : Vérification l'effet P-Δ sens Y……..……...…..….136

Tableau IV.18 *:* Calcul du Centre de Rigidité et Centre de Masse bloc B……...……...137

Tableau IV.19. Calcul de l'excentricité théorique (statique) et accidentelle……...……..138

Tableau IV.20. Calcul de l'excentricité totale…….……..138

Tableau IV.21 : Période et facture de participation massique du modèle……..……...140

Tableau IV.22 : vérification des périodes…….…….…140

Tableau IV.23: Calcul de la force sismique (M.S.E)……..141

Tableau IV.24: Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul……..142

Tableau IV.25 : Forces sismiques selon la hauteur suivant X…….……142

Tableau IV.26 : calcul du moment stabilisant…….143

Tableau IV.27: calcul du moment de renversement……...….143

Tableau IV.28: Vérification de stabilisation……....143

Tableau IV.29 : Vérification des déplacements inter-étages sens X……..…….144

Tableau IV.30 : Vérification des déplacements inter-étages sens Y……...…145

Tableau IV.31: Vérification l'effet P-Δ sens X……....145

Tableau IV.32 : Vérification l'effet P-Δ sens Y……..….145

Tableau V.1 : Les données de calcul……..…149

Tableau V.2 : Ferraillage longitudinal des poutres principales……...…….……151

Tableau V.3 : Ferraillage longitudinal des poutres secondaires……151

Tableau V.4. Vérification des poutres principales……...152

Tableau V.5. Vérification des poutres secondaires…….……....152

Tableau V.6 : Vérification des contraintes à l'ELS des poutres principales…….…..153

Tableau V.7 : Vérification des contraintes à l'ELS des poutres secondaire…….…....154

Tableau V.8 : Calcul de $\bar{\tau}_u$……155

Tableau V.9 : Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres principales…….…...155

Tableau V.10 : Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres secondaires……...156

Tableau V.11 : Calcul des armatures transversales et leur espacement…….….157

Tableau V.12 : Vérification de la flèche de poutre……..…...157

Tableau V.13. Calcul des ferraillages des poteaux a l'ELU……..…..…..162

Tableau V.14 Vérification à l'E.L.S……...……163

Tableau V.15. Choix des armatures transversales est leur espacement …….....……...163

Tableau V.16: Efforts et sections d'acier adoptées pour les poteaux circulaire……164

Tableau V.17. Vérification à l'E.L.S……...…….165

Tableau. V18: Vérification des contraintes de cisaillement dans les poteaux carré…….…167

Tableau.19. : Vérification des contraintes de cisaillement dans les poteaux circulaires…….. 167

Tableau V.20. Choix des armatures transversales est leur espacement …….……..……..…168

Tableau V.21.1calcul les armatures verticales de voile…….....…171

Tableau V.22. Vérification des armatures a ELS des voiles…….……..172

Tableau V.23.1calcul des armateurs horizontales…….…..173

Tableau V.24. : Diamètre des armateurs transversales…….…....174

Tableau V.25.1calcul les armatures verticales……..…….….175

Tableau V.26. Vérification des armatures a ELS des voiles……..….176

Tableau V.27.1calcul des armateurs horizontales……...177

Tableau V.28. Ferraillage longitudinal des poutres principales (45*90)……179

Tableau V.29 : Ferraillage longitudinal des poutres secondaires (30*45)……..179

Tableau V.30. Vérification des poutres principales……..……..180

Tableau V.31. Vérification des poutres secondaires……..…….181

Tableau V.32. Vérification des contraintes à l'ELS des poutres principales……..181

Tableau V.33. Vérification des contraintes à l'ELS des poutres secondaires……182

Tableau V.34. Calcul de $\overline{\tau_u}$ …….....182

Tableau V.35. Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres principales…….183

Tableau V.36. Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres secondaires……183

Tableau V.37. Calcul d'armatures transversales ainsi leur espacement……..……184

Tableau V.38. Vérification de la flèche des poutres…….…….184

Tableau V.39. Calcul des ferraillages des poteaux a l'ELU……..186

Tableau V.40. Vérification à l'E.L.S……..186

Tableau V.41. Choix des armatures transversales est leur espacement ……..…187

Tableau V.42. Vérification des contraintes de cisaillement dans les poteaux…….…..188

Tableau V.43.calcul les armatures verticales de voile plaine 22x150……189

Tableau V.44. Vérification des armatures a ELS des voiles…….…..190

Tableau V.45.calcul des armateurs horizontaux ……191

Tableau V.46. Calcul les armatures verticales d'épaisseur 22cm, L=1.8m……..……..192

Tableau V.47. Vérification des armatures a ELS des voiles…….....192

Tableau V.48. Calcul les armateurs horizontaux…….....193

Tableau V.49. Calcul les armatures longitudinales…….197

Tableau V.50. Calcul les armatures diagonales…….....197

Tableau V.51. Calcul les armatures verticales d'épaisseur ……198

Tableau V.52. Vérification des armatures a ELS des voiles…….……..…198

Tableau V.53. Calcul les armateurs horizontaux……198

Tableau V.54. Calcul les armatures longitudinales……..……..199

Tableau V.55. Calcul les armatures diagonales…….199

Tableau VI.1. Dimensionnement des semelles isolées…….…….…205

Tableau VI.2.Vérification des contraintes …….……..…..206

Tableau.VI.3. Ferraillages des semelles ……..……207

Tableau VI.4 .Ferraillage final des semelles isolées……..……..207

Tableau VI.5. Vérification des longueurs de scellement des semelles isolées……...…….208

Tableau VI.6.Vérification de la stabilité au renversement des semelles isolées…….....……...209

Tableau VI.7.dimensionnement des semelles filantes SF1, sous voiles à l'ELS….....211

Tableau VI.8.Vérification des contraintes de semelle filante Sf1 a L'ELS……....211

Tableau VI.9. : Vérification des contraintes de semelle filante Sf1 a L'ELU …….212

Tableau VI.10:calcul de la section d'armature……..…212

Tableau VI.11: armatures de répartition de la semelle filante (SF1)……..…213

Tableau VI.12.Vérification de la stabilité au renversement des semelles fialnte sous voiles…..…213

Tableau VI.13.Vérification de la stabilité au renversement des semelles filantes……..213

Tableau VI.14.dimensionnement des semelles filantes SF1, sous voiles à l'ELS……..215

Tableau VI.15.Vérification des contraintes de semelle filante Sf1 a L'ELS……..……215

Tableau VI.16. : Vérification des contraintes de semelle filante Sf1 a L'ELU…….215

Tableau VI.17:calcul de la section d'armature…….216

Tableau VI.18: armatures de répartition de la semelle filante (SV1)……216

Tableau VI.19.Vérification de la stabilité au renversement des semelles fialnte sous voiles…….217

Tableau VI.20. Longueur de scellement……..217

Tableau VI.21. Calcul des sections d'acier de la poutre de libage…….….218

Tableau VI.22.Vérification à l'ELS aux appuis et en travée……..218

Tableau.VI.23.. Contraintes sous le radier à l'ELU……....226

Tableau VI.24. : Contraintes sous le radier à l'ELS……226

Tableau VI.25. : ferraillage des panneaux……..……..…229

Tableau VI.26. : vérification des contraintes de L'ELS…….…….230

Tableau VI.27. Vérification des contraintes de L'ELS……..…….230

Tableau VI.28. Ferraillage de la nervure…….……...…..231

Tableau .VI.29. Vérification des contraintes à L'ELS ……..….231

Liste des figures

Figure II.1: dimensionnement de plancher à corps Bloc A……..……08

Figure II.2: dimensionnement de plancher a corps creux Bloc B……..…..…..……08

Figure II.3. Simple et double cloisons…….…….…….……10

Figure. II.4. Composants d'un plancher terrasse…….…….…….……12

Figure II.5 Plancher à corps creux……...…….…….…13

Figure II.6. : Composants de la dalle de terrasse…….…..…14

Figure. II.7. Goussets …….…..….16

Figure. II.8 : Section…….…….…….……19

Figure. II.9.Représentation du poteau Le plus sollicite de bloc A…….……..….20

Figure. II.10. Représentation du poteau le plus sollicite de bloc B……...……...…….25

Figure II.11.Coupe de voile en plan (gauche) Voile en 3D (droite)……....……..…29

Figure III. 1 l'acrotère …….....32

Figure III.2 Section de B.A a l'ELU ……34

Figure III.3 Ferraillage de l'acrotère …….…….…38

Figure III.4. Disposition des armatures de la table de compression ……..39

Figure III.5. Schématisation de la poutrelle avant coulage Bloc A et B ……...40

Figure III.6.le choix de disposition des étaiements …….…….....42

Figure III.7. Diagramme des moment et efforts tranchants du 1er type des poutrelles l'ELU…….…..46

Figure III.8. Diagramme des moments du 1er type des poutrelles à l'ELS……....47

Figure III.9. Diagramme des moment efforts tranchants du 1eme type des poutrelles l'ELU…..…48

Figure III.10. Diagramme des moment du 1er type des poutrelles l'ELS……..……48

Figure .III.11: Disposition constructive des armatures……..……..…..50

Figure. III.12.Ferraillage des poutrelles en zone d'appui (gauche), en travée (droite)…….……...54

Figure III.13. Diagramme du moment et efforts tranchants du 2eme type des poutrelles l'ELU.....55

Figure III.14. Diagramme des moments du 2eme type des poutrelles à l'ELS…….55

Figure III.15. Diagramme du moment et efforts tranchants du 2eme type despoutrelles l'ELU…..56

Figure III.16. Diagramme des moments du 2eme type des poutrelles à l'ELS…..……57

Figure. III.17. Ferraillage des poutrelles en zone d'appui (gauche), en travée (droite)……....60

Figure. III.18. Moment fléchissant et effort tranchant de la poutrelle à 05 travées à l'ELU…….63

Figure III.19.Diagramme des moments du 2eme type des poutrelles à l'ELS……..63

Figure .III. 20.: ferraillage des poutrelles en zone d'appui (à gauche), en travée (à droite)……..…68

Figure III.21. Diagramme des moments et effort tranchentdu 2eme type des poutrelles à l'ELU...69

Figure III.22 Diagramme des moments du 1eme type des poutrelles à l'ELS……..70

Figure.III.23. ferraillage des poutrelles en zone d'appui (à gauche), en travée (à droite)……74

Figure III.24. Diagramme des moments du 2eme type des poutrelles à l'ELU……....74

Figure III.25. Diagramme des moments er effort tranchent du 2eme type à l'ELU…….75

Figure III.26. Diagramme des moments du 2eme type des poutrelles à l'ELS…….76

Figure.III.27. ferraillage des poutrelles en zone d'appui (à gauche), en travée (à droite)…….78

Figure.III.28.Dimensions de l'escalier……..…81

Figure.III.29: Dimensionnement de la console……..83

Figure III.30.: Schéma statique de l'escalier droit…….……88

Figure III.31. Schéma statique des efforts du l'escalier à l'E.L.U…….……..…91

Figure III .32. Schéma statique des efforts du l'escalier à l'E.L.S……...…91

Figure II.33. : Schéma simplifié de la poutre palière……..…..96

Figure.III.341: alle pleine ……99

Figure. III.35.Efforts et déplacements des zones……100

Figure IV.1 : Spectre de réponse…….……..……..119

Figure IV.2.dimension des voiles et poteaux …….……121

Figure IV.3 vue en 2D…….…...…..…123

Figure IV.4.Le comportement des trois premiers modes du Bloc A……..…..…..…126

Figure IV.5: Les forces agissent sur la stabilité au renversement…….....…….130

Figure IV.6 : Distribution des forces sismiques……...…….…..131

Figure IV.7: Concentration des forces sismiques aux étages suivant X ……. ……..… … 132

Figure IV.8: Concentration des forces sismiques aux étages suivant Y……..……132

Figure IV.9 vue en 2D de bloc B…….……137

Figure IV.10.Le comportement des trois premiers modes du Bloc B……...……..139

Figure IV.11: Concentration des forces sismiques aux étages suivant X……..……...142

Figure IV.12 : Concentration des forces sismiques aux étages suivant Y…….…….…..142

Figure IV.13. Largeur minimum du joint…….…….…147

Figure V.1 : Disposition des armatures pour les poutres……..….154

Figure V.2 : Ferraillage des poutres principales intermédiaires du niveau terrasse……..…158

Figure V.3 : Ferraillage des poutres principales intermédiaires des étages……...158

Figure V.4 : Ferraillages des poutres principales de rive du niveau terrasse….……..…..158

Figure V.5 : Ferraillages des poutres principales de rive des étages …….……..159

Figure V.6 : Ferraillages des poutres secondaires d'intermédiaires de la terrasse……159

Figure V.7. : Ferraillages des poutres secondaires d'intermédiaires des étages…….……...159

Figure V.8 : Ferraillages des poutres secondaires de rive de terrasse……...160

Figure V.9 : Ferraillages des poutres secondaires de rive des étages……...160

Figure V.10 : définition de la zone nodale dans les poteaux…….161

Figure V.11.Disposition des armatures pour les poteaux……..168

Figure V.12Ferraillage des poteaux de rive et intermédiaire des étages 4, 5étages……..…169

Figure V.13.Ferraillage des poteaux rive et intermédiaire des étages 2.3étages…….…….169

Figure V.14. Ferraillage des poteaux de rive et intermédiaire RDC et 1er étage ……..169

Figure V.15. Poteau circulaire étage courant Intermédiaire……...…170

Figure V.16. Poteau circulaire RDC étage Intermédiaire……..…..170

Figure V.17 : Disposition des armateurs transversaux (épingles)…….…….174

Figure V.18 : Disposition des armatures dans le voile plaine 20x350……...…178

Figure V.19 : Disposition des armatures dans le voile plaine 20*440…….…..….178

Figure V.20. Disposition des armatures des poutres principales pour tous les étages……....185

Figure V.21. Disposition des armatures des poutres secondaires pour tous les étages…….....….185

Figure .V.22. Ferraillage des poteaux de tous les étages …….……...188

Figure V.23.Moments et efforts tranchants dans les linteaux…….195

Figure V.24.Armatures du linteau selon le RPA 99……..196

Figure V.25. Disposition des armatures dans le voile plaine 22*150…….199

Figure V.26. Disposition des armatures dans le voile ave ouverture1 ;L=5.92m……200

Figure V.27 Disposition des armatures dans le voile avec ouverture2 ;L=4m……..…….200

Figure VI.1.Représentation initiale des semelles……204

Figure VI.2.Représentation des semelles isolées sous poteaux carrés……..…..205

Figure VI.3. Les bulles de pression…….209

Figure VI.4.Représentation des semelles filantes ……..…210

Figure VI.5. Semelle sous poteaux et voile ……...…..…214

Figure VI.6. Ferraillage des longrines…….……220

Figure VI.7. : Schéma d'un radie……...……..221

Figure VI.8:Contraintes sous le radier……226

Figure VI.9. : Les lignes de ruptures dans le panneau……227

Figure VI.10. Ferraillage des longrines……..233

Notation

Majuscules romaines :

A : Section d'acier tendu.

A' : Section d'acier comprimé.

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

B : Aire du béton.

Br : Section réduite du béton d'un poteau.

Bt : Section de la partie tendue.

Lt : Largeur de la section tendue.

Mt : Masse torsionnelle.

E.L.S : Etat Limite de Service.

E.L.U : Etat Limite Ultime.

Ev : Module de déformation longitudinale différée du béton.

Ei : Module de déformation longitudinale instantanée du béton.

Es : Module de déformation longitudinale de l'acier.

I : Moment d'inertie.

Ie : Moment d'inertie équivalent.

M : Moment fléchissant.

Mt : Moment fléchissant en travée d'une poutre.

Ma : Moment fléchissant en appui d'une poutre.

Mu : Moment fléchissant à l'E.L.U.

Mser : Moment fléchissant à l'E.L.S '

N : Effort normal.

Nser : Effort normal de service.

NU : Effort normal ultime.

Tu : Effort tranchant ultime.

G : Charge permanente.

Q : Charge d'exploitation.

E : Charge sismique.

Minuscules romaines :

h: Hauteur de la section du béton.

b : Largeur de la section du béton.

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

c, c' : Enrobage supérieur et inférieur.

d : Hauteur utile d'une section.

f : Flèche.

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

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

fe : Limite d'élasticité de l'acier.

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

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

i : Rayon de giration.

If : Longueur de flambement,

St : Espacement de cours d'armature transversale**.**

Majuscules grecques :

Δ : Variation.

Σ : sommation.

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

W : poids.

Minuscules grecques :

α: Angle.

γ : Coefficient de sécurité.

ε: Déformation relative.

η: Coefficient de fissuration

λ:: Élancement mécanique.

μ: Coefficient de frottement.

ν: Coefficient de POISSON.

ρ : Rapport de deux dimensions

σ : Contrainte normale.

τ : Contrainte tangentielle.

δ: Déplacement d'un niveau.

Autres notations :

A.N : Axe neutre.

C.V : Condition vérifiée.

C.N.V : Condition non vérifiée**.**

Introduction générale

L'étude des structures est une étape clef et un passage obligé dans l'acte de bâtir. Cette étude vise à mettre en application les connaissances acquises durant la période de formation d'ingénieur à travers l'étude des ouvrages en béton armé.

Dans le cadre de ce projet de fin d'étude ; nous avons procédé al'étude de la structure porteuse de deux blocs situés a(MOURADIA) wilaya de Alger.
Les blocs (A) et (B) {à usage culturel de 5 étages et rez-de-chaussée} le bloc (A) contient une coupole et bloc (B) contient dans le rez-de-chaussée un auditorium
Le premier chapitre comporte une présentation de l'ouvrage et cesdimensions.
Le second traite le calcul de pré dimensionnement desdifférents éléments porteurs à savoir : les poteaux, les poutres, lesplanchers et les voiles. Le calcul des éléments secondaires et lesvérifications relatifs nécessaires sont présentés au troisième chapitre.
Le 4ème chapitre est axé sur l'analyse dynamique de la structure desdeux blocs moyennant le logiciel de calcul des structures « Robot.2010 », on présente d'abord les différents caractéristiques géométriques de lastructure qui interviennent dans la réponse dynamique, les résultats ainsiobtenus (efforts max) servent au calcul du ferraillage des éléments résistant (portique et voiles), ce dernier fait l'objectif du cinquièmechapitre. Finalement, les deux blocs ont été fondés conformément au rapport du sol.

A la fin; on terminera notre travail avec une conclusion générale.

I .Généralité

I.1. destination

Le travail dans le cadre de notre projet de fin d'étude consiste à étudier et à calculer les éléments résistants du bloc central circulaire avec Auditorium en (RDC+5) d'un centre culturel en béton armé contreventé par des voiles à usage cultural.

Situation :

L'ouvrage étudié est implanté à ALGERE, classé selon le RPA 99 version 2003 comme une zone de moyen sismicité (zone III). Notre étude sera conforme aux exigences des règles du CBA93et RPA 2003.

Description de l'ouvrage :

L'ouvrage étudié est constitué en deux bloc (A et B) comporte«5 » niveaux sur un rez-de-chaussée dans la terrasse ayant une coupole sur bloc A et auditorium sur bloc B.

I.2. Caractéristique géométriques de l'ouvrage

I.2.1 Dimension :

I.2.1.1. Dimensions en élévation du bâtiment :

Bloc A :
- hauteur des étages : 3,74m;
- Hauteur de rez-de-chaussée : 3,74 m ;
- hauteur totale du bâtiment : 22.44m (sans coupole)

Bloc B :
- hauteur de et étages : 3,74m;
- Hauteur de rez-de-chaussée : 4.95 m ;
- hauteur totale du bâtiment : 23.65m ;

I.2.1.2. Dimensions en plan du bâtiment:

Bloc A :
- longueur totale de bâtiment : 20.97m.
- largeur totale du bâtiment : 16.13m.

Bloc B :
- longueur totale de bâtiment : 23.21m.
- largeur totale du bâtiment : 14.90m.

I.2.2. Système de contreventement :

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

I.2.3 .Planchers :

Nous avons adopté 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 et les poteaux.
- Le plancher à corps creux ;
- Le plancher à dalle pleine.

I.2.4. Maçonnerie :

La maçonnerie du bâtiment sera exécutée en briques creuses.
• Murs extérieurs (double cloison) :
Deux cloisons en briques creuses de 10 cm d'épaisseur, séparées par une lame d'air de10 cm.
• Murs intérieurs (simple cloison).

I.2.5. L'acrotère :

Au niveau de la terrasse, la structure est entourée d'un acrotère conçu en béton armé de 50 cm de hauteur et 10 cm d'épaisseur

- Son rôle principal est d'éviter le débordement des eaux pluviales sur les murs Extérieurs.

I.2.6 Escalier :

Un escalier a pour but d'assurer le déplacement entre les niveaux. Il permet dans une construction de monter ou descendre. La montée et la descente doivent être aisées et sans danger.
Le bâtiment étudié comporte deux types d'escaliers :

- Escalier Droite en béton arme (deux volées).
- Escalier Hélicoïdal en béton arme.

I.2.7.Revêtements:

Les revêtements de la structure sont constitués par :

- Carrelage de 2cm pour toutes les surfaces.
- Enduit de plâtre pour les murs intérieurs et les plafonds.
- Mortier de ciment pour les murs intérieurs et crépissage des façades extérieures.

I.2.8 L'infrastructure :

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

I.3.Caractéristiques mécaniques des matériaux :

Les caractéristiques mécaniques des matériaux utilisées dans la construction seront conformes aux règles techniques de conception et de calcul des ouvrages en béton armé (CBA93).

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

I.3.1.1. caractéristiques du Béton :

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

I.3.1.2 ciment :

Le choix du dosage et la classe du ciment doivent être choisis en fonction de la nature et l'importance de l'ouvrage à construire, il doit tenir compte des exigences suivantes :
• Résistance mécanique.
• Imperméabilité à l'eau.

I.3.1.3Granulats :

Le béton est constitué de deux types de granulats.
• Sable de dimension inférieure à 5 mm.
• gravier de dimension inférieur à 25mm (8/15 et 15/25)

I.3.1.4 Eau de gâchage :

L'eau utilisée doit être propre, et ne doit pas contenir des matières organiques qui influent sur le durcissement du béton.

I.3.1.5 Dosage du béton :

La variation de la teneur en eau modifie l'ouvrabilité du béton et peut altérer son module d'élasticité.
Toute variation par rapport à la formulation théorique des bétons peut avoir de conséquences négatives sur leurs qualités.

On retiendra que, pour $1m^3$ de béton, on utilise environ 350 kg de ciment, 175 l d'eau, 500 kg de sables et 1100 kg de gravillons, ces proportions varient dans des faibles proportions avec la qualité du béton recherché.
Le dosage du béton doit être conforme aux spécifications visées. Les spécifications sont les suivants :

- Classe de résistance.
- Dimension maximum des granulats.
- Classe de consistance.
- Classe de teneur en chlorures.
- Exigences complémentaires (Prise retardée, résistance à l'abrasion, au gel dégel, ….)

I.3.2. Acier :

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

I.3.2.1 Types d'acier :

Tableau. I.1. Les types d'aciers utilisés et leurs nuances

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

I.3.2.2 Module d'élasticité longitudinale de l'acier : CBA 93 Art [A.2.2.1]

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].

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

Les armatures doivent être conformes aux textes réglementaires en vigueur.

I.4.Conclusion :

Pour notre projet, les valeurs standard à utiliser sont :

$f_{c28} = 25MPa$

$f_{t28} = 2.1MPa$

$E_{i28} = 32164.2MPa$

$E_{v28} = 10819MPa$

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

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

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

$FeE400, fe = 400MPa$: Pour les armatures longitudinales

$FeE235, fe = 235MPa$: Pour les armatures transversales

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

II.1.Introduction :

Pour assurer une l'équilibre et la stabilité de l'ouvrage, il faut que tous les éléments de la structure soient dimensionnés pour résister aux différentes sollicitations :

- Sollicitations verticales : dues aux charges permanentes et surcharges du plancher, des poutrelles et des poutres.
- Sollicitations horizontales (dynamiques) : dues aux effets du vent et du séisme.

Le pré-dimensionnement sera fait selon les règles en vigueur (CBA93, RPA 99/version2003,etc.).

II.2-Pré-dimensionnement des planchers:

Un plancher est une aire plane horizontale qui sert à limiter les étages, sa fonction principale est de résister et supporter les charges et surcharges et de justifierl'isolation acoustique et thermique afin d'assurer le déplacement horizontal de l'usagédans les bonnes conditions et qu'il doit ainsi que de remplir.

II.2.1- Plancher à corps creux :

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

$$\mathbf{(L/25) \leq h_t \leq (L/20)}$$

$$L/20 \geq ht \geq L/25 \qquad [1]$$

et $ht \geq L/22.5$

Avec : L: longueur max de poutrelle mesurée entre nu des appuis.

Bloc A :

- Pour le cas de notre structure, nous avons : $L = 390$ m.
  - $390/20 \geq ht \geq 390/25 \Rightarrow 19.5\ cm \geq ht \geq 15.6$ cm.
  - et $ht \geq 390/22.5 \Rightarrow ht \geq 17.33$ cm.

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

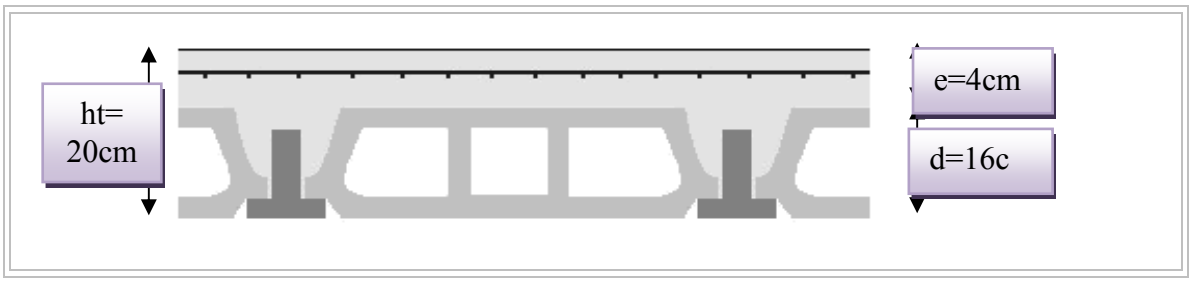


Figure II.1: dimensionnement de plancher à corps Bloc A

_Bloc B :

L = 5.92 m d'où alors 23.68 cm ≤h_t≤29.6 cm

On adoptera $\mathbf{h_t = 25cm}$ telle que : h_t= d + e

d= 20cm (hauteur de corps creux).
e= 5cm (hauteur de la dalle de compression).

Donc $\mathbf{h_t = (20 + 5)\ cm}$.

Pour obtenir une bonne isolation acoustique, on doit vérifier la condition suivante :
ht ≥ 16 cm
D'ou on a : 25 cm > 16 cm (condition vérifiée).

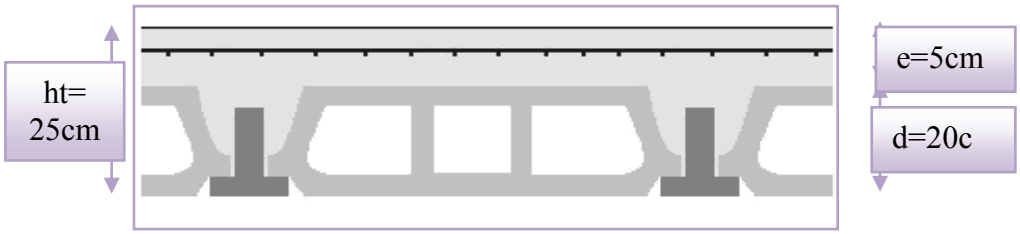


Figure II.2:dimensionnement de plancher a corps creux Bloc B

II.2.2-Plancher à dalle pleine :

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

i) <u>Critère de résistance :</u>

- dalle reposant sur 3 ou 4 appuis :…….[CBA 93]

(Lx/45) ≤ep≤ (L x /40)

- dalle reposant sur deux appuis :

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

où :

ep : épaisseur de la dalle.

L : la plus grande portée mesurée entre nu.

ii) **Sécurité contre l'incendie :**

ep =1 7cm : peut assurer un coupe-feu d'une heure.

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

iii) **condition d'isolation acoustique :** ep≥15 cm.

- Critère de résistance $696/50 \leq ep \leq 696/40 \Rightarrow 13.92 \leq ep \leq 17.7$
- La sécurité contre l'incendie : ep = 11cm
- Condition d'isolation acoustique : ep = 15cm

Pour la dalle plaine on adoptera : $e_p = 15cm$

Condition de la fléche :

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

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

II.3- Evaluation des charges permanentes et surcharges d'exploitation :[3]

A. les charges permanentes (G) : elles incluent le poids propre de la structure, des planchers, des toitures, des cloisons intérieures, des murs extérieurs des équipements installés de façon permanente.

B. les charges d'exploitation (Q) : elles incluent le poids des occupants, des meubles et des équipements mobiles : elles incluent également les charges dues à la neige, la pluie et à la pression hydrostatique.

A. Charges permanentes (G) :

II.3.1. Maçonnerie :

II.3.1.a. Murs intérieurs (simples-cloisons)

Tableau II.1 charges permanentes du mur simple cloison

²N	Composant	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m³)	Poids surfacique (kN/m²)
01	**Enduit en ciment**	0.02	18	0.36
02	**Brique creuse**	0.10	9	0.9
G				**1.62**

II.3.1.b-Murs extérieurs (doubles-cloisons)

Tableau II.2 charges permanentes du mur double cloison

N	Composant	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m³)	Poids surfacique (kN/m²)
01	**Enduit en plâtre**	0.01	10	2x0.10
02	**Enduit en ciment**	0.02	18	2 x 0.36
03	**Brique creuse**	0.10	9	2 x 0.90
04	**Lame d'aire**	0.10	/	/
G				**2.72**



Figure II.3. Simple et double cloisons

II.3.2-plancher terrasse

II.3.2.a-charges permanentes : DTR.BC.22

Tableau II.3 charges permanentes du plancher terrasse inaccessible (corps creux)

Bloc A :

N	Composants	Épaisseur (m)	Poids surfacique (KN/m^2)
1	Gravillon roulé	0.04	0.72
2	Étanchéité multicouche	0.02	0.12
3	Papier kraft	-	0.05
4	Forme de pente	0,14	2.2
5	Plaque de liège	0.03	0
6	Pare vapeur	0.01	0.06
7	Film polyane	-	0.01
8	Planche corps creux	0.16+0.04	2.8
9	Enduit de plâtre	0.02	0.2
		G	**6.16**

Tableau II.4 charges permanentes du plancher terrasse inaccessible (corps creux)

BlocB :

N	Composants	Épaisseur (m)	Poids surfacique (KN/m^2)
1	Gravillon roulé	0.04	0.72
2	Étanchéité multicouche	0.02	0.12
3	Papier kraft	-	0.05
4	Forme de pente	0,14	2.2
5	Plaque de liège	0.03	0
6	Pare vapeur	0.01	0.06
7	Film polyane	-	0.01
8	Planche corps creux	0.2+0.05	3.2
9	Enduit de plâtre	0.02	0.2
		G	**6.56**

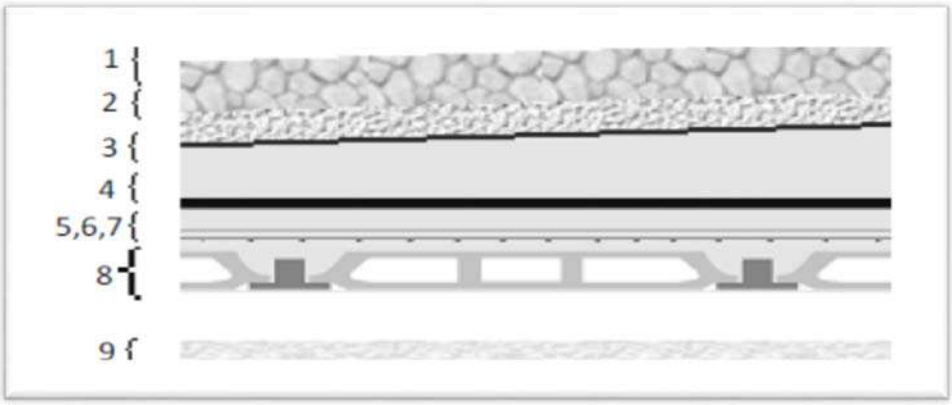


Figure. II.4. Composants d'un plancher terrasse

II.3.3.plancher courant

Tableau II.5. Charges permanentes du plancher courant (corps creux) bloc A

N	Composante	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m^3)	Poids surfacique (kN/m^2)
1	**Carrelage**	0.02	22.00	0.44
2	**Mortier de pose**	0.02	20.00	0.40
3	**Lit de sable**	0.03	18.00	0.54
4	**Plancher (16+4)**	0.16+0.4	-	2.8
5	**Enduit en plâtre**	0.02	10.00	0.20
6	**Cloison légère**	0.10	-	1.62
	Charge permanente G			**6**

Tableau II.6.charges permanentes du plancher courant (corps creux) bloc B

N	Composante	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m^3)	Poids surfacique (kN/m^2)
1	**Carrelage**	0.02	22.00	0.44
2	**Mortier de pose**	0.02	20.00	0.40
3	**Lit de sable**	0.03	18.00	0.54
4	**Plancher (20+5)**		-	3.20
5	**Enduit en plâtre**	0.02	10.00	0.20
6	**Cloison légère**	0.10	-	1.62
	Charge permanente G			**6.4**

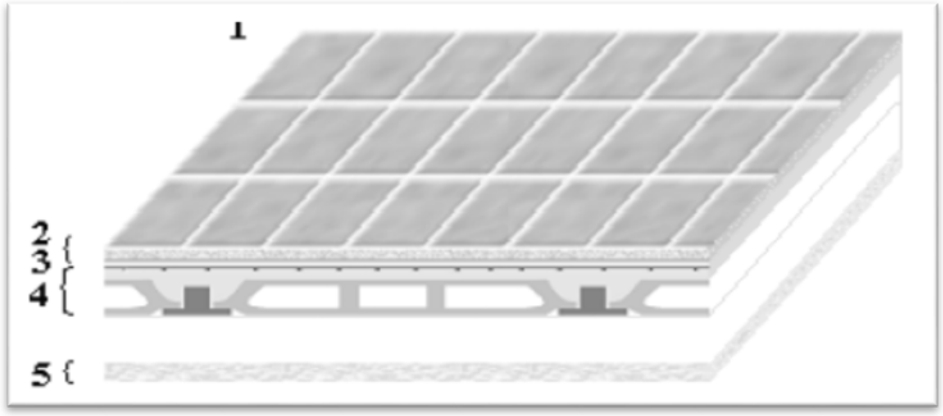


Figure II.5 Plancher à corps creux

II.3.4.dalle pleine

II .2.4.a. Terrasse :

Tableau II.7: Charge permanente terrasse

N	Composante	Epaisseur (m)	Poids surfacique (kN/m^2)
1	Gravillon roulé (8/15)	0.05	1
2	Etanchéité multicouche	0.02	0.12
3	Papier Kraft	_	0.05
4	Forme de pente	0.1	2.20
5	Film polyane	_	0.01
6	Liège (isolant thermique)	0.04	0.16
7	Pare vapeur	0.01	0.06
8	Dalle pleine	0.15	3.75
9	Enduit de ciment	0.02	0.36
		G	7.71

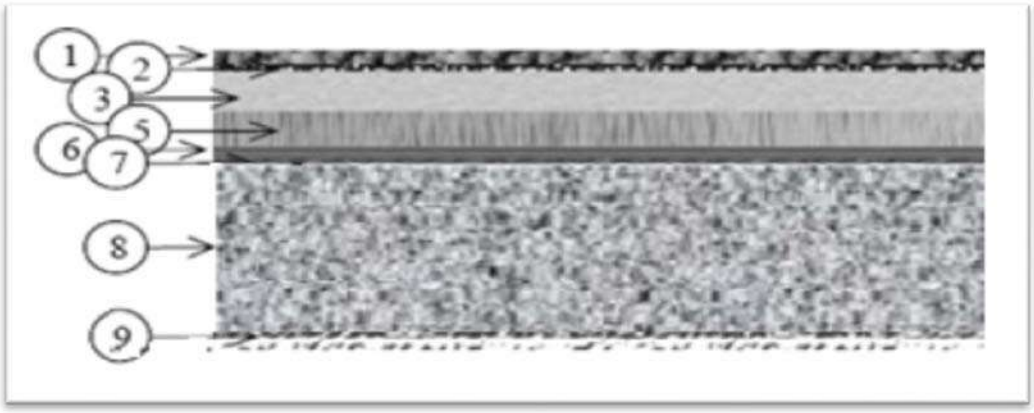


Figure II.6. : Composants de la dalle de terrasse

II.2.3.b. Etage :

Tableau II.8 : Charge permanente de la dalle d'étage

N	Composante	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m^3)	Poids surfacique (kN/m^2)
1	**Carrelage**	0.02	22.00	0.44
2	**Mortier de pose**	0.02	20.00	0.40
3	**Lit de sable**	0.03	18.00	0.54
4	**Dalle pleine**	0.15	25	3.75
5	**Enduit de ciment**	0.02	18	0.36
Charge permanente G				**5.49**

B- Charges d'exploitation(Q):

Tableau. II.9. Charge d'exploitation Bloc A

Niveau	Q(KN/m^2)
Terrasse inaccessible	**1**
Etage courant((halle))	**4**

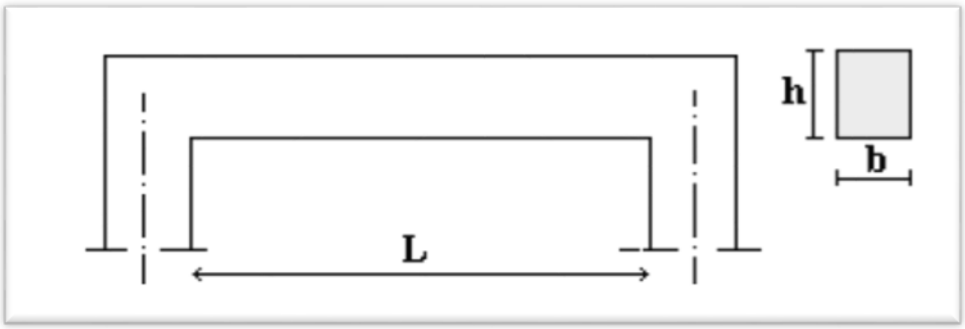
Tableau II.10: Charge d'exploitation Bloc B.

Niveau	Q(KN/m²)
Terrasse inaccessible	1
Etage courant	2.5
RDC (auditorium)	4

II.4.Pré dimensionnement des poutres :

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

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



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

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

- ➢ (portée max)/15 ≤ h ≤ (portée max)/10
- ➢ La largeur b de la poutre doit être 0.3h ≤ b ≤ 0.7h

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

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

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

D'après la formule empirique, les dimensions des poutres doivent respecter la condition suivante : $L/15 \leq h \leq L/10$ **[1]**

$0.3h \leq b \leq 0.7h$

Avec : L : La plus grande portée dans le sens considéré entre nu d'appuis.

h: hauteur de la poutre

b: largeur de la poutre

poutre principale (F1)

_ Détermination de "h":

Si L la plus grande portée dans notre cas L = 14,50 m

$\frac{L}{15} < \frac{L}{10}$ $\frac{1450}{15} < \frac{1450}{10} \Rightarrow$ 96.66<h< 145cm

Remarque :

La section de la poutre principale est plus grande (h=98 cm) donc en utilise Le système des goussets pour diminue la section de la poutre (variation de l'inertie des poutres).

système de gousset :

Dans le cas du béton arme, un changement de la section, comme celui indique sur le dessin dela poutre AB, ne peut être retenu pour le calcul des contraintes Normale a chaque abscisse. Les règlements imposent de prendre en compte, pour le calcul de la section fictives, raccordées aux sections minimales par des goussets fictifs pente de 1/3.

L totale =14.914.3-0.60=13.7

3H/2= 0.5m ; H= 1 m

L finale =13.7-3= 10.7m

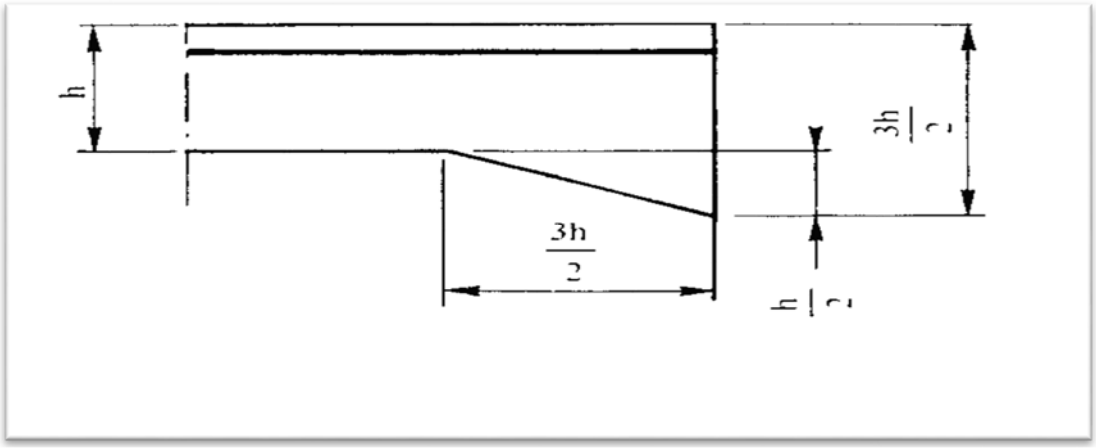


Figure. II.7. Goussets

Tableau II.11: prédimensionnement des poutres

		poutres principales	poutres secondaires
Condition de résistance	Bloc A	L_{max}= 5.03 m ⇒ 33.53cm ≤ h ≤50.3cm on adopte h = 40 cm ⇒ 14.1 cm ≤ b ≤32.9cm on adopte b = 30 cm	L_{max}= 3.9m ⇒ 26 cm ≤ h ≤39cm on adopte h = 35 cm ⇒ 10.5 cm ≤ b ≤ 24.5 cm on adopte b = 30 cm
	Bloc B	L_{max}= 10.7m ⇒ 0.91≤ h≤ 107cm on adopte h = 90 cm ⇒ 27 cm ≤ b ≤ 63cm on adopte b = 45 cm	L_{max}= 5.92m ⇒ 39.46 cm ≤ h ≤59.2cm on adopte h = 45 cm 13.5 cm ≤ b ≤ 31.5 cm on adopte b = 30 cm
Vérification selon le RPA 99	Bloc A	h=40cm≥30cm ; b=30cm≥20cm h/b=1.16	h=35cm≥30cm ; b=30cm≥20cm h/b=1≤ 4
	Bloc B	h=90cm≥30cm ; b=45cm≥20cm h/b=2 ≤ 4	h=45cm≥30cm ; b=30cm≥20cm h/b=1.5≤ 4
Condition de rigidité (h/L ≥ 1/16)	Bloc A	(h/L=0.089) ≥ (1/16=0.0625) (condition vérifie)	(h/L=0.0897) ≥ (1/16=0.0625) (condition vérifie)
	Bloc B	(h/L=0.084) ≥ (1/16=0.0625) (condition vérifie)	(h/L=0.0760) ≥ (1/16=0.0625) (condition vérifié)
Conclusion	Bloc A	**h = 40cm ; b = 30 cm**	**h = 35 cm ; b = 30 cm**
	Bloc B	**h = 90cm ; b = 45 cm**	**h = 45 cm ; b = 30 cm**

Vérification de la flèche : [2] ► Art [B.6.5] ◄:

L> 5m⇒$F_{limite} = \frac{L}{1000} + 0.5cm$

II.5. Pré dimensionnement des poteaux :

Bloc A :

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

On peut pré dimensionner les poteaux, en utilisant un calcul base sur la descente des charges permanentes et d'exploitation a l'état limite ultime (NU=1,35G+1,5Q).

II.5.1. Dimensions des poteaux :

- ✓ MIN (b1, h1) ≥ 35cm

Tableau II.12 : pré dimensionnement des poteaux

Niveau d'étage		5eme	4eme	3eme	2eme	1 er	RDC
Dimension du poteau	b1 (cm)	35	35	40	40	45	45
	h1 (cm)	35	35	40	40	45	45

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

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

- ✓ 0.7×L0 : si le poteau est a ses extrémités :

• Soit encastre dans un massif de fondation.
• Soit assemble a des poutres de plancher ayant au moins la même raideur que lui dans le sens considère et le traversant de part en part.

- ✓ L0 : dans les autres cas.

Pour cela on va procéder à la vérification suivante :

Tableau II.13 : détermination de la longueur de flambement

	Dimensions du poteau	L_f	$i=\frac{b}{\sqrt{12}}$	λ
Sous la terrasse	35X35	0.7L0	0.10	26.18
Sous le 4eme étage	35 X35	0.7L0	0.10	26.18
Sous le 3eme étage	40X40	0.7L0	0.12	21.81
Sous le 2eme étage	40 X40	0.7L0	0.12	21.81
Sous le 1er étage	45 X45	0.7L0	0.13	20.13
RDC	45 X45	0.7L0	0.13	20.13

II.5.4. Calcul de l'effort $\bar{N}_u$

L'effort normal admissible est :

- ✓ : $N_{\text{ultime}} \leq \left(\frac{Brf_{c28}}{0.9\gamma_b} + A\frac{fe}{\gamma_s}\right).a$

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

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

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

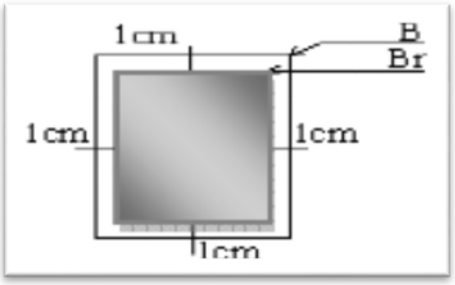
$$\begin{cases} a = \dfrac{0.85}{1 + 0.2\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} & \text{pour } \lambda \leq 50 \\ a = 0.6\dfrac{50^2}{\lambda} & \text{pour } 50 \leq \lambda \leq 70 \end{cases}$$

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

L*f*=0.7 L0: C'est la longueur de flambement.

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

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



figureII.8 : Section

Tableau II.14. Calcul de $\bar{N}_u$du Bloc A

	Dimension	B_r(mm²)	L_f	λ	α	A_s(mm²)	$\overline{Nu}\,(KN)$
5eme	35X35	108900	2,62	26.18	0.76	122,5	1565.04
4eme	35X35	108900	2,62	26.18	0.76	122,5	1565.04
3eme	40X40	144400	2,62	21.81	0.78	160,0	1616.40
2eme	40X40	144400	2,62	21.81	0.78	160,0	1616.40
1eme	45X45	184900	2,62	20.13	0.79	202.5	1648.81
RDC	45X45	184900	2,62	20.13	0.79	202,5	1648.81

II.5.A.5. Détermination des charges et surcharges

- Surface du plancher revenant au poteau:

  S_p=13.09m²

- Surface totale:

St= 14.22m²

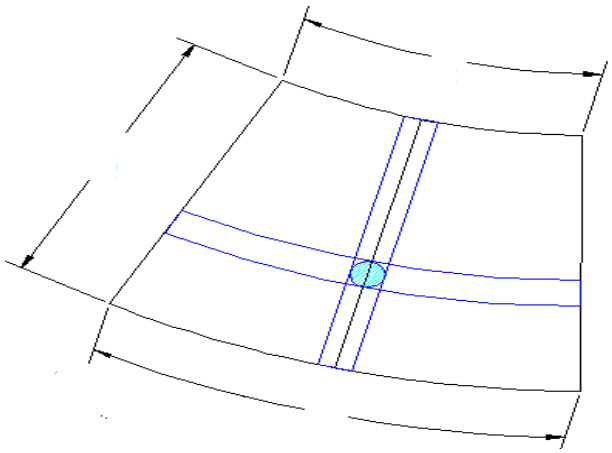


Figure. II.9. Représentation du poteau Le plus sollicite de bloc A

II.5.A.6. Descente des charges :

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

II.5.A.6.a. Charges Permanente

Tableau II.15.Détermination des charges permanentes bloc A

	G(kn)	G(KN)	G(KN)	G_{cum}
5eme	PP	14.58	122.26	122.26
	PS	8.63		
	POT	11.45		
	Plancher	87.60		
4eme	PP	14.58	119.98	242.94
	PS	8.63		
	POT	11.45		
	Plancher	85.32		
3eme	PP	14.58	123.49	366.43
	PS	8.63		
	POT	14.96		
	Plancher	85.32		
2eme	PP	14.58	123.49	489.92
	PS	8.63		
	POT	14.96		
	Plancher	85.32		
1er	PP	14.58	127.46	617.38
	PS	8.63		
	POT	18.93		
	Plancher	85.32		
RDC	PP	14.58	127.46	744.84
	PS	8.63		
	POT	18.93		
	Plancher	85.32		

II.5.A.6.b. Charges d'exploitation :

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

- **Loi de dégression:**

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

➢ Avec :

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

➢ ¨ Q0 : La charge d'exploitation sur la terrasse.

- ¨ Q1, Q2,……, Qn : Les charges d'exploitations des planchers respectifs.
- On utilise le $\frac{3+n}{2n}$ a partir du cinquieme etage

Tableau II.16 : Tableau des charges d'exploitation Bloc A

	Q (KN)		$\frac{3+n}{2n}$	Q_{cum} (kN)
Terrasse	Q_0	14.22		14.22
4ème	Q_1	56.88	1	71.1
3ème	Q_2	56.88	0.95	122.29
2ème	Q_3	56.88	0.90	167.80
1ème	Q_4	56.88	0.85	207.61
RDC	**Q5**	56.88	0.8	241.74

Effort normal de résistance :

$$\begin{cases} N_u = 1.35G + 1.5Q \\ \overline{N}_u = N_u + 10\%N_u = 1.1\, N_u \end{cases}$$

Tableau .II.17: Tableau de vérification

	G_{cum}(KN)	Q_{cum}(KN)	N_u(KN)	1,1N_u(KN)	$\overline{Nu}\,(KN)$	1.1$N_u \leq \overline{Nu}$
5eme	122.26	14.22	186.38	205.02	1565.04	**CV**
4eme	242.94	71.1	434.62	478.08	1565.04	**CV**
3eme	366.43	122.29	678.12	745.93	1616.40	**CV**
2eme	489.92	167.80	913.10	1004.40	1616.40	**CV**
1er	617.38	207.61	1144.88	1259.37	1648.81	**CV**
RDC	744.84	241.74	1368.15	1504.96	1648.81	**CV**

- ✓ **Les poteaux circulaires**

Tableau II.18. Calcul de$\overline{N}_u$du Bloc A

Niv	Section (cm²)	A (cm²)	L_f (cm)	λ	α	B_r (cm²)	N_u (KN)	$\overline{N}_u$ (KN)	$N_u < \overline{N}_u$
5	**40**	1.250	2.61	26.18	0.76	1133.56	254.38	1574.96	c.v
4	**40**	1.250	2.61	26.18	0.76	1133.56	579.15	1574.96	c.v
3	**40**	1.250	2.61	26.18	0.76	1133.56	884.53	1574.96	c.v
2	**40**	1.250	2.61	26.18	0.76	1133.56	1266.22	1574.96	c.v
1	**50**	1.926	2.61	0.88	.80	1280.50	1396.72	1666.90	c.v
RDC	**50**	1.926	2.61	20.88	0.80	1280.50	1504.86	1666.90	c.v

II.5.A.7. Vérification selon le RPA99v2003 :

D'après le RPA99v2003 (zone III), les clauses suivantes doivent être vérifiées :

Tableau II.19vérifications de coffrage des poteaux A

Condition avérifier	Application de condition Poteau rectangulaire	Application de conditionPoteaucirculaire	Vérification
Min (b, h) ≥ 35 cm	Min (b, h) = 35cm ≥ 35 cm	D=40cm ≥ 35 cm	**Oui**
Min (b, h)≥ he /20	Min (b, h) =35cm≥ (he/20) = (3.74 - 0.40)/20=16.70cm	D=40 ≥h_e/15=24.93	**Oui**
0.25 ≤ (b/h) ≤ 4	0.25 ≤ (b/h)=2 ≤ 4		**Oui**

II.5.A.8. Vérification aux zones nodales

Il nous reste à vérifier :

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

Tableau II.20.Vérification aux zones nodales bloc A

b_{max} (cm)	h_1(cm)	b_1 (cm)	$b_{max} \leq 1.5h_1+b_1$	d (cm)	Max ($b_1/2;h_1/2$)	d<Max ($b_1/2;h_1/2$)
30	40	40	Oui	0	15	**Oui**
30	45	45	Oui	7.5	22.5	**Oui**

II .5B. Bloc B :

Le pré dimensionnement des poteaux pour le bloc B sera mène de la même manière que pour le bloc A
La démarche théorique et réglementaire ayant été explicitée pour le bloc A, ainsi elle ne sera pas répétée
pour le bloc B pour le quel on ne répétera que les résultats obtenus.

II.5.B1. Choix du poteau le plus sollicité :

Le poteau le plus sollicite est (F 11)

II.5.B.2. Dimensions des poteaux :

- ✓ MIN (b1, h1) ≥ 35cm

Tableau II.21 : pré dimensionnement des poteaux

Niveau d'étage		5eme	4eme	3eme	2eme	1 er	RDC
Dimension du poteau	b1 (cm)	45	45	45	45	45	45
	h1 (cm)	90	90	90	90	90	90

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

Tableau II.22 : détermination de la longueur de flambement

	Dimensions du poteau	L_f	$i=\frac{b}{\sqrt{12}}$	λ
Sous la terrasse	35X35	$0.7L_0$	0.0675	**38.78**
Sous le 4eme étage	35 X35	$0.7L_0$	0.0675	**38.78**
Sous le 3eme étage	40X40	$0.7L_0$	0.0675	**38.78**
Sous le 2eme étage	40 X40	$0.7L_0$	0.0675	**38.78**
Sous le 1er étage	45 X45	$0.7L_0$	0.0675	**38.78**
RDC	45 X45	$0.7L_0$	0.0675	**38.78**

II.5.B.4. Calcul de l'effort Nu :

Tableau II.23. Calcul de N du Bloc B

	Dimension	$B_r(mm^2)$	L_f	λ	α	$A_s(mm^2)$	$\overline{Nu}\,(KN)$
5eme	45*90	378400	2.618	38.78	0.682	4050	8549.785
4eme	45*90	378400	2.618	38.78	0.682	0.682	8549.785
3eme	45*90	378400	2.618	38.78	0.682	0.682	8549.785
2eme	45*90	378400	2.618	38.78	0.682	0.682	8549.785
1eme	45*90	378400	2.618	38.78	0.682	0.682	8549.785
RDC	45*90	378400	3.465	38.78	0.682	0.682	8549.785

II.5.B.5. Détermination des charges et surcharges :

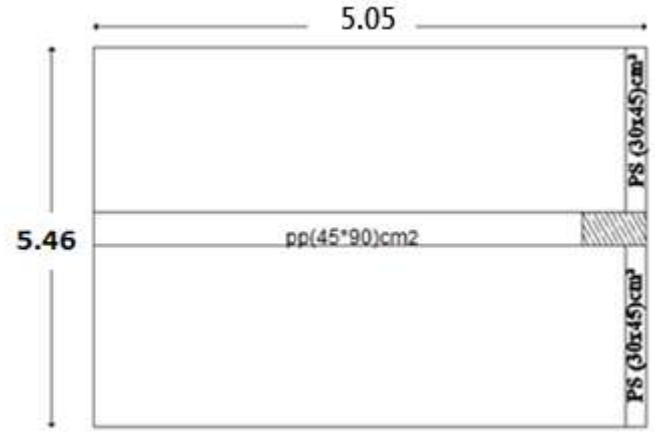


Figure. 2.14: représentation du poteau le plus sollicite

❖ Surface du plancher revenant au poteau:

S_p=(5.05-0.3)x(5.46-0.45)⇒**S_p=23.80m²**

❖ Surface totale:

S_t=5.05x5.46⇒**St= 27.57m²**

II.5.B.6. Descente des charges :

On calcule les charges permanentes et les charges d'exploitation reprises par un poteau Intermédiaire le plus sollicite.

***Tableau II.24.*Détermination des charges permanentes de bloc B**

	Elément	G(KN)	G(KN)	G_{cum}
5eme	PP	51.13	288.29	288.29
	PS	18.42		
	POT	37.86		
	Plancher	180.88		
4eme	PP	51.13	283.85	572.14
	PS	18.42		
	POT	37.86		
	Plancher	176.44		
3eme	PP	51.13	283.85	856
	PS	18.42		
	POT	37.86		
	Plancher	176.44		
2eme	PP	51.13	283.85	1139.84
	PS	18.42		
	POT	37.86		
	Plancher	176.44		
1er	PP	51.13	283.85	1423.69
	PS	18.42		
	POT	37.86		
	Plancher	176.44		
RDC	PP	51.13	283.85	1707.54
	PS	18.42		
	POT	37.86		
	Plancher	176.44		

II.5.A.6.b. Charges d'exploitation :

Tableau II.25: Tableau des charges d'exploitation Bloc B

	Q (KN)	$\frac{3+n}{2n}$	Q_{cum} (kN)
Terrasse	**Q_0=27.57**		27.57
5ème	**Q_1=68.93**	1	96.50
4ème	**Q_2=68.93**	0.95	191.26
3ème	**Q_3=68.93**	0.90	213.67
2eme	**Q_4=68.93**	0.85	261.92
1ere	**Q5=68.93**	0.8	468.69

Effort normal de résistance :

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

Tableau .II.26: Tableau de vérification

	G_{cum}(KN)	Q_{cum}(KN)	N_u(KN)	1,1N_u(KN)	$\overline{Nu}\,(KN)$	1.1$N_u \leq \overline{Nu}$
5eme	288.29	27.57	430.54	473.60	8549.785	**CV**
4eme	572.14	96.50	917.14	1008.85	8549.785	**CV**
3eme	856	191.26	1442.49	1586.74	8549.785	**CV**
2eme	1139.84	213.67	1859.29	2045.22	8549.785	**CV**
1er	1423.69	261.92	2314.86	2546.34	8549.785	**CV**
RDC	1707.54	468.69	3008.21	3309.04	8549.785	**CV**

Tableau 2-27vérifications de coffrage des poteaux bloc A

Condition a vérifier	Application de condition Poteau rectangulaire	Vérification
Min (b, h) ≥ 35 cm	Min (b, h) = 45cm ≥ 30 cm	**Oui**
Min (b, h)≥ he /20	Min (b, h) =45cm≥ (he/20) = (3.74 - 0.45)/20=16.45cm	**Oui**
0.25 ≤ (b/h) ≤ 4	0.25 ≤ (b/h)=2 ≤ 4	**Oui**

II.5.B.8. Vérification aux zones nodales

Il nous reste à vérifier :

- $b_{max} \leq 1.5h_1+b_1$
- $d \leq Max\ (b_1/2;h_1/2)$

Tableau II.28.Vérification aux zones nodales bloc B

b_{max} (cm)	h_1(cm)	b_1 (cm)	$b_{max} \leq 1.5h_1+b_1$	d (cm)	Max $(b_1/2;h_1/2)$	d<Max $(b_1/2;h_1/2)$
45	45	90	Oui	22.5	45	**Oui**
45	45	90	Oui	22.5	45	**Oui**

II.6. Pré dimensionnement des voiles :

II.6.1.Bloc A

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

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

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

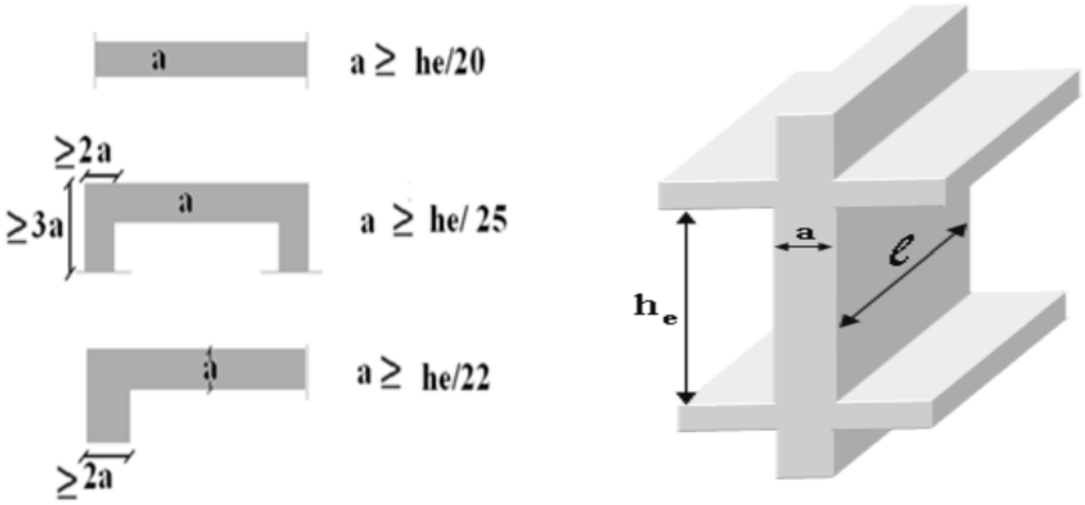


Figure II.11.Coupe de voile en plan (gauche) Voile en 3D (droite)

Pour notre structure:

- $h_e = 3.74 - 0.30 = 3.44$ m

- a ≥Max(15cm ; h_e/25 ; h_e/22 ; h_e/20)
- a ≥Max(15cm ; 13.76 ; 15.6; 17.2)
- a ≥ 15 cm

- on adopte **a = 20 cm**

Tableau II.29. Détermination des sections des voiles Bloc A

Etage	rdc	1	2	3	4	5
$h_{e\ max}$	374	374	374	374	374	374
L'épaisseur (cm)	20	20	20	20	20	20

II.6.2.Bloc B

Pour notre structure:

- $h_e = 4.95 – 0.30 = 4.65$ m
- $h_e = 3.74 – 0.30 = 3.44$ m

- $a \geq Max(15cm ; h_e/25 ; h_e/22 ; h_e/20)$
- $a \geq Max(15cm ; 18.6 ; 21.13; 23.25)$
- $a \geq 15$ cm

- on adopte **a = 25 cm**

Tableau II.30. Détermination des sections des voiles Bloc B.

Etage	RDC	1	2	3	4	5
$h_{e\ max}$	495	374	374	374	374	374
L'épaisseur (cm)	25	20	20	20	20	20

III .1.l'acrotère

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

- **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, 10cm d'épaisseur et 60cm de hauteur.

La fissuration est considérée comme préjudiciable, car l'élément est exposé aux intempéries.

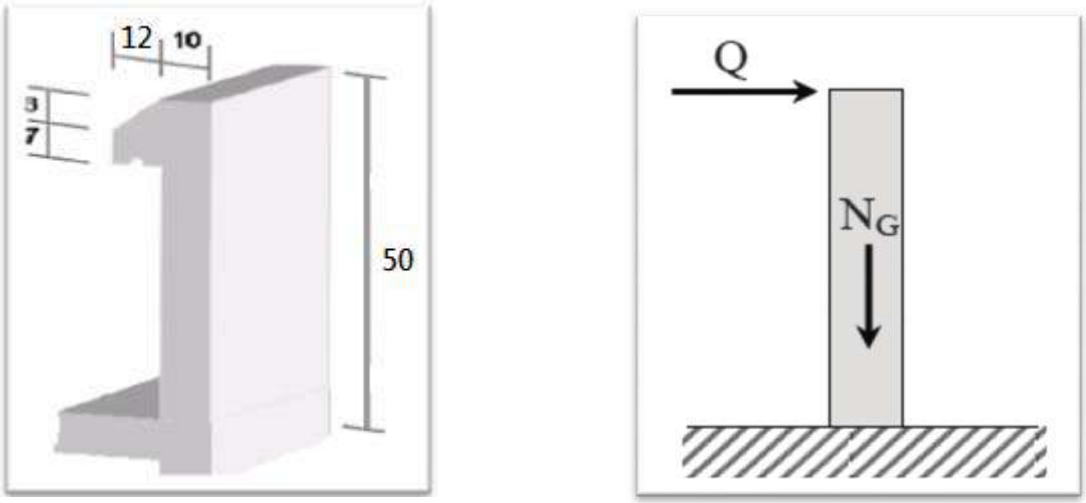


Figure III. 1 l'acrotère

III.1.1. Charges permanentes et d'exploitations

Tableau III.1. Les charges

Charge permanente G [KN/ml]	**[(0.5*0.1)+(0.07*0.12)+((0.03*0.12)/2)]*25*1 = 1.505**
charge d'exploitation Q [KN/ml]	**1**

III.1.2. Calcul des efforts

Tableau III.2 Les efforts

	E.L.U	E.L.S
Effort normal : Nu (kN)	1,35 * G= 2.031	G = 1.505
Effort tranchant : Tu (kN)	1,5 * Q = 1.5	-----
Moment d'encastrement : Mu(kN.m)	1,5 * Q * h ==0.75	Q * h = 0.5

III.1.3. Calcul du ferraillage

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

Tableau III.3. Les données

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

III.1.3.a. A E L U

- **Calcul de l'excentricité**

A l'attention de : $e_0 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0.75}{2.031} \Rightarrow e_0$= 37cm

On a:e_0 = 37cm>$\frac{h}{2} - c = \frac{10}{2}$ - 2.5= 2.5cm

Donc le centre de pression se trouve a l'extérieur du segment limite par les armatures.

Alors on a une section partiellement comprimée.

- **Calcul du moment de flexion**

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

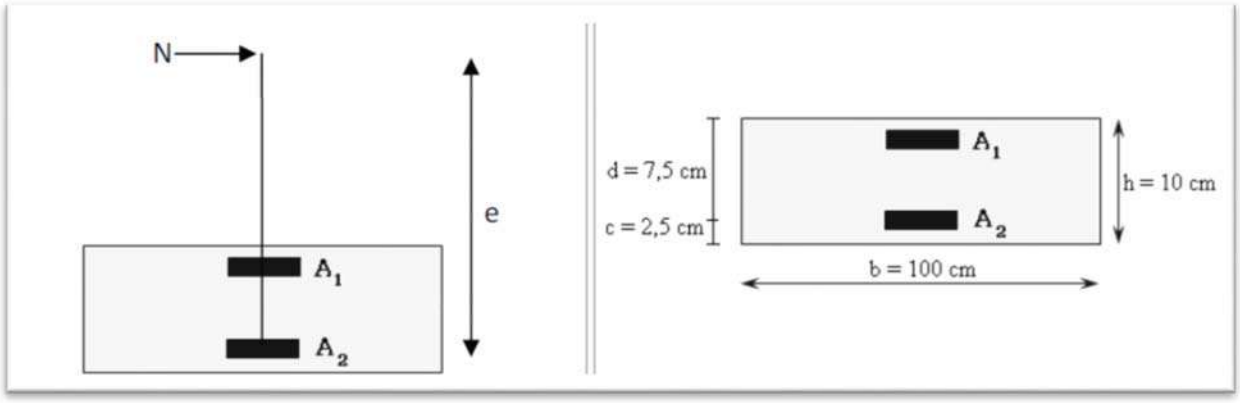


Figure III.2 Section de B.A a l'ELU

$e = e_0 + \left(\frac{h}{2} - c\right) \Rightarrow$ e = 2.5+37=39.5m

$M_1 = N * e \Rightarrow M_1$ = 0.8 KN.m

- **Calcul des armatures verticales**

Le calcul se fait en flexion simple:

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

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

$A_1 = \frac{M_f}{\overline{\sigma_s} * \beta * d} = A_1$ = 0.3 cm²

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

Et : A' = A'$_1 \Rightarrow$A' =0 cm²

Donc: $\begin{cases} A = 0.302\ cm^2 \\ A' = 0\ cm^2 \end{cases}$

❖ **Condition de non fragilité**

$A_{min} = \frac{B}{1000} = \frac{10*100}{1000} = 1\ cm^2$

Amin =1 cm^2 > A =0.302 cm^2 ⇨ A = Amin = 1.00 cm².

On adoptera : A = 5 HA 8 = 2.51 cm^2.

❖ **Armatures de répartitions**

On a : $\frac{A}{4} \leq A_r \leq \frac{A}{2}$⇨ 0.63 ≤$A_r$≤ 1.25

Donc, on prendra : Ar =4 HA 8 = 2.01 cm²

❖ **Espacement**

St=20 cm ≤ S_{min} =min [3h=30 cm; 33 cm] =30 cm

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

III.1.3.b. Vérification a l'E.L.S

Données: Nser = 1.505 kN

Mser = 0.5kN.m

❖ **Calcul de l'excentricité**

On a: $e_0 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{0.5}{1.505} = 33.22$ cm

$\frac{h}{2} - c$ = 5-2.5 = 2.5 cm < e_0 = 33.22cm

On doit vérifier l'inégalité ci-contre :$e_0 \geq \frac{I_G}{B_0 v_2}$

Où : $B_0 = b * h + 15(A + A')$⇨B_0= 1030.15 cm^2.

$v_1 = \frac{1}{B_0}[\frac{bh^2}{2} + 15(A'c + Ad)]$⇨$v_1$= 5.073 cm

$v_2 = h - v_1$⇨v_2 = 4.926 cm

$I = \frac{b}{3}(v_1{}^3 + v_2{}^3) + 15[A(v_2 - c)^2 + A'(v_1 - c)^2] \Rightarrow$ I=8513.68 cm^4

Alors: $\frac{I_G}{B_0 V_2} =$ 1.677 cm

Donc :e_0 = 33.22 cm >$\frac{I_G}{B_0 v_2}$ = 1.677 cm

Alors : on a une section partiellement comprimée.

Il faut vérifier que:$\begin{cases}\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b \\ \sigma_s \leq \bar{\sigma}_s\end{cases}$

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

σ_s =15k(d-y_1)

On va calculer y2 a 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 = $-3C^2 - 90\frac{A'}{b}(C - c') + 90\frac{A}{b}(d - c)$

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:$y_2{}^3 - 2489.80y_2 + 47307.84 = 0$

$\Delta = q^2 + \frac{4p^3}{27} = -4.85 * 10^7 < 0 \Rightarrow \begin{cases} cos\varphi = \frac{3q}{2p}\sqrt{\frac{-3}{p}} = -0.989 \Rightarrow \varphi = 171.62° \\ a = 2\sqrt{\frac{-p}{3}} = 57.61 \end{cases}$

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

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.

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

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

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

$$k = \frac{N_{ser}}{S_{xx'}} = \frac{1505}{36481} = 0.0412\ N/mm^3$$

$$\sigma_b = k y_1 = 0.0412 * 20.1 = 0.828\ MPa < \bar{\sigma}_b = 0.6 f_{c28} = 15 MPa$$

$$\sigma_s = 15k(d - y_1) = 15 * 0.0412 * (75 - 20.1) = 33.92\ MPa$$

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

$$\sigma_s = 33.92\ MPa < \bar{\sigma}_s = 201.633\ MPa$$

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

III.1.4. Vérification de l'effort tranchant :

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

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

$$F = 1.5 - \frac{0.75}{0.9 * 0.075} = -9.61 KN$$

F<0 , Alors les armatures tendues ne sont soumises a aucun effort de traction, Donc pas de vérification a faire.

III.1.5. Vérification de l'acrotère au séisme

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

- Fp = 4.A.Cp.Wp. **(R.P.AArt.6.2.3)**
- A: coefficient d'accélération, (groupe d'usage, **zone 3 b**)
- 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. 30 ; Cp=0.80 ; Wp= 1.755 KN.

$$F_P = 4 * 0.3 * 0.8 * 1.505 = 1.44\ KN$$

$F_P = 1.44KN < T = 1.5\ KN$ **(Condition vérifié)**

Donc l'acrotère résiste à la force horizontale.

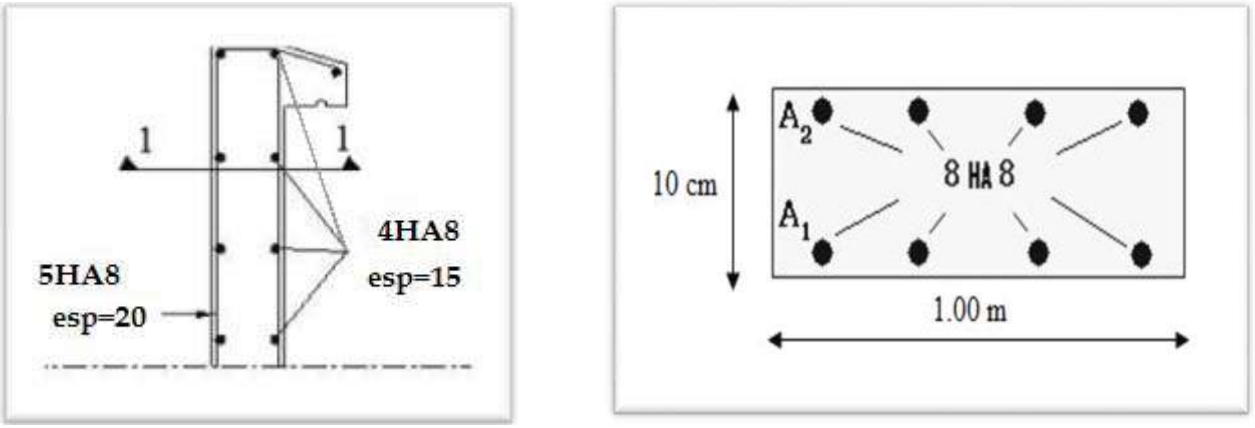


Figure III.3 Ferraillage de l'acrotère

III.2. Plancher a corps creux :

Ce type de plancher est très couramment utilisé dans les bâtiments d'habitation, i lest constitue de:

• Poutrelles préfabriquées en béton arme, disposées parallèlement dans les non porteur de 65 cm d'espacement.

• Entrevous (corps creux) en béton considéré comme coffrage perdu de forme adaptée aux poutrelles.

• Une dalle de compression supérieure en béton de 4 cm d'épaisseur minimum , coulée sur l'ensemble poutrelles (entrevous) qui tient lieu de coffrage (coulé sur place).

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

- ❖ La dalle de compression.
- ❖ Les poutrelles

III.2.2. Ferraillage de la table de compression

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

D'après **l'article [B.6.8.4.2.3]**; **le règlement CBA 93** exige que les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser :

- 20 cm : pour les armatures perpendiculaire aux nervures.

- 33 cm : pour les armatures parallèles aux nervures.

On adopte un quadrillage carré de mailles (**20×20**) **cm²**

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

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

Avec :

L : espacements entre axes des nervures (65 cm dans notre ouvrage)

A_t : Section d'armatures perpendiculaires aux nervures.

fe : nuance de l'acier FeE520 (fe=520), le treillis soudé qui sera utilisé sera à maillage carré de 20cm x 20 m.

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

$A_{//} > A_t/2$

donc : $A_t = \frac{4L}{f_e} = 0.5\ cm^2/ml$

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

alors : $A_t = 5\phi5 = 0.98\ cm^2/ml$

Armatures de repartitions :

$A_{//} = \frac{At}{2} = 0.49cm^2$, soit : $5\phi5 = 0.98\ cm^2/ml \Rightarrow S_t = 20\ cm$

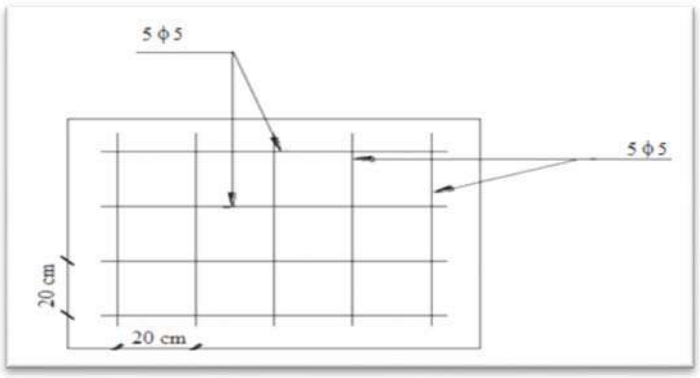


Figure III.4. Disposition des armatures de la table de compression

III .2.1. Les poutrelles :

Les poutrelles sont des éléments préfabriquées, elles sont calculées par les sollicitations (G, Q), la surface revenant a chaque poutrelle est S = 0,65*L, on dispose les poutrelles dans les ens de la petite portée.

On à deux types de poutrelles le premier type a sept travées et l'autre deux travées, le calcul des poutrelles se fait en deux étapes :

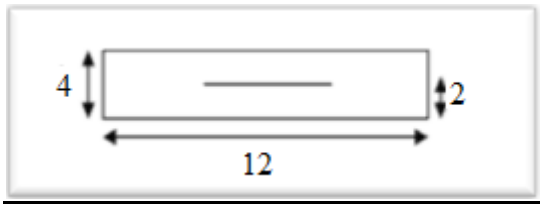
- Avant coulage.
- Apres coulage.

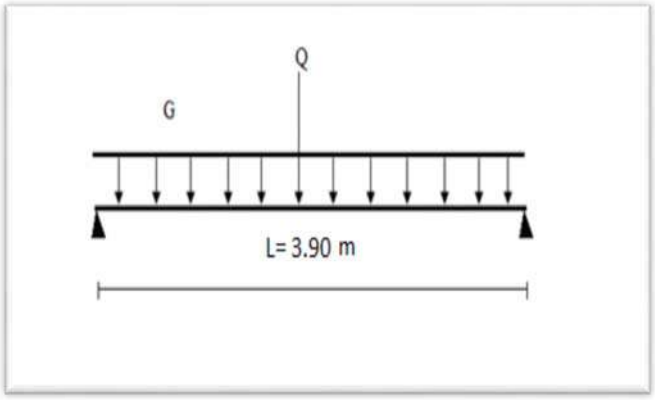
III.2.1.1. avant coulage :

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

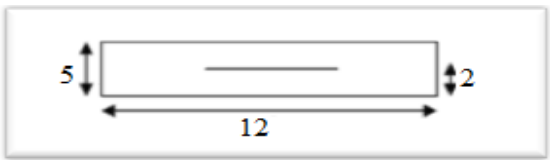
- son poids propre.
- le poids de corps creux (entrevous).
- une charge concentrée a son milieu dont l'intensité est la plus grande de 1 kN ou (0.5*L) kN, qui représente le poids d'un ouvrier .

Bloc A





Bloc B :



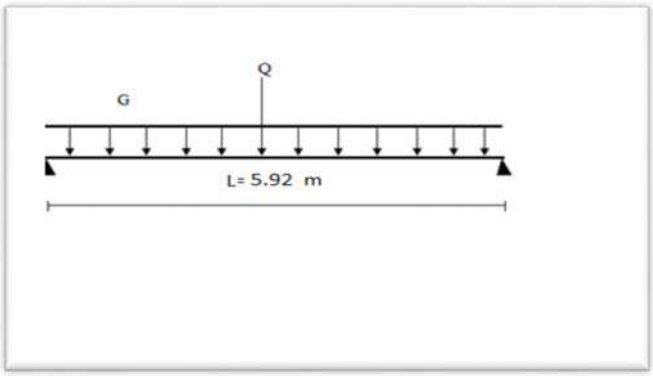


Figure III.5. Schématisation de la poutrelle avant coulage Bloc A et B

Tableau .III.4 : les charges de la poutrelle avant collage

Bloc	Travée	Q (kN)	G (kN/ml)	
Bloc A	**3.90**	1.95	poids de poutrelle	poids du corps creux
			0.12*0.04*25 = 0.12	0.65*1 = 0.65
			0.77	
Bloc B	**5.92**	2.96	0.12*0.04*25=0.12	0.65*1 = 0.65
			0.77	

Le calcul en flexion simple nous donne :

Tableau III.5. Calcul des moments

	Mg(KN.m)	M_Q(KN.m)	M_u(KN.m)
BlocA	$\frac{GL^2}{8}$ =1.46	$\frac{QL}{4}$ =**1.87**	1.35M_G+1.5M_Q= 4.77
Bloc B	$\frac{GL^2}{8}$=3.37	$\frac{QL}{4}$=4.38	1.35M_G+1.5M_Q= 11.12

Bloc A :

$$\mu = \frac{M_u}{\bar{\sigma}_b * b * d^2} = \frac{4.77 * 10^6}{14.2 * 120 * 20^2} = 6.99 \Rightarrow \mu_{max} = 0.392$$

Bloc B :

$$\mu = \frac{M_u}{\bar{\sigma}_b * b * d^2} = \frac{11.12 * 10^6}{14.2 * 120 * 20^2} = 16.31 \Rightarrow \mu_{max} = 0.392$$

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.

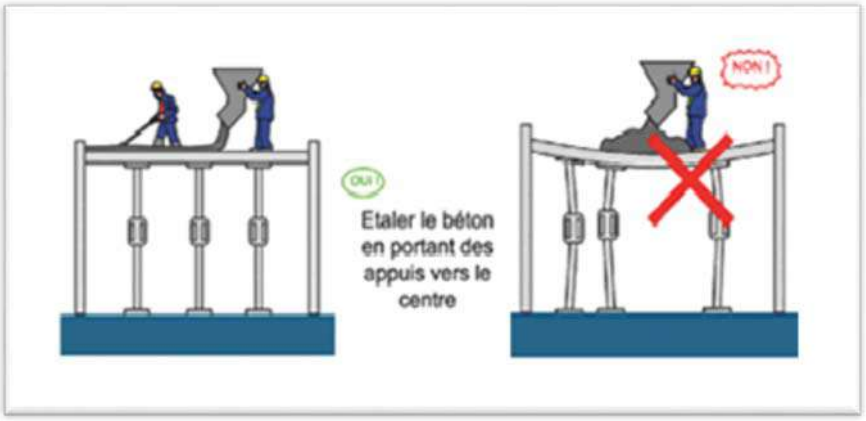


Figure III.6.le choix de disposition des étaiements

Cette valeur de μ=16.31du domaine de la flexion simple ; en plus la poutrelle dans

cette étape accusera une grande déformation (flèche) d'ou : instabilité de la poutrelle, il

faut prévoir des étaiements (pied droits) dont le nombre est détermine de façon a éliminer le risque de déformation.

III.2.1.2 Après coulage :

BLOC A

G= poids propre de poutrelle + poids de corps creux

G== poids du plancher (16+4)= 2.8×0,65=1.82kN/ml
Q =1*0.65=0.65 kN/ml

BLOC B

G= poids propre de poutrelle + poids de corps creux

G== poids du plancher (20+5)= 3.2×0,65=2.08kN/ml
Q =1*0.65=0.65 kN/ml

$$f = \frac{2.05*(G+Q)*l^4}{384*E*I}$$ pour la poutre continue

$\bar{f} = \frac{L}{1000} + 0.5\ cm$ pour L > 5 m

$\bar{f} = \frac{L}{500}$ pour L < 5 m

Tableau .III.6 : Détermination le nombre des étaiements

	Nombre des étaiements	G (kN/ml)	L (m)	Q (kN/ml)	G+Q (kN/ml)	f (cm)	$\bar{f}$ (cm)	$f \leq \bar{f}$
Bloc A	**0**	1.82	3.9	1	2.82	2.10	0.73	NON
	1		1.95			0.26	0.93	OUI
Bloc B	**0**	2.08	5.92	1	3.08	13.72	1.09	NON
	1		2.96			0.85	0.80	NON
	2		1.97			0.17	0.70	OUI

On place 1 étaiements a une distance L=1.95 m. pour les poutrelles du bloc A, et aussi de 2étaiement a une distance L=1.97 m. pour les poutrelles du bloc B

III.2.2.2.a. Bloc A

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

- Poutrelle à 1seul travée.
- Poutrelle à 3 travées.

III.2.2.2.a.1. Méthode de calcul :

Le rapport entre les portes successives est compris entre 0.8 et 1.25 pour tout type des poutrelles, donc la méthode forfaitaire est applicable,

La méthode forfaitaire :

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

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

$$Q=4 \quad \leq \begin{cases} 2G = 2*6 = 12 \\ 5000 N/mm^2 \end{cases}$$ **(condition vérifier)**

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

- La fissuration est peu nuisible. **(Condition vérifié)**

Exposé de la méthode [1]

On désigne chaque travée par :

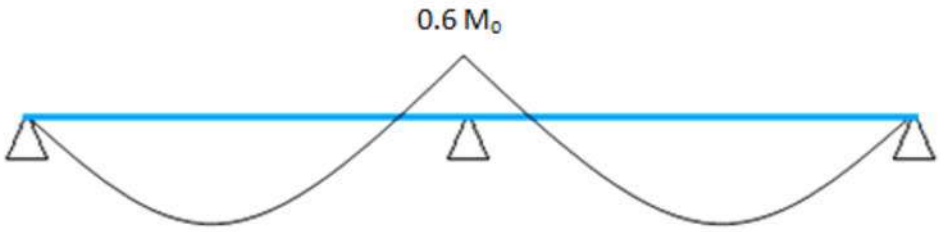
$$\alpha = \frac{Q}{G+Q}$$

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

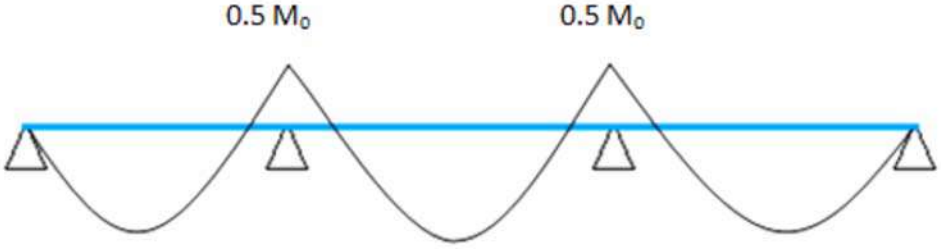
$$2) M_t \geq M_{Max} \begin{cases} \frac{(1,2+0.3\alpha)}{2} M_0 \ \ Si \ \ la \ \ travée \ \ est \ \ de \ \ rive \\ \frac{1+0.3\alpha}{2} M_0 \ \ \ Si \ \ la \ \ travée \ \ est \ \ \text{int} ermédiaire \end{cases}$$

moments d'encastrement des appuis :

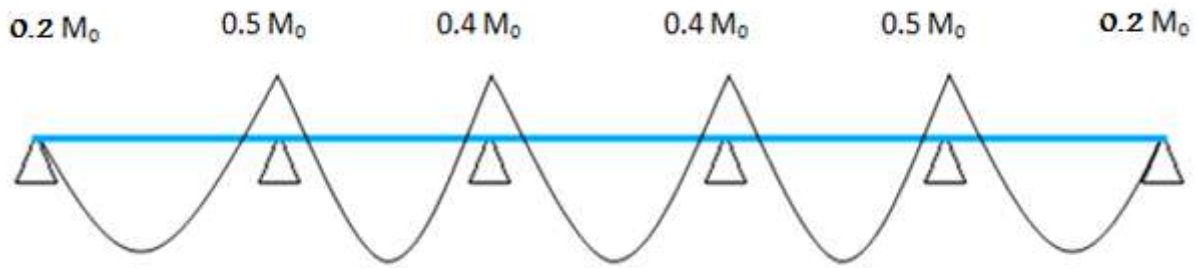
- $M_a \geq 0.6\ M_0$ cas des poutres à deux travées



- $M_a \geq 0.5\ M_0$ pour les appuis voisins des appuis de rives d'une poutre à plus de deux travées



- $M_a \geq 0.4\ M_0$ pour les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de trois travées



Remarque :

1) M_0 : moment isostatique ($M_0 = PL2/8$)

2) Dans l'expression ci-dessus les moments M_w et M_e sont pris en valeur absolue

3) Sur un appuis 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- encastrement avec un moment

($M_a = 0.2M_0$)

5) L'effort tranchant est égale :

3) Pour les appuis:

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

Avec :

M_t : Moment en travée.

M_e : Moment max sur l'appui droit.

M_ω : Moment max sur l'appui gauche.

M_a : Moment à l'appui.

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

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

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

BLOC A

Tableau. III.7. Actions de calcul des poutrelles après coulage

niveau	G (KN/m)	Q (KN/m)	q_u (KN/m)	q_{ser} (KN/m)
terrasse	6.16* 0.65 = 4	1 * 0.65 = 0.65	6.38	4.65
Plancher courant	6 * 0.65 = 3.9	4* 0.65 = 2.6	9.17	6.5
RDC	6 * 0.65 = 3.9	4 * 0.65 = 2.6	9.17	6.5

III.2.1.2.5.Sollicitations de calcul Pour les étages courants et RDC:

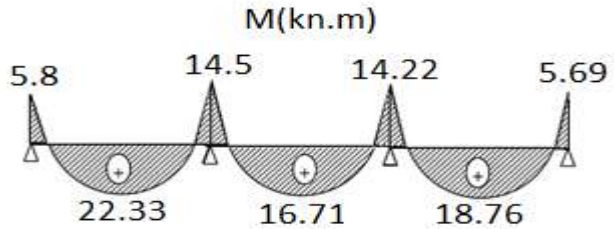
On a deux types de système de poutrelles à calculer :

- **1er type poutrelle à 03 travées:**



Tableau III.7. Différentes sollicitations dans la poutrelle à trois travées (ELU)

Travée	M_0 (kN.m)	M_t (kN.m)	M_ω (kN.m)	M_e(kN.m)	T_ω (kN)	T_e(kN)
A-B	29.00	22.33	5.8	14.5	24.80	21.33
B-C	25.32	16.71	12.66	12.66	21.55	21.55
C-D	28.43	18.76	14.22	5.69	24.55	21.12



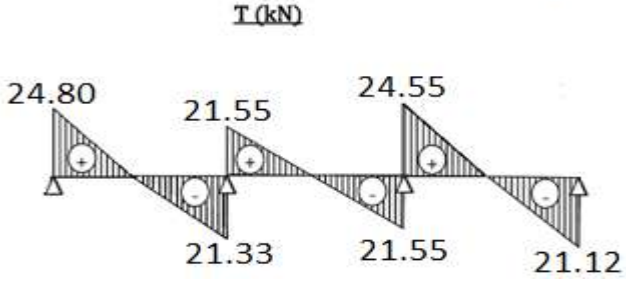


Figure III.7. Diagramme des moment et efforts tranchants du 1er type des poutrelles l'ELU

Tableau III.9. Différentes sollicitations dans la poutrelle à trois travées (ELS)

Travée	M_0 (kN.m)	M_t (kN.m)	M_ω (kN.m)	M_e(kN.m)
A-B	20.55	15..62	4.51	10.28
B-C	17.94	12.20	8.97	8.97
C-D	20.15	15.51	10.08	4.03

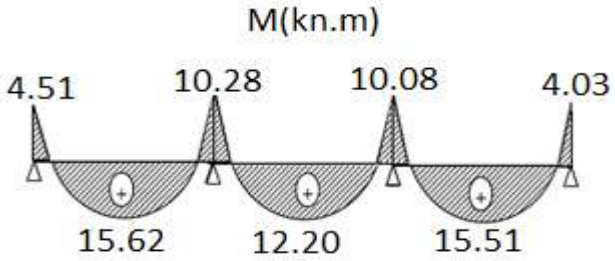


Figure III.8. Diagramme des moments du 1er type des poutrelles à l'ELS

- **Poutrelles à une seule travée**



a) Détermination des moments à l'état limite ultime :

Tableau III.10.moment fléchissant et effort tranchant de la poutrelle à 01 travées à l'ELU

TRAVEE	M0 (KN m)	Mt(KN m)	Mw(KN m)	Me(KN m)	Tw(KN)	Te(KN)
A-B	12.48	8.24	-6.24	-6.24	17.59	-17.59

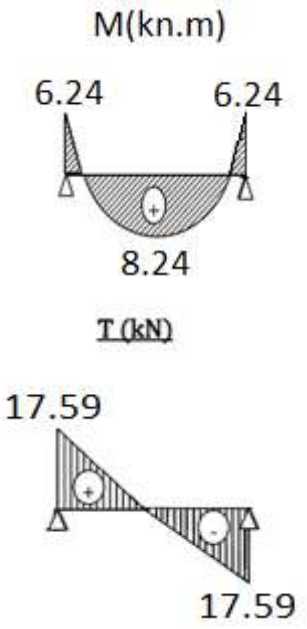


Figure III.9. Diagramme desmoment efforts tranchants du 1eme type des poutrelles l'ELU

Tableau III.11. Différentes sollicitations dans la poutrelle à 01 travées (ELS)

TRAVEE	M0 (KN m)	Mt(KN m)	Mw(KN m)	Me(KN m)
A-B	8.85	5.84	-4.34	-4.34

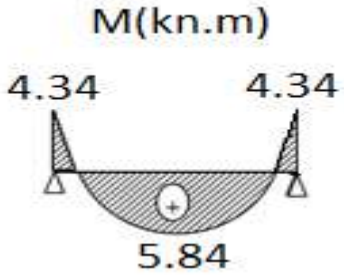


Figure III.10. Diagramme des moment du 1er type des poutrelles l'ELS

Récapitulations :

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

III.12.Ferraillage des poutrelles

	-ELU			ELS	
	M_{au}(KN.m)	**M_{tu}(KN.m)**	**T_u(KN)**	**$M_{a\ ser}$(KN.m)**	**$M_{t\ ser}$(KN.m)**
Sollicitations	14.5	22.33	24.80	10.28	15.62
Référence	Poutrelle à 3 travées	Poutrelle à 3 travées	Poutrelle à 3 travées	Poutrelle à 3 travées	Poutrelle à 3 travées

Le ferraillage se fait pour le des poutrelles**,** c'est le cas le plus défavorable. la fissuration est peu nuisible la situation est durable

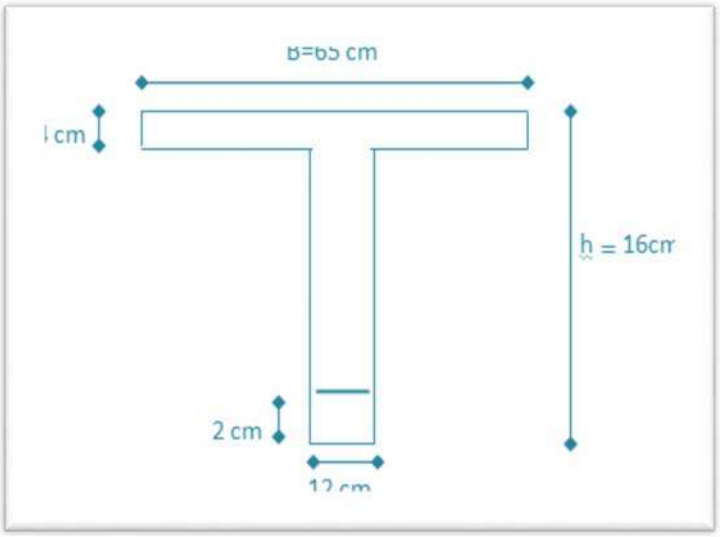


Tableau III.14. Calcul de l'armature

		En travée section T	Aux appuis section rectangulaire
ELU	**M_u (kN.m)**	22.33	14.5
	M_0 (kN.m)	$M_0=b*h_0*\sigma_{b\ adm}*(d-(h0/2))$ =59,072 $M_0 > M_u \Rightarrow$ l'axe neutre	/

		appartient à la table ⇒ section rectangulaire	
	μ	0.075	0.263
	μ_l	0,392	
	$\mu < \mu_l$	Oui	OUI
	B	0.960	0.844
	A (cm^2)	3.71	2.74
	Le choix	3HA14=4.62	2HA14=3.08
	B/1000	1,3	0.24
	A≥ B/1000	OUI	OUI
Vérification a l'ELS	**M_{ser} (kN.m)**	15.62	10.28
	σb_{adm}(Mpa)	15	
	y_1 (cm)	6.53	5.91
	I_G (cm^4)	14799.27	11782.09
	K (N/cm^3)	10.55	8.73
	σb (Mpa)	6.90	5.16
	$\sigma b \leq \sigma b_{adm}$	Oui	Oui

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

Section d'armature	**En travée**	**Aux appuis**
	At=3HA14	**Aa=2HA14=3.08**

Pour les appuis des poutrelles en utilise une barre de ϕ 8 ; et deux autres barres pour le ferraillage de dalle de compression.

- **Armatures transversales :**

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

- **Espacement S_t:**

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

Donc: S_t=20 cm;

- **Diamètre des armature transversales ϕ_t :**

$\phi_t \leq Min\left\{\frac{h}{35};\phi_l;\frac{b_0}{10}\right\}$ = {7.14;14;12} (mm)

On adopte $\phi_t \leq 7.14$, on prend : ϕ_t=5 mm $\Rightarrow \frac{\pi\phi_t^2}{4}$ =19.63 mm²

a_t : section d'une barre; n_t:nombre des barres

a_t=0.20cm² et n_t=2 => $A_t=a_t n_t$=0.40 cm²

Tableau III.14. Les armatures transversales dans les poutrelles et leur espacement

A transversals	Espacement (cm)
2ϕ5	15

III.2.2.2.e. Vérification au cisaillement : [1]

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

$\tau u=\frac{T}{b*d}=\frac{24.80*10^3}{120*180}=1.03\ MPa \leq \overline{\tau_u}=Min\left[\frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b};5MPa\right]$ = 3.33 Mpa

- **Vérifications nécessaires :** **[1]**

Section d'armatures transversales (F_eE400).

$$\frac{A_t \cdot f_e}{b_0 \cdot S_t} \geq 0.4\,\text{MPa.} \Rightarrow \frac{56 \times 400}{120 \times 200} = 0.93 \text{ MPa} \geq 0.4 \text{ MPa} \qquad \textbf{(C.V)}$$

$$\frac{A_t}{b_0 \cdot S_t} \geq \gamma_s \left(\frac{\tau_u - 0.3 K f_{t28}}{0.9 \cdot f_e [\cos\alpha + \sin\alpha]} \right) \Rightarrow \frac{A_t}{b_0 \cdot S_t} = 0.002 > 0.001 \ \textbf{(C.V)}$$

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

α=90° Pour les armatures transversales

III.2.2.2.f. Vérifications préliminaires de la flèche : [1]

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

Tableau.III.15: vérifications préliminaires de la flèche des poutrelles

1ere condition	2eme condition
h/L ≥ Mt/(15 Mo)	$\rho \leq 3.6/fe$
h/ L = 0.25 / 5.03 = 0.049 Mt/(15 Mo)=22.33/(15*29.00)=0.051	ρ=A/(bo*d)=4.62/(12*18)=0.021 3.6/ fe = 3.6 / 400 = 0.009
Condition non vérifiée	**Condition non vérifiée**

Donc : le calcul de la flèche est nécessaire.

Calcul de la flèche:

M_{ser} = 15.62 kN.m

$$\rho = \frac{A}{b_0 \cdot d} = \frac{4.62}{12.18} = 0.021$$

ρ = 2.13 % ⇒ β_1 = 0.820 (Tableau).

$$\sigma_s = \frac{M_{ser} \cdot 10^6}{\beta_1 \cdot d \cdot A} = 229.06 \text{MPa}$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \cdot f_{c28}}{\left(2 + 3 \cdot \frac{b_0}{b}\right)\rho} = \frac{0.05 \cdot 2.1}{\left(2 + 3 \cdot \frac{12}{65}\right)0.0213} = 1.93$$

$\lambda_v = 2/5\ \lambda_i = 0.77$.

$$\mu = 1 - \frac{1.75 \cdot f_{t28}}{4 \cdot \rho\sigma_s + f_{t28}} \Rightarrow \mu = 1 - \frac{1.75 \cdot 25}{4 \cdot 0.0213 \cdot 229.06 + 2.1} \Rightarrow \mu = 0.83$$

Détermination de l'axe neutre:

$$y = \frac{\frac{b_0 . h^2}{2} + \frac{(b - b_0) . h_0^2}{2} + 15A.d}{b_0 . h + (b - b_0) . h_0 + 15A} = 6.77cm$$

Moment d'inertie de la section totale:

$$I = \frac{b_0}{3}\left[y^3 + (h - y)^3\right] + \frac{(b - b_o)h_0^3}{12} + h_0(b - b_o)(y - h_0/2)^2 + 15A(y - d)^2 = 14928.83cm^4$$

$$I_{fi} = 1.1\frac{I_0}{1 + \lambda_i \mu} \Rightarrow I_{fi} = 6311.43cm^4$$

$$I_{fv} = 1.1\frac{I_0}{1 + \lambda_v \mu} = 10018.73cm^4$$

$E_i = 11000\sqrt[3]{f_{c28}} = 32164.2MPa$; $E_v = 1/3\ E_i = 10819MPa$

$$f_i = \frac{M_{ser} \cdot L^2}{10 E_i I_{fi}} = \frac{15.62 \times 5.03^2}{10.(32164.2x6311.43)} \Rightarrow f_i = 1.94mm$$

$$f_v = \frac{M_{ser} \cdot L^2}{10 E_v I_{fv}} = \frac{15.62 \times 5.03^2}{10(10819x10018.73)} \Rightarrow f_v = 3.64\ mm.$$

$\Delta f_t = f_v - f_i \Rightarrow \Delta f_t = 3.64 - 1.94 = 1.7$ mm

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

Avec: $F_{limite} = \frac{L}{500} = \frac{503}{1000} + 0.5 = 5.05mm$

Donc: $\Delta f_t = 1.7$ mm $< f_{Limite} = 5.05$ mm

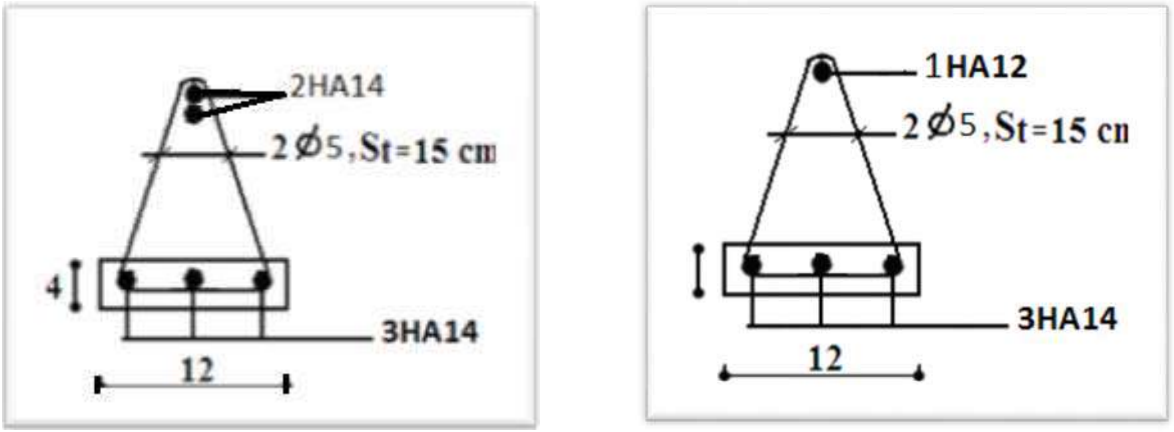


Figure. III.12.Ferraillage des poutrelles en zone d'appui (gauche), en travée (droite)

On a deux types de système de poutrelles à calculer :

1er type poutrelle à 3 travées:



a) Détermination des moments à l'état limite ultime :

Tableau III.16 moment fléchissant et effort tranchant de la poutrelle à 03 travées à l'ELU

Travée	M_0 (kN.m)	M_t (kN.m)	M_ω (kN.m)	M_e(kN.m)	T_ω (kN)	T_e(kN)
A-B	20.18	14.14	4.04	10.09	17.25	**14.84**
B-C	17.62	9.75	8.81	8.81	14.99	**14.99**
C-D	**19.78**	**13.84**	**9.89**	**3.96**	**17.07**	**15.24**

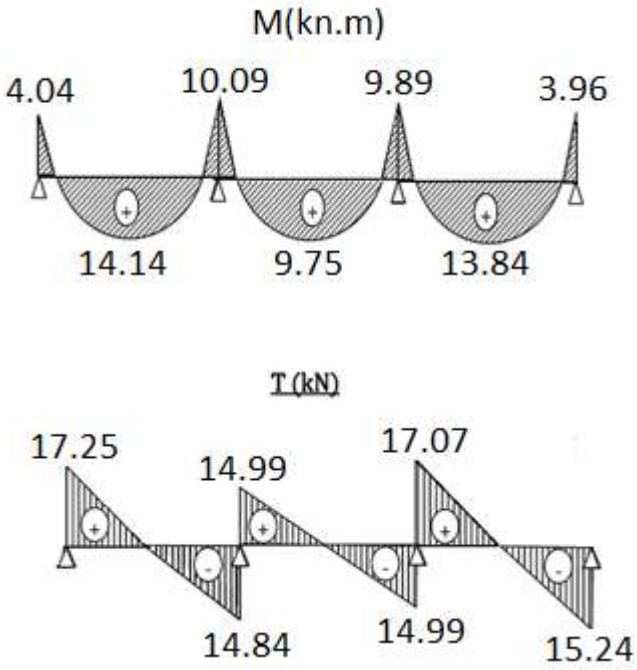


Figure III.13. Diagramme du moment et efforts tranchants du 2eme type des poutrelles l'ELU

b) Détermination des moment à l'état limite service :

Tableau III.17. Moment fléchissant et effort tranchant de la poutrelle à 03 travées à l'ELS

Travée	M_0 (kN.m)	M_t (kN.m)	M_ω (kN.m)	M_e(kN.m)	T_ω (kN)	T_e(kN)
A-B	14.71	10.3	2.94	7.36	12.57	10.81
B-C	12.84	10.91	2.57	2.57	10.93	10.93
C-D	14.42	10.10	7.21	2.88	12.44	10.72

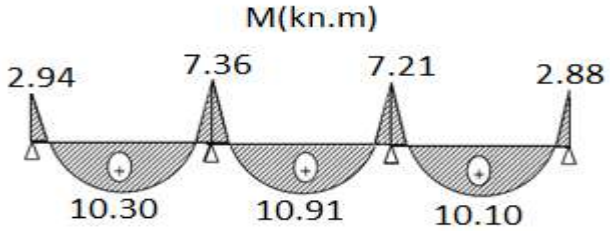
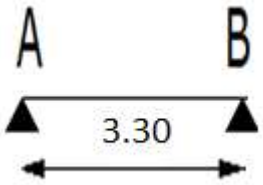


Figure III.14. Diagramme des moments du 2eme type des poutrelles à l'ELS

2eme type : travée de 3.3 m



a) Détermination des moments à l'état limite ultime :

Tableau III.18. Moment fléchissant et effort tranchant de la poutrelle à 02 travées à l'ELU

TRAVEE	M0 (KN m)	Mt(KN m)	Mw(KN m)	Me(KN m)	Tw(KN)	Te(KN)
A-B	8.68	5.39	-4.34	-4.34	10.53	-10.53

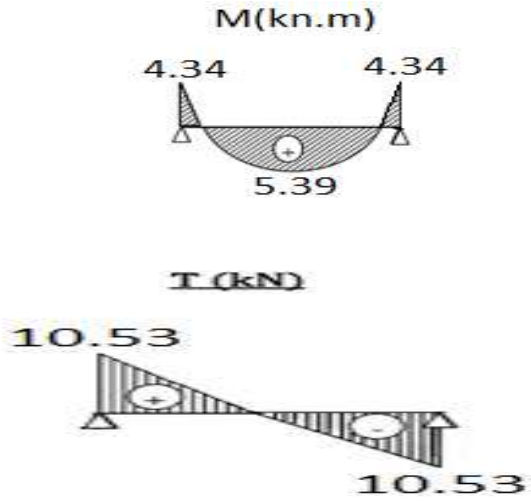


Figure III.15. Diagramme des moment et efforts tranchants du 2eme type des poutrelles l'ELU

Tableau III.19. Moment fléchissant et effort tranchant de la poutrelle à 02 travées à l'ELS

TRAVEE	M0 (KN m)	Mt(KN m)	Mw(KN m)	Me(KN m)	Tw(KN)	Te(KN)
A-B	6.33	3.93	-3.17	-3.17	7.67	-7.67

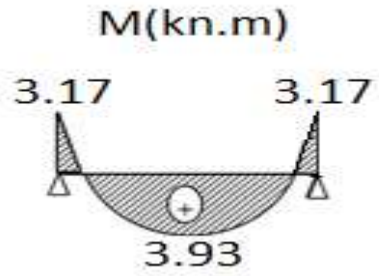


Figure III.16. Diagramme des moments du 2eme type des poutrelles à l'ELS

Récapitulations :

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

III.20.Ferraillage des poutrelles

	ELU			ELS	
	M_{au}(KN.m)	**M_{tu}(KN.m)**	**T_u(KN)**	**$M_{a\ ser}$(KN.m)**	**$M_{t\ ser}$(KN.m)**
Sollicitations	10.09	14.14	17.25	7.36	10.91
Référence	Poutrelle à 3 travées	Poutrelle à 3 travées	Poutrelle à 3 travées	Poutrelle à 3 travées	Poutrelle à 3 travées

Le ferraillage se fait pour le des poutrelles**,** c'est le cas le plus défavorable. la fissuration est peu nuisible la situation est durab

Tableau III.18. Calcul des armatures

		En travée section T	**Aux appuis section rectangulaire**
ELU	**M_u (kN.m)**	14.14	10.09
	M_0 (kN.m)	$M_0=b*h_0*\sigma_{b\ adm}*(d-(h0/2))$ =59,072 $M_0 > M_u \Rightarrow$ l'axe neutre appartient à la table $\Rightarrow$ section rectangulaire	/
	μ	0.047	0.183

	μ_l	0,392	
	$\mu < \mu_l$	Oui	OUI
	B	1.30	2.40
	A (cm^2)	2.32	1.80
	Le choix	3HA10=2.36	2HA12=2.26
	B/1000	1.3	0.24
	A≥ B/1000	OUI	OUI
Vérification a l'ELS	M_{ser} (kN.m)	10.91	7.36
	σb_{adm}(Mpa)	15	
	y_1 (cm)	5.32	5.26
	I_G (cm^4)	8913.72	8620.07
	K (N/cm^3)	122.39	85.38
	σb (Mpa)	6.51	4.50
	$\sigma b \leq \sigma b_{adm}$	Oui	Oui

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

Tableau III.22. Ferraillages longitudinaux des poutrelles

Section d'armature	En travée	Aux appuis
	At=3HA10	Aa=2HA12

Pour les appuis des poutrelles en utilise une barre de ϕ 8 ; et deux autres barres pour le ferraillage de dalle de compression.

- **Armatures transversales :**

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

- **Espacement S_t:**

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

Donc: S_t=20 cm;

- **Diamètre des armature transversales ϕ_t :**
-

$$\phi_t \leq \text{Min}\left\{\frac{h}{35};\phi_l;\frac{b_0}{10}\right\} = \{7.14;14;12\}(mm)$$

On adopte $\phi_t \leq 7.14$, on prend : ϕ_t=5 mm $\Rightarrow \frac{\pi \phi_t^2}{4}$ =19.63 mm²

a_t : section d'une barre; n_t:nombre des barres

A_t = 0.20cm² et n_t =2 => A_t=a_t n_t= 0.40 cm²

Tableau III.23. Les armatures transversales dans les poutrelles et leur espacement

A transversals	Espacement (cm)
2ϕ5	15

III.2.2.2.e. Vérification au cisaillement : [1]

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

$$\tau u = \frac{T}{b*d} = \frac{17.25*10^3}{120*180} = 0.80\ MPa \leq \overline{\tau_u} = Min\left[\frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b}; 5MPa\right] = 3.33 \text{ Mpa}$$

- **Vérifications nécessaires : [1]**

Section d'armatures transversales (FeE400).

$$\frac{A_t \cdot f_e}{b_0 \cdot S_t} \geq 0.4 \text{MPa.} \Rightarrow \frac{56 \times 400}{120 \times 200} = 0.93 \text{ MPa} \geq 0.4 \text{ MPa} \quad \textbf{(C.V)}$$

$$\frac{A_t}{b_0 \cdot S_t} \geq \gamma_s \left(\frac{\tau_u - 0.3 K f_{t28}}{0.9 \cdot f_e [\cos\alpha + \sin\alpha]} \right) \Rightarrow \frac{A_t}{b_0 \cdot S_t} = 0.002 > 0.001 \quad \textbf{(C.V)}$$

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

α=90° Pour les armatures transversales

III.2.2.2.f. Vérifications préliminaires de la flèche : [1]

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

Tableau.III.24: vérifications préliminaires de la flèche des poutrelles

1ere condition	2eme condition

h/L ≥ Mt/(15 Mo)	$\rho \leq 3.6/fe$
h/ L = 0.25 / 5.03 = 0.049 Mt/(15 Mo)=14.14/(15*20.18)=0.046	ρ=A/(bo*d)=2.36/(12*18)=0.004 3.6/ fe = 3.6 / 400 = 0.009
Condition vérifiée	Condition vérifiée

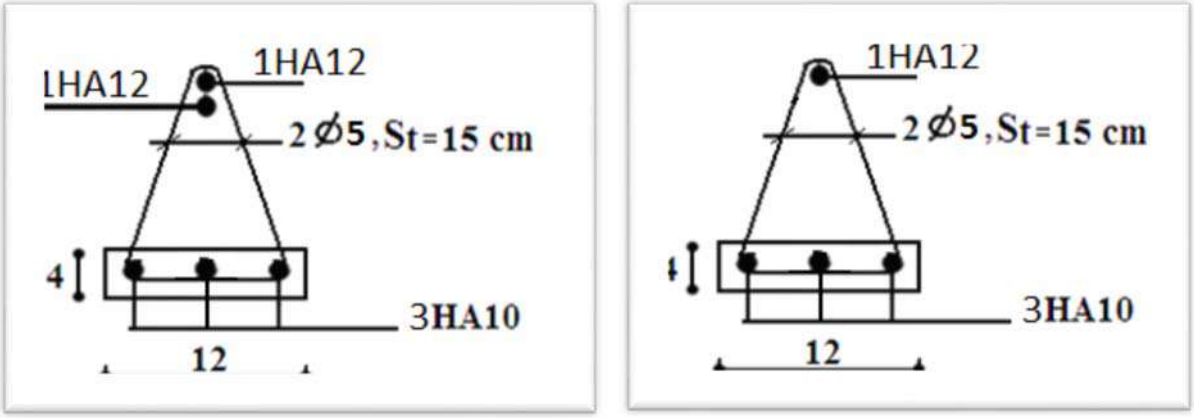


Figure. III.17. Ferraillage des poutrelles en zone d'appui (gauche), en travée (droite)

III.2.2.2.b. Bloc B

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

- Poutrelle à 3 travées.
- Poutrelle à 5 travées.

III.2.2.2.b.1. Méthode de calcul : [1]

Le rapport entre les portés successifs n'est pas compris entre 0.8 et 1.25, donc la méthode forfaitaire n'est pas applicable, le calcul s'effectue par la méthode de. CAQUOT Pour les autres en utilise la méthode forfaitaire.

Tableau.III.25: méthode forfaitaire

Moment isostatique Mo	$ql^2/8$	
Moment en travée Mt	$-\frac{qx^2}{2}+\left(\frac{ql}{2}+\frac{M_e-M_w}{l}\right)x+M$	
Moment à l'appui	Appuis de rives	$0.15M_0$

Ma	**Appuis intermédiaires**	$-(q_w l_w'^3 + q_e l_e'^3)/(8.5(l_w' + l_e'))$
longueurs fictives l'	**Travée de rive**	**l**
	Travée intermédiaire	0.8 **l**
Effort tranchant T	**Tw**	$(ql/2) + (M_e - M_w/l)$
	Te	$(ql/2) - (M_e - M_w/l)$

Avec :

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

III.2.2.2.b.2. Sollicitations de calcul :

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

Vérification si la méthode forfaitaire est applicable.

- $Q = 1kN/m^2 \leq \begin{cases} 2G = 12.8\,kN/m^2 \\ 5 \quad kN/m^2 \end{cases}$ **(C.V)**

- l'inertie est constante pour toutes les travées.

- $0.8 < L_{AB} / L_{BC} < 1.25$ **(C.N.V)**

- La fissuration est peu nuisible **(C.V)**

2.1.2.4. Evaluation des charges et surcharges

Tableau III.26. Action de calcul des poutrelles après coulage

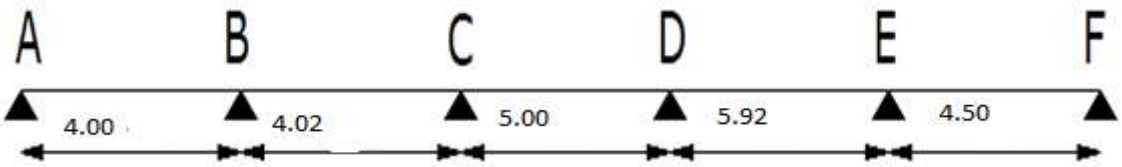
niveau	G (KN/m)	Q (KN/m)	q_u (KN/m)	q_{ser} (KN/m)
terrasse	6.56* 0.65 = 4.264	1 * 0.65 = 0.65	6.731	4.914

Plancher courant	6.4 * 0.65 = 4.16	2.5* 0.65 = 1.625	8.05	5.79
RDC	6.4 * 0.65 = 4.16	4 * 0.65 = 2.6	9.52	6.76

III.2.1.2.5.Sollicitations de calcul

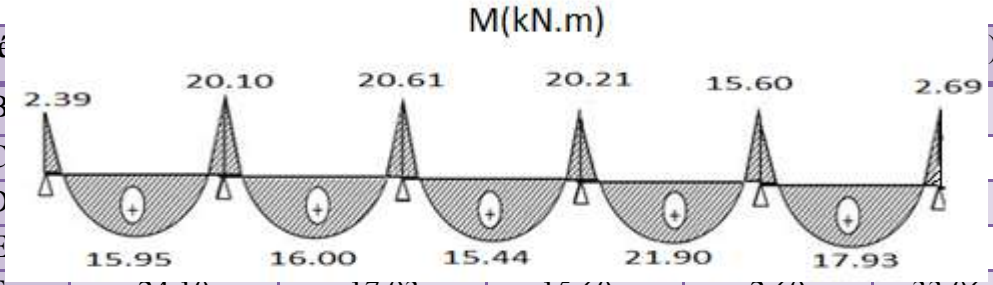
Pour les RDC :

Poutrelle à 5 travées Type 1:



a) Détermination des moments à l'état limite ultime :

Tableau III.27. Moment fléchissant et effort tranchant de la poutrelle à 05 travées à l'ELU



travé					)	T_e(KN)
A-B						27.80
B-C						24.11
C-D						32.23
D-E						35.00
E-F	24.10	17.93	15.60	2.69	33.06	20.21

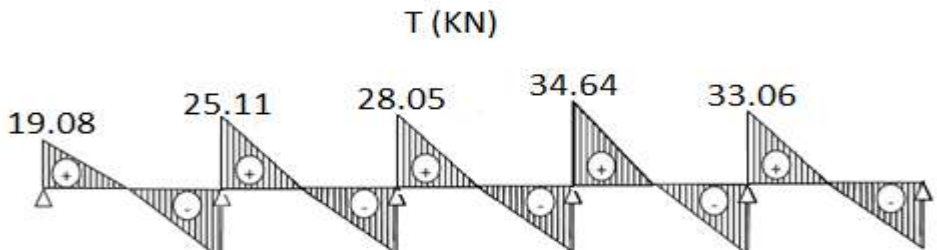


Figure III.24. Diagramme des moments du 2eme type des poutrelles à l'E

Figure. III.18. Moment fléchissant et effort tranchant de la poutrelle à 05 travées à l'ELU

Tableau III.28. Moment fléchissant et effort tranchant de la poutrelle à 05 travées à l'ELS

TRAVEE	M_0 (KN m)	M_t(KN m)	M_w(KN m)	M_e(KN m)
A-B	13.52	11.34	1.70	14.30
B-C	13.65	11.50	14.30	14.58
C-D	21.12	10.86	14.58	23.34
D-E	29.61	**15.50**	23.34	**23.87**
E-F	17.11	12.67	23.87	1.70

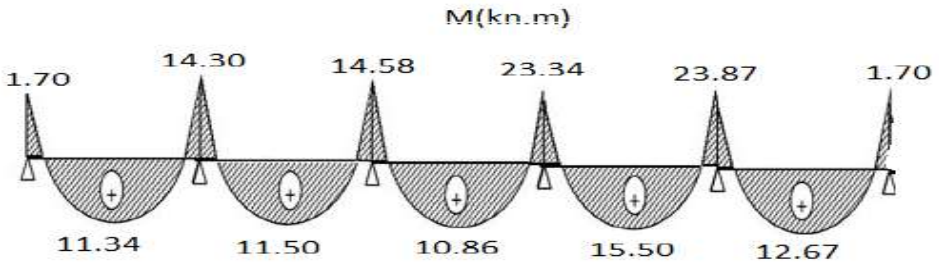


Figure III.19.Diagramme des moments du 2eme type des poutrelles à l'ELS

Récapitulations :

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

	ELU			ELS	
	M_{au}(KN.m)	**M_{tu}(KN.m)**	**T_u(KN)**	**$M_{a\ ser}$(KN.m)**	**$M_{t\ ser}$(KN.m)**
Sollicitations	20.21	21.90	34.64	24.73	15.50
Référence	Poutrelle à 5 travées	Poutrelle à 5 travées	Poutrelle à 5 travées	Poutrelle à 5 travées	Poutrelle à 5 travées

III.2.2.2.d. Calcul du ferraillage :

- Armatures longitudinales :

Tableau III. 29. calcul des armatures

		En travée section T :	Aux appuis section rectangulaire :
ELU	M_u (kN.m)	21.9	**20.21**
	M_0 (kN.m)	M0=b*h0*σb adm*(d-(h0/2)) =92.30 $M_0 > M_u$ ⇒ l'axe neutre appartient à la table ⇒ section rectangulaire	/
	μ	0.044	**0.245**
	μ_l	**0.392**	
	$\mu < \mu_l$	Oui	**OUI**
	B	0.977	**0.857**
	A (cm²)	2.8	**3.08**
	Le choix	2HA14=3.08	**2HA14=3.08**
	B/1000	0.300	**0.300**
	A≥ B/1000	OUI	**OUI**
Vérification a l'ELS	M_{ser} (kN.m)	15.5	**14.28**
	$\sigma_{b\ adm}$(Mpa)	**15**	
	y_1 (cm)	6.78	**9.72**
	I_G (cm⁴)	18807.81	**10640.2**
	K (N/cm³)	82.41	**134.20**
	σb (Mpa)	5.59	**13.04**
	$\sigma_b \leq \sigma_{b\ adm}$	**Oui**	**Oui**

Après avoir fait les calculs nécessaires en flexion simple, les résultats son

Tableau .III. 30: Ferraillages longitudinaux des poutrelles

Section d'armature	En travée	Aux appuis

	At=2HA14	Aa=2HA14

Pour les appuis des poutrelles en utilise une barre de ϕ 8 ; et deux autres barres pour le ferraillage de dalle de compression.

Armatures transversales :

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

- **Espacement S_t:**

$$S_t \leq \text{Min}\begin{cases}0.9d \\ 40cm\end{cases} = (20.7;40\ cm)$$

Donc: S_t=15 cm;

- **Diamètre des armature transversales ϕ_t :**

$$\phi_t \leq \text{Min}\left\{\frac{h}{35};\phi_l;\frac{b_0}{10}\right\} = \{7.14;14;12\}(mm)$$

On adopte $\phi_t \leq 5.00$, on prend : ϕ_t5 mm $\Rightarrow \frac{\pi\phi_t^2}{4} = 19.63mm^2$

a_t : section d'une barre; n_t:nombre des barres

a_t=0.20cm² et n_t=2 => $A_t = a_t n_t$=0.40 cm²

Tableau III.31. Les armatures transversales dans les poutrelles et leur espacement

A transversals	Espacement (cm)
2ϕ5	15

III.2.2.2.e. Vérification au cisaillement : [1]

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

$$\tau u = \frac{T}{b*d} = \frac{34.64*10^3}{120*230} = 1.25MPa \leq \overline{\tau_u} = Min\left[\frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b}; 5MPa\right] = 3.33 \text{ Mpa}$$

- **Vérifications nécessaires : [1]**

Section d'armatures transversales (F_eE400).

$$\frac{A_t \cdot f_e}{b_0 \cdot S_t} \geq 0.4 \text{MPa.} \Rightarrow \frac{56 \times 400}{120 \times 200} = 0.93 \text{ MPa} \geq 0.4 \text{ MPa} \quad \textbf{(C.V)}$$

$$\frac{A_t}{b_0 \cdot S_t} \geq \gamma_s \left(\frac{\tau_u - 0.3 K f_{t28}}{0.9 \cdot f_e [\cos\alpha + \sin\alpha]} \right) \Rightarrow \frac{A_t}{b_0 \cdot S_t} = 0.002 > 0.001 \quad \textbf{(C.V)}$$

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

α=90° Pour les armatures transversales

III.2.2.2.f. Vérifications préliminaires de la flèche : [1]

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

Tableau .III.32 : vérifications préliminaires de la flèche des poutrelles

1ere condition	2eme condition
h/L ≥ Mt/(15 Mo)	ρ ≤ 3.6/fe
h/ L = 0.25 / 5.92 = 0.042 Mt/(15 Mo)=21.9/(15*41.7)=0.035	ρ=A/(bo*d)=3.08/(12*23)=0.011 3.6/ fe = 3.6 / 400 = 0.009
Condition vérifiée	**Condition non vérifiée**

Donc : le calcul de la flèche est nécessaire

- ✓ **Evaluation détaillée de la flèche : (CBA93 Annexe D)**

Evaluation détaillée de la flèche : (CBA93 Annexe D)

M_{ser}= 15.5KN · m

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

L= 5.92m

$\bar{f}$= L /500 = 0.5 cm+ 592/1000 =1.10 cm

$$\rho = \frac{A}{b_0 \cdot d} = \frac{3.08}{12 \cdot 23} = 0.0111$$

ρ = 1.11 % ⇒β_1 = 0.856 (Tableau).

$$\sigma_s = \frac{M_{ser} \cdot 10^6}{\beta_1 \cdot d \cdot A} = 255.61 MPa$$

$$\mu = 1 - \frac{1.75 \cdot f_{t28}}{4 \cdot \rho \sigma_s + f_{t28}} \Rightarrow \mu = 1 - \frac{1.75 \cdot 2.1}{4 \cdot 0.0111 \cdot 255.61 + 2.1} \Rightarrow \mu = 0.728$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \cdot f_{t28}}{\left(2 + 3 \cdot \frac{b_0}{b}\right)\rho} = \frac{0.05 \cdot 2.1}{\left(2 + 3 \cdot \frac{12}{65}\right)0.0111} = 3.704$$ (déformation instantanée)

λ_v=2/5 λ_i=1.482 (déformation longue durée)

Détermination de l'axe neutre

$$y_G = \frac{\frac{bh_0^2}{2} + b_0 (h - h_0) * \left(\frac{(h - h_0)}{2} + h_0\right) + 15Ad}{bh_0 + b_0(h - h_0) + 15A} = 8.96$$

Moment d'inertie de la section totale

$$I = \frac{bh_0^3}{12} + bh_0 (y - h_0/2)^2 + b_0 \left(\frac{h - h_0}{12}\right)^3 + b(h - h_0)\left(\frac{h - h_0}{2} + h_0 - y\right)^2 + 15A(d - y)^2 = 7.99 * 10^5 cm^4$$

Détermination moment d'inertie fictive

$$I_{fi} = 1.1 \frac{I_0}{1 + \lambda_i \mu} \Rightarrow I_{fi} = 2.37 * 10^3 \ cm^4$$

$$I_{fv} = 1.1 \frac{I_0}{1 + \lambda_v \mu} = 4.22 * 10^3 \ cm^4$$

$f_i = \frac{M_{ser} \cdot L^2}{10 E_i I_{fi}}$; Avec : module de déformation longitudinal instantanée $E_i = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}}$

$f_v = \frac{M_{ser} \cdot L^2}{10 E_v I_{fv}}$; Avec : module de déformation longitudinal logue durée $E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}}$

E_i= 32164.19 MPa

E_v = 10818.86 MPa

$$f_i = \frac{15.5 \cdot 10^6 \cdot (5.92 \cdot 10^3)^2}{10 \cdot 32164.19 \cdot 2.37 \cdot 10^7} = 7.13 \text{ mm}$$

$$f_v = \frac{15.5 \cdot 10^6 \cdot (5.92 \cdot 10^3)^2}{10 \cdot 10818.86 \cdot 4.22 \cdot 10^7} = 11.8 \text{mm}$$

$\Delta f_t = f_v - f_i \Rightarrow \Delta f_t$ ==11.8mm -7.13 mm

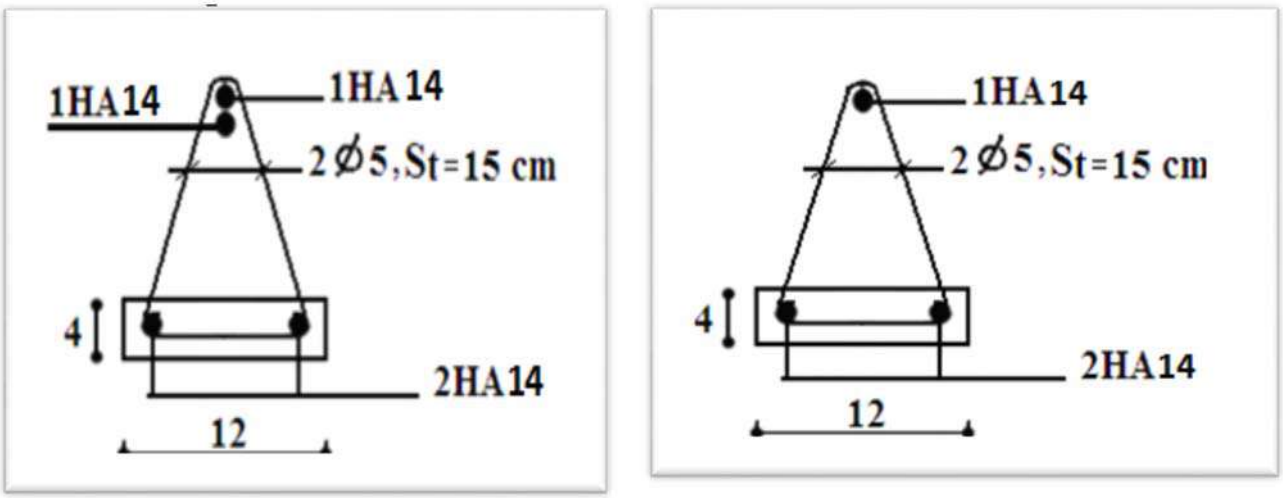
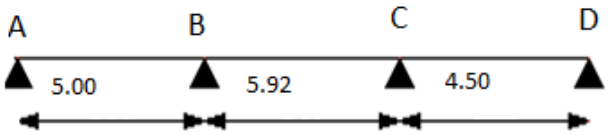


Figure .III. 20.: ferraillage des poutrelles en zone d'appui (à gauche), en travée (à droite)

Pour les ETAGE CORANT :

On a 1 type de système de poutrelles à calculer :

- **1er type poutrelle à 3 travées:**



a) Détermination des moments à l'état limite ultime :

Tableau III.33. Moment fléchissant et effort tranchant de la poutrelle à 05 travées à l'ELU

TRAVEE	M_0 (KN m)	M_t(KN m)	M_w(KN m)	M_e(KN m)	T_w(KN)	T_e(KN)
A-B	25.17	19.38	2.91	31.26	19.61	31.06
B-C	35.27	17.20	31.26	27.96	30.00	29.59
C-D	20.38	15.28	27.96	2.29	28.54	17.42

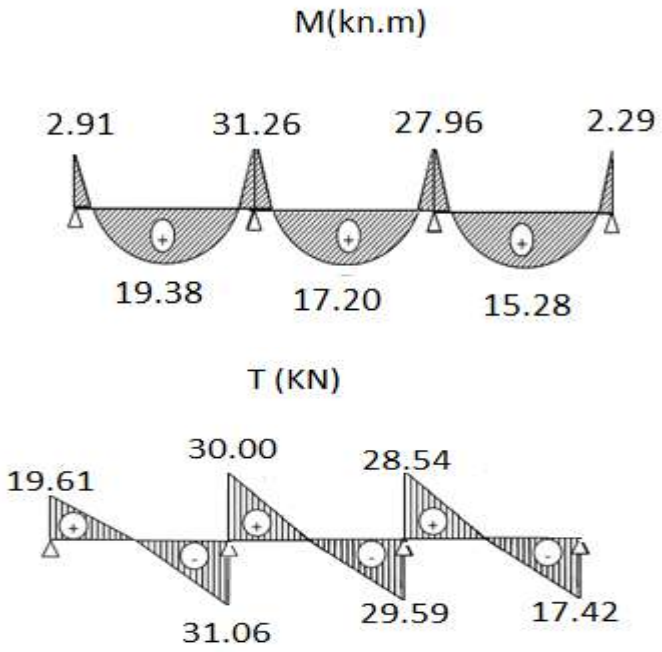


Figure III.21. Diagramme des moments et effort tranchentdu 2eme type des poutrelles à l'ELU

Tableau III.34. Moment fléchissant et effort tranchant de la poutrelle à 03 travées à l'ELS

TRAVEE	M_0 (KN m)	M_t(KN m)	M_w(KN m)	M_e(KN m)
A-B	18.13	13.90	2.09	22.55

B-C	25.41	12.29	22.55	20.15
C-D	14.68	10.93	20.15	1.64

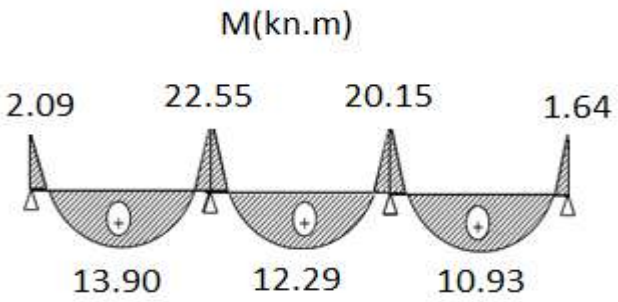


Figure III.22 Diagramme des moments du 1eme type des poutrelles à l'ELS

Récapitulations :

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

Tableau.III.35: Récapitulations des efforts

	ELU			ELS	
	M_{au}(KN.m)	M_{tu}(KN.m)	T_u(KN)	$M_{a\ ser}$(KN.m)	$M_{t\ ser}$(KN.m)
Sollicitations	31.26	19.38	31.06	22.55	13.90
Référence	Poutrelle à 5 travées	Poutrelle à 5 travées	Poutrelle à 5 travées	Poutrelle à 5 travées	Poutrelle à 5 travées

La fissuration est peu nuisible, la situation est durable.

Tableau .III.36 : Calcul des armatures

		En travée section T :	Aux appuis section rectangulaire :
ELU	M_u (kN.m)	19.38	16.5
	M_0 (kN.m)	M0=b*h0*σb adm*(d-(h0/2)) =92.30 $M_0 > M_u$ ⇒ l'axe neutre appartient à la table ⇒ section rectangulaire	/
	μ	0.039	0.183
	μ_l	0.392	
	$\mu < \mu_l$	Oui	Oui
	B	0.980	0.897
	A (cm²)	2.7	2.29
	Le choix	2HA14=3.08	2HA14=3.08
	B/1000		
	A≥ B/1000	OUI	OUI
Vérification a l'ELS	M_{ser} (kN.m)	13.90	12.4
	$\sigma_{b\ adm}$(Mpa)	15	
	y_1 (cm)	6.78	9.33
	I_G (cm^4)	18807.81	2847.33
	K (N/cm^3)	73.90	159
	σb (Mpa)	5.01	14.8
	$\sigma_b \leq \sigma_{b\ adm}$	**Oui**	**OUI**

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

Tableau III.37 : les armatures transversales dans les poutrelles et leur espacement

Section d'armature	En travée	Aux appuis
	At=2HA14=3.08	Aa=2HA14=3.08

III.2.2.2.e. Vérification au cisaillement : [1]

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

$$\tau u = \frac{T}{b*d} = \frac{31.06*10^3}{120*230} = 1.13MPa \leq \overline{\tau_u} = Min\left[\frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b}; 5MPa\right] = 3.33 \text{ Mpa}$$

Tableau.III.38 : vérifications préliminaires de la flèche des poutrelles

1ere condition	2eme condition
h/L ≥ Mt/(15 Mo)	$\rho \leq 3.6/fe$
h/ L = 0.25 / 5.92 = 0.042 Mt/(15 Mo)=17.2 /(15*35.27)=0.033	ρ =A/(bo*d)=3.08/(12*23)=0.011 3.6/ fe = 3.6 / 400 = 0.009
Condition vérifiée	Condition non vérifiée

III.2.2.2.g. Évaluation détaillée de la flèche :_ [1]

M_{ser}= 13.9KN · m

Il faut avoir : ft ≤ fLimite = f

L= 5.92m

f= L /500 = 0.5 cm+ 592/1000 =1.10 cm

$$\rho = \frac{A}{b_0 \cdot d} = \frac{3.08}{12 \cdot 23} = 0.0111$$

ρ = 1.11 % ⇒β_1 = 0.856 (Tableau).

$$\sigma_s = \frac{M_{ser} \cdot 10^6}{\beta_1 \cdot d \cdot A} = 229.22MPa$$

$$\mu = 1 - \frac{1.75 \cdot f_{t28}}{4 \cdot \rho \sigma_s + f_{t28}} \Rightarrow \mu = 1 - \frac{1.75 \cdot 2.1}{4 \cdot 0.0111 \cdot 229.22 + 2.1} \Rightarrow \mu = 0.700$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \cdot f_{t28}}{\left(2+3\cdot\frac{b_0}{b}\right)\rho} = \frac{0.05\cdot 2.1}{\left(2+3\cdot\frac{12}{65}\right)0.0111} = 3.704$$ (déformation instantanée)

$\lambda_v = 2/5\ \lambda_i = 1.482$ (déformation longue durée)

Détermination de l'axe neutre

$$y_G = \frac{\frac{bh_0^2}{2} + b_0(h-h_0)*\left(\frac{(h-h_0)}{2}+h_0\right) + 15Ad}{bh_0 + b_0(h-h_0) + 15A} = 8.96$$

Moment d'inertie de la section totale

$$I = \frac{bh_0^3}{12} + bh_0(y-h_0/2)^2 + b_0\left(\frac{h-h_0}{12}\right)^3 + b(h-h_0)\left(\frac{h-h_0}{2}+h_0-y\right)^2 + 15A(d-y)^2 = 7.99*10^5 cm^4$$

Détermination moment d'inertie fictive

$$I_{fi} = 1.1\frac{I_0}{1+\lambda_i\mu} \Rightarrow I_{fi} = 2.44*10^3\ cm^4$$

$$I_{fv} = 1.1\frac{I_0}{1+\lambda_v\mu} = 4.31*10^3\ cm^4$$

$$f_i = \frac{M_{ser}\cdot L^2}{10E_i I_{fi}}$$; avec : module de déformation longitudinal instantanée $E_i = 11000\sqrt[3]{f_{c28}}$

$$f_v = \frac{M_{ser}\cdot L^2}{10E_v I_{fv}}$$; avec : module de déformation longitudinal logue durée $E_v = 3700\sqrt[3]{f_{c28}}$

E_i= 32164.19 MPa

E_v = 10818.86 MPa

$$f_i = \frac{15.5\cdot 10^6\cdot(5.92\cdot 10^3)^2}{10\cdot 32164.19\cdot 2.37\cdot 10^7} = 6.21\ mm$$

$$f_v = \frac{15.5\cdot 10^6\cdot(5.92\cdot 10^3)^2}{10\cdot 10818.86\cdot 4.22\cdot 10^7} = 10.44 mm$$

$\Delta f_t = f_v - f_i \Rightarrow \Delta f_t$ ==10.44.mm -6.21 mm

Δft =4.23 mm $< \bar{f}$ = 11.00 mm

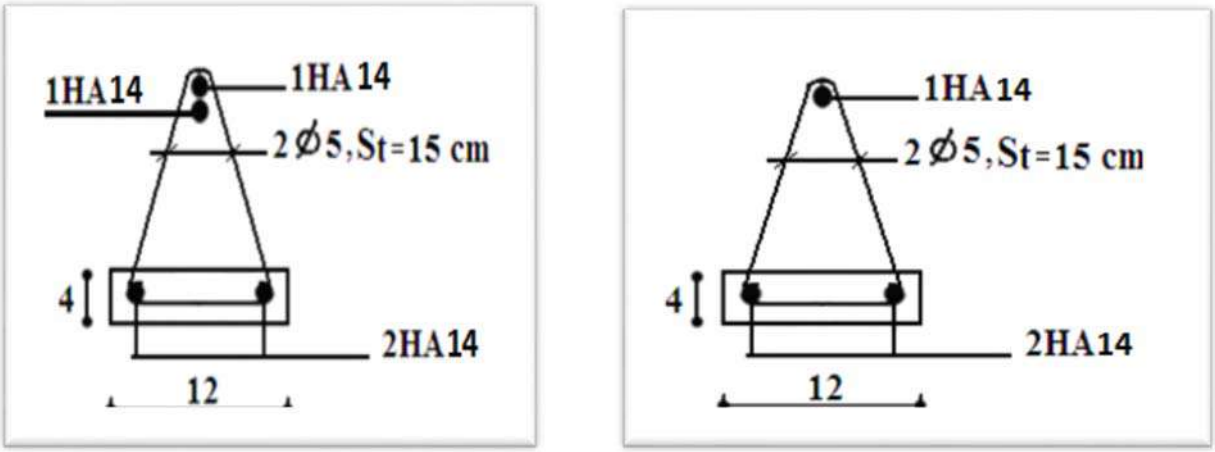


Figure.III.23. ferraillage des poutrelles en zone d'appui (à gauche), en travée (à droite)

III.2.1.2.5.Sollicitations de calcul

Pour lesTE RASSE:

On a 1 types de système de poutrelles à calculer :

- **1er type poutrelle à 3 travées:**

Poutrelle à cinq travées Type 1:

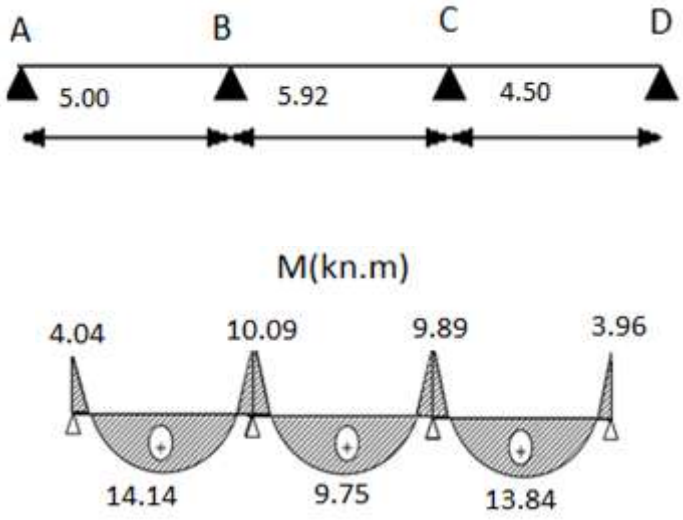


Figure III.24. Diagramme des moments du 2eme type des poutrelles à l'ELU

a) Détermination des moments à l'état limite ultime :

Tableau III.39. Moment fléchissant et effort tranchant de la poutrelle à 05 travées à l'ELU

TRAVEE	M_0 (KN m)	M_t(KN m)	M_w(KN m)	M_e(KN m)	T_w(KN)	T_e(KN)
A-B	21.03	**17.27**	2.59	28.51	17.76	**28.51**
B-C	29.48	15.08	28.51	25.39	27.95	26.96
C-D	17.04	13.46	25.39	2.02	26.17	15.69

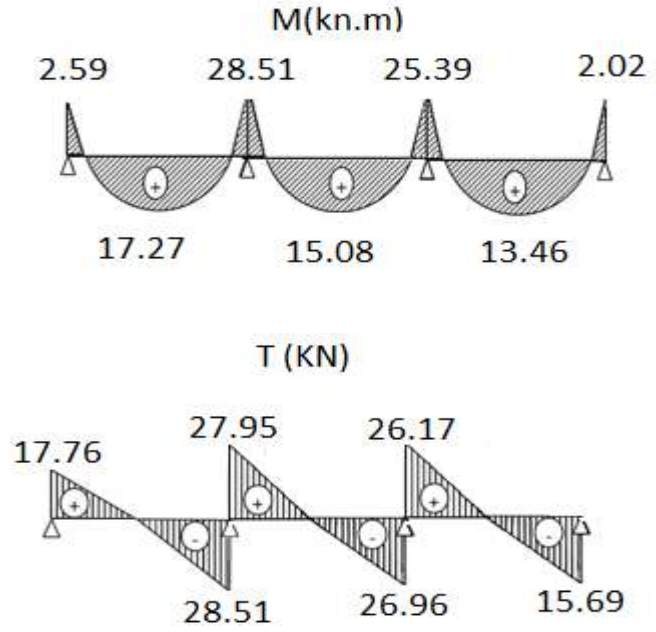


Figure III.25. Diagramme des moments er effort tranchent du 2eme type des poutrelles à l'ELU

TRAVEE	M_0 (KN m)	M_t(KN m)	M_w(KN m)	M_e(KN m)
A-B	15.34	12.54	5.88	20.74
B-C	21.51	10.89	20.74	18.45
C-D	12.43	9.74	18.45	5.46

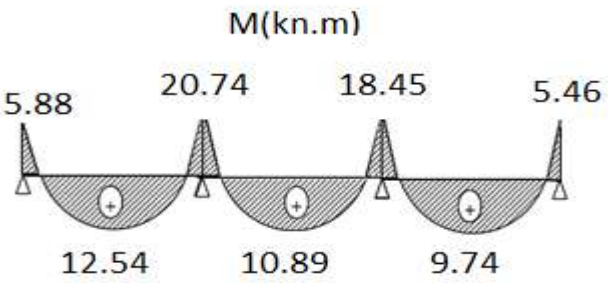


Figure III.26. Diagramme des moments du 2eme type des poutrelles à l'ELS

Récapitulations :

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

	ELU			ELS	
	M_{au}(KN.m)	M_{tu}(KN.m)	T_u(KN)	$M_{a\ ser}$(KN.m)	$M_{t\ ser}$(KN.m)
Sollicitations	28.51	17.27	28.51	20.74	12.54
Référence	Poutrelle à 5 travées	Poutrelle à 5 travées	Poutrelle à 5 travées	Poutrelle à 5 travées	Poutrelle à 5 travées

La fissuration est peu nuisible, la situation est durable.

Tableau .III.40 : Calcul des armatures

		En travée section T :	**Aux appuis section rectangulaire :**
ELU	M_u (kN.m)	17.27	**15.6**
	M_0 (kN.m)	M0=b*h0*σb adm*(d-(h0/2)) =92.30 $M_0 > M_u$ ⇒ l'axe neutre appartient à la table ⇒ section rectangulaire	/
	μ	0.035	**0.173**
	μ_l	**0.392**	
	$\mu < \mu_l$	Oui	**OUI**
	B	0.982	**0.904**
	A (cm²)	2.18	**2.15**
	Le choix	2HA12=2.26	**2HA12=2.26**
	B/1000	0.300	
	A≥ B/1000	OUI	**OUI**
Vé	M_{ser} (kN.m)	12.54	**11.7**

	$\sigma_{b\ adm}$(Mpa)	**15**	
	y_1 (cm)	6.26	**9.33**
	I_G (cm^4)	14779.52	**7781.35**
	K (N/cm^3)	84.85	**159**
	σ_b (Mpa)	5.31	**14.85**
	$\sigma_b \leq \sigma_{b\ adm}$	**Oui**	**Oui**

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

Tableau III.41 : les armatures transversales dans les poutrelles et leur espacement

Section d'armature	En travée	Aux appuis
	At=2HA12=2.26	**2HA12=2.26**

Figure .III.42 : Disposition constructive des armatures

1ere condition	2eme condition
h/L ≥ Mt/(15 Mo)	$\rho \leq 3.6/fe$
h/ L = 0.25 / 5.92 = 0.042 Mt/(15 Mo)=15.08/(15*29.48)=0.034	ρ=A/(bo*d)=2.26/(12*23)=0.0081 3.6/ fe = 3.6 / 400 = 0.009
Condition vérifiée	**Condition vérifiée**

- <u>Armatures transversales :</u>

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

- **Espacement S_t:**

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

Donc: S_t=20 cm;

- **Diamètre des armature transversales ϕ_t :**

$\phi_t \leq \text{Min}\left\{\frac{h}{35};\phi_l;\frac{b_0}{10}\right\}=\{7.14;14;12\}(mm)$

On adopte $\phi_t \leq 7.14$, on prend : $\phi_t=5$ mm $\Rightarrow \frac{\pi\phi_t^2}{4}=19.63$ mm²

a_t : section d'une barre; n_t:nombre des barres

$a_t=0.20cm^2$ et $n_t=2 \Rightarrow A_t=a_t n_t=0.40$ cm²

Tableau III.43. Les armatures transversales dans les poutrelles et leur espacement

A transversals	Espacement (cm)
2ϕ5	15

III.2.2.2.e. Vérification au cisaillement : [1]

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

$$\tau u=\frac{T}{b*d}=\frac{28.51*10^3}{120*230}=1.03MPa \leq \overline{\tau_u}=Min\left[\frac{0.2f_{c28}}{\gamma_b};5MPa\right]=3.33 \text{ Mpa}$$

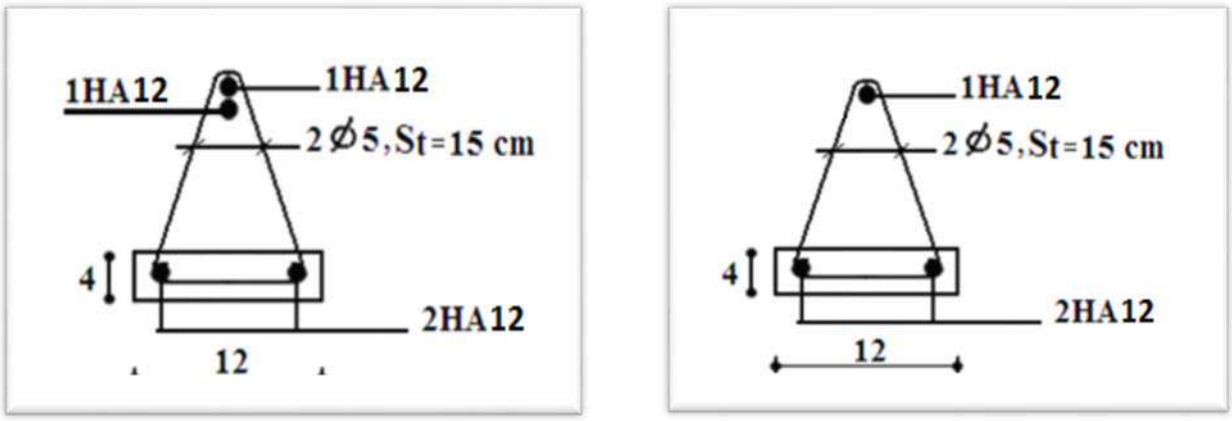


Figure.III.27. ferraillage des poutrelles en zone d'appui (à gauche), en travée (à droite)

III.3. les escaliers :

III.3.1. Introduction :

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

III.3.2 Escalier hélicoïdal :

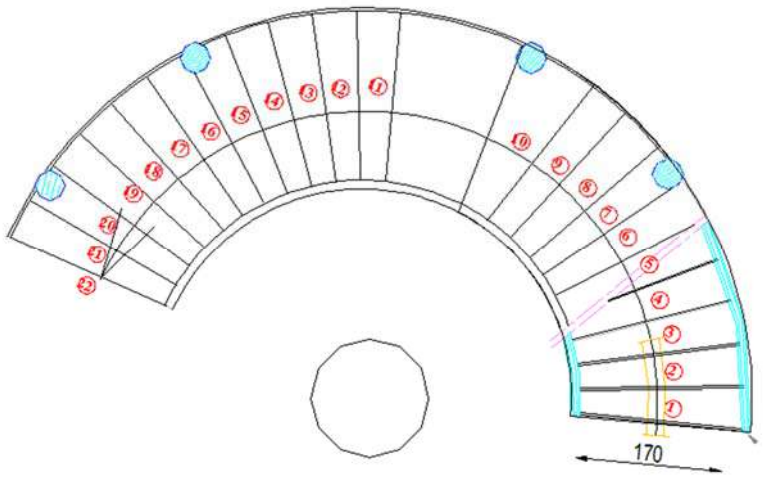


Figure.III. d'escalier hélicoïdal

III.3.2.1. Pré dimensionnement :

La longueur de la paillasse : L= rα=9.58m.
La hauteur d'étage H=3.74m.

$59 < 2h+g < 66cm$

$$59 < \frac{L}{n-1} + \frac{H}{n} < 66 \text{ cm}$$

- largeur de la marche : g = 30cm
- hauteur de la contre marche : h = 17cm

III.3.2.2.Vérification de la formule de BLONDEL :

60cm ≤ g+ 2h = 64cm ≤ 64cm. (Condition vérifiée)

Détermination de l'épaisseur de l'escalier:

$\frac{l}{35} \leq e \leq \frac{l}{30} \Rightarrow$ 27.37≤e≤ 31.93

On adopte: **e = 30cm**

III.3.2.3. *Charges permanentes et surcharges d'exploitation:*

A. Charges permanentes:

Tableau III.44.: Charges permanentes de l'escalier

Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m^3)	Poids surfacique (KN/m^2)
Carrelage	0,02	22,00	**0,44**
Mortier de pose	0,02	20,00	**0,40**
Lit de sable	0,03	18,00	**0,54**
Poids propre de la paillasse	0.25/cos i	25,00	**6.4**
Marche	0,085	25,00	**2,12**
Enduit de ciment	0,02	18,00	**0,36**
G			**10.26**

Avec tg i $=\frac{H}{4a}$

B. Surcharges d'exploitation:

Q = 2,5 KN/m^2

C. Détermination des efforts :

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

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

D. Détermination des sollicitations:

Tableau III.45.: Combinaison des charges de l'escalier

	G (KN/m²)	Q (KN/m²)	Pu (KN/m²)	Pser (KN/m²)
Paillasse	**10.26**	**2,50**	**17.60**	**12.76**

III.3.4. Calcul du ferraillage :

III.3.4.1. Expose de la méthode :

Le calcul des escaliers hélicoïdaux est très difficile par les méthodes directes pour cela on procède a des méthodes simplifiées.
Dans ce type d'escalier, la paillasse hélicoïdale prend appui sur le contour circulaire (maçonnerie). Le calcul courant consiste a admettre des paillasses croisées portées égales a L

$$\left(\frac{L}{2}\right)^2 = a^2 = \frac{(a+b)^2}{2} = \frac{(a-b)*(3a+b)}{4}$$

$$L = \sqrt{(a-b)(3a+b)}$$

M= $\frac{ql^2}{8}$

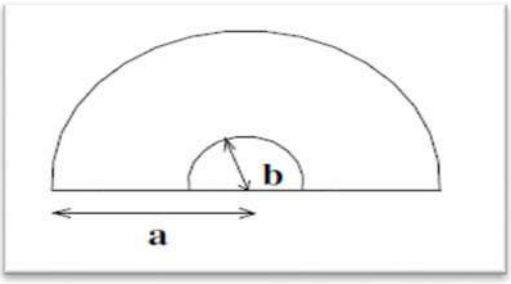


Figure.III.28.Dimensions de l'escalier

III.3.4.2. Ferraillage des escaliers :

Tableau.III.46: les données

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=30cm	d=28 cm
Acier	FeE400	f_e=400Mpa	γ_s = 1.15	σ_s = 348 MPa

Tableau.III.47. Calcul des sections d'acier de la paillasse

	L(m)	M_u (KN.m)	μ	β	A (cm²)	A' (cm²)	A_{adopt} (cm²)
Paillasse hélicoïdale	**8.36**	**153.75**	**0.138**	**0.925**	**17.05**	**0.00**	**9HA=16 =18.10**

III.3.4.2.a. Condition de non fragilité : [1]

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

Paillasse hélicoïdale $A=18.10\ cm^2 \geq A_{min} = \frac{100*30}{1000} = 3cm^2$ **(CV)**

III.3.4.2.b. Les armatures de répartition : [1]

Tableau.III.48: Les armatures de répartition

	A_x (cm²)	on adopte
Paillasse hélicoïdale	$\frac{A}{4} = \frac{18.10}{4} = 4.52$	**4HA12**

III.3.4.2.c. Vérification de l'espacement : [1]

Tableau.III.49: Vérification de l'espacement

	les armatures longitudinales	les armatures de répartitions
Paillasse Hélicoïdale	S_t=20cm≤ Min[3h=90cm ; 33cm]=33cm	St=15cm ≤ Min[3h=90cm ; 33cm]=33cm

III.3.4.2.d. Vérification a l'E.L.S : [1]

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

$\sigma_b = 0.6 f_{c28} = 0.6*25 = 15MPa$

Tableau.III.50 : Vérification a l'E.L.S

	En travées
A (cm²)	18.10
M_{ser} (kN.m)	111.47
Y (cm)	$50y^2+ 15A.y- 15A.d =0 \Rightarrow y= 15.34$
I (cm^4)	$I=\frac{b}{3}y^3+15(d-y)^2 \Rightarrow I= 36095.05$
$\overline{\sigma_b}$ (MPa)	15
σ_b (MPa)	$\sigma_b = \frac{Mser}{I} y = 4.73$
$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$	**Oui**

III.3.4.2.e. Vérification de la flèche : [1]

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

$$\frac{h}{l} = \frac{30}{836} = 0{,}035 \geq \frac{M_t}{20\,M_0} = \frac{153.75}{20*153.75} = 0{,}05 \qquad cnv$$

$$\frac{A}{bd} = \frac{18.10}{100*28} = 0{,}0064 \leq \frac{2}{f_e} = \frac{2}{400} = 0{,}005 \qquad cnv$$

Donc aucune vérification de la flèche n'est nécessaire.

III.3.5.Calcul de la console :

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

III.3.5.1.Pré dimensionnement :

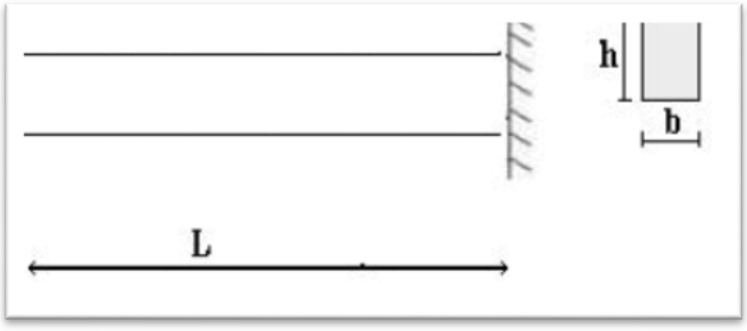


Figure.III.29: Dimensionnement de la console

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

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

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

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

- h ≥ 30cm
- b ≥ 20 cm **[2]**
- h/b ≤ 4

Tableau.III.51.: pré dimensionnement de la consol

Condition	
Conditions de résistance	L_{max}= 1.80 m ⇒ 12cm ≤ h ≤18cm on adopte h = 30 cm ⇒ 9cm ≤ b ≤ 21cm on adopte b = 20 cm
Vérification selon le RPA 99	h=30cm≥30cm ; b=20cm≥20cm h/b=1.5
Condition de rigidité (h/L ≥ 1/16)	(h/L=0.1666) ≥ (1/16=0.0625) (condition vérifie)
Conclusion	**h = 40cm ; b = 30 cm**

III.3.5.2. Evaluation des charges :

- Poids propre du consol : = (0.4∗ 0.3)∗ 25⇒p $p = 3\ KN/m$
- Reaction d'escalier : ⇒$Ru = 27.23KN$, $Rser = 19.67KN$
- Poids du demi-mur ⇒ Pm= 0.25×0.5×8.36×14= 14.63KN/m

P_u=1.35(P_p+ P_m) +R_u ⇒P_u=51.03KN/m

P_s = (P_p+ P_m+R_u) ⇒P_s = 44.9 KN/m

III.3.5.3. Calcul des efforts:

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

Vx= - px

$M^{max}_{appui}=M_A=\frac{PL^2}{2}$

Tableau.III.52: Les efforts agissants sur une poutre

Niveau	T (kN)	Ma (kNm)
ELU	91.85	-82.66
ELS	80.82	-72.73

Tableau.III. 53 : Calcul des sections d'acier de la poutre

	M_u(KN.m)	μ	β	A (cm²)	A' (cm²)	A_{adopt} (cm²)
Travee	**82.66**	**0.247**	**0.855**	**3.42**	**0.00**	**5HA10=3.93**

III. Condition de non fragilite : [1]

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

En travée $A = 3.93cm^2 \geq A_{min} = \frac{30*40}{1000} = 1.2cm^2$ **(CV)**

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

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0.d} = \frac{91.85}{30*27} = 0.113 \text{ MPa}$$

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

$$\tau_u = 0{,}113 \text{ MPa} < \overline{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa}$$

. Vérification de compression dans la bielle de béton:

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

$$a = \text{Min}\left[b - c - 2 ; 0.9d\right] = 33{,}3\text{cm}$$

$V_u = 91.85\ KN \leq 666\ KN$

B Armatures transversals:

$$\varphi_t \leq Min\left[\frac{h}{35} = 11.42\ ; \frac{b_0}{10} = 30;\ \varphi_l = 10\right]$$

$\varphi_t = 10mm$

$$A_t = \frac{\pi.\varphi_t^2}{4} = 0{,}785\ cm^2 = 2\phi 8 = 1cm^2$$

$S_t \leq [h/4 = 10\ ;\ 12Ø_l = 12]$

$S_t \leq [10;\ 14{,}4\ ;\ 30] = 10cm$ en zone nodale

$S_t \leq h/2 = 20cm$ en zone courante

On adopte les valeurs suivantes:

$$\begin{cases} S_t = 10\ cm & \text{(zone nodale)} \\ S_t = 15\ cm & \text{(zone courante)} \end{cases}$$

$$S_t \leq \overline{S}_t = Min[0.9d;40cm] = 24.3cm$$

$A_t = a_t.n_t = 3{,}14\ cm2$; $n_t = 4.$

On doit vérifier:

$$S_t \leq \frac{A_t.f_e.\gamma_s}{b\tau_u - 3f_{t28}}$$

$St \leq 65.5cm$

III.3.6.4.F. Vérification a l'E.L.S : [1]

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

$\sigma_b = 0.6f_{c28} = 0.6*25 = 15MPa$

Tableau.III.54 : Vérification a l'E.L.S

	En travées
A (cm²)	3.93
M_{ser} (kN.m)	95.93
Y (cm)	$50y^2+ 15A.y- 15A.d =0 \Rightarrow y= 1.62$
I (cm^4)	$I=\frac{b}{3}y^3+15(d-y)^2 \Rightarrow I= 18802.41$
$\overline{\sigma_b}$ (MPa)	15
σ_b (MPa)	$\sigma_b = \frac{Mser}{I}$ y = 0.008
$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$	**Oui**

III. Vérifications préliminaires de la flèche : [1]

Tableau.III.55. : vérifications préliminaires de la flèche de la console

1ere condition	2eme condition
h/L ≥ Mt/ (15 Mo)	ρ ≤ 4.2/fe
h/ L = 0.4 / 1.8 = 0.22 Mt /(10 Mo)=82.66/(10*90.42)=0.03	. ρ =A/(bo*d)=3.93/(30*37)=0.0035 4.2/ fe = 4.2/ 400 = 0.01
Condition vérifiée	**Condition vérifiée**

III.5. calcul de l'escalier droit :

III.5.1. Dimensionnement :

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

III. 5.1. Dimensionnement des éléments d'un escalier:

Pour le dimensionnement des marches "g" et les contres marches "h" on utilise généralement la formule de **BLONDEL**: 60 cm≤ g+ 2h ≤ 64 cm.

Ce type d'escalier porte deux paillasses avec palier intermédiaire

h= H/n g=L/n-1

Avec : n: nombre de contres marches.
(n-1): nombre de marches.
On pose : x = g+ 2 ⇒ 2H.(n-1) + n.L = x.n.(n -1)

$x.n^2 - (x + 2H + L).n + 2H = 0$

Pour la formule générale: 60 cm≤ g + 2h ≤ 64 cm on prend g + 2h = 64 cm

$64.n^2 - (64 + 2\times178 + 300).n + 2\times178 = 0$

$64n^2 - 720.n + 356 = 0$

La résolution de l'équation donne : $n_1 = 11$

On adopte : n = 11 ; $h = \frac{H}{n} = \frac{187}{11} = 17cm$, et $g = \frac{L}{n-1} = \frac{300}{10} = 30cm$

On choisit : **h = 17 cm** et **g = 30 cm**

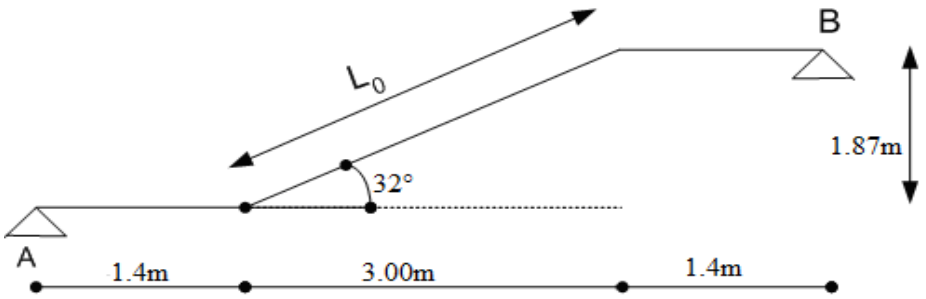


Figure III.30.: Schéma statique de l'escalier droit

✓ **Vérification de la formule de BLONDEL:**

60 cm ≤ g + 2h = 64 cm ≤ 64 cm la formule est bien vérifiée.

✓ Angle d'inclinaison "α" : $tg\ \alpha = \frac{H}{L} = \frac{187}{300} = 0.623 = 32°$

Longueur de la paillasse « L_0 » :

$L0 = \frac{L}{COS\ \alpha} = \frac{300}{COS\ 32} = 353.75 \Rightarrow L_{total} = 353.75 + 140 + 140 = 633.75$ cm

✓ **Epaisseur de la paillasse et du palier :**

L'épaisseur de la paillasse et du palier est calculé fonction de la longueur L = 493.75cm

$\frac{L}{35} \leq e \leq \frac{L}{30} \Rightarrow 18.10 \leq e \leq 21.12$cm

On choisit : $e_{palier} = e_{paillasse} =$ **20cm**

III.5.2. évaluation des charges et Surcharges :

b.1/charges permanentes :

1/ paillasse :

Tableau.III.56. charges permanentes de la paillasse :

N°	Composant	Ep (m)	poids volumiques (KN/ m²)	Poids (KN/m²)
01	**carrelage**	0,020	22	0,44
02	**mortier de pose**	0,020	20	0,40
03	**lit de sable**	0,03	18	0,54
04	**poids propre de la marche**	0.17	25	4.25
05	**poids propre de la paillasse**	0.15	25	0,15*25/cosα=4.42
06	**garde corps**	0.02	18	0.36
Total				**G= 10,41**

2/ palier :

Tableau.III.57. charges permanentes du la palier

N°	Composant	épaisseur(m²)	poids volumiques (KN/ m²)	Poids (KN/m²)
01	**Carrelage**	0,02	22	0,44
02	**mortier de pose**	0,020	20	0,40
03	**lit de sable**	0,03	0,18	0,54
04	**poids de palier**	0.15	25	3.75
05	**enduit en plâtre**	0,02	18	0,36
Total				**G=5.49**

b.2/ surcharge d'exploitation :

*** paillasse :** Q = 2,5 /Cos (32) = 2,95 KN /m²

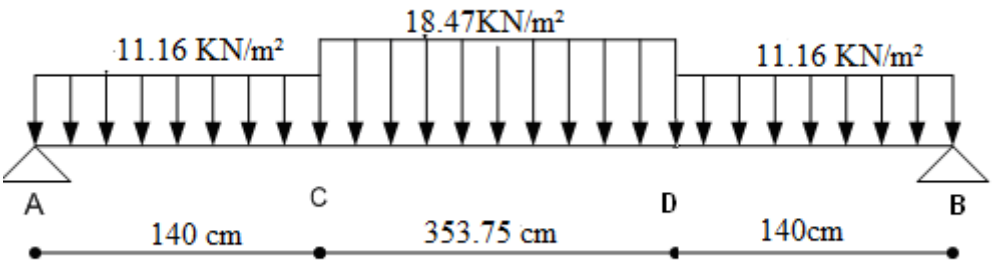
*** palier** **:** Q = 2,5 KN/m²

<u>à l'.E.L.U:</u>

Pu= 1,35 G + 1,5 Q.

Tableau.III.58.combinaison des charges a L'ELU

	G (KN/ml)	Q(kN/ml)	Pu(KN/ml)
Paillasse	10.41	2,95	18.47
Palier	5.49	2,5	11.16



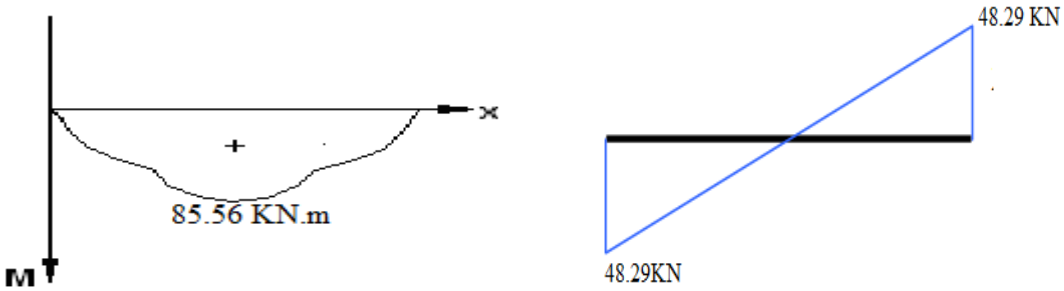


Figure III.31. Schéma statique des efforts du l'escalier à l'E.L.U

à L'E.L.S :

Pser = G + Q.

Tableau .III.59. Combinaison des charges a L'ELS

	G (KN/ml)	q (KN/ml)	Pser (KN/Ml)
paillasse	10.41	2,95	13,36
Palier	5.49	2,5	7.99

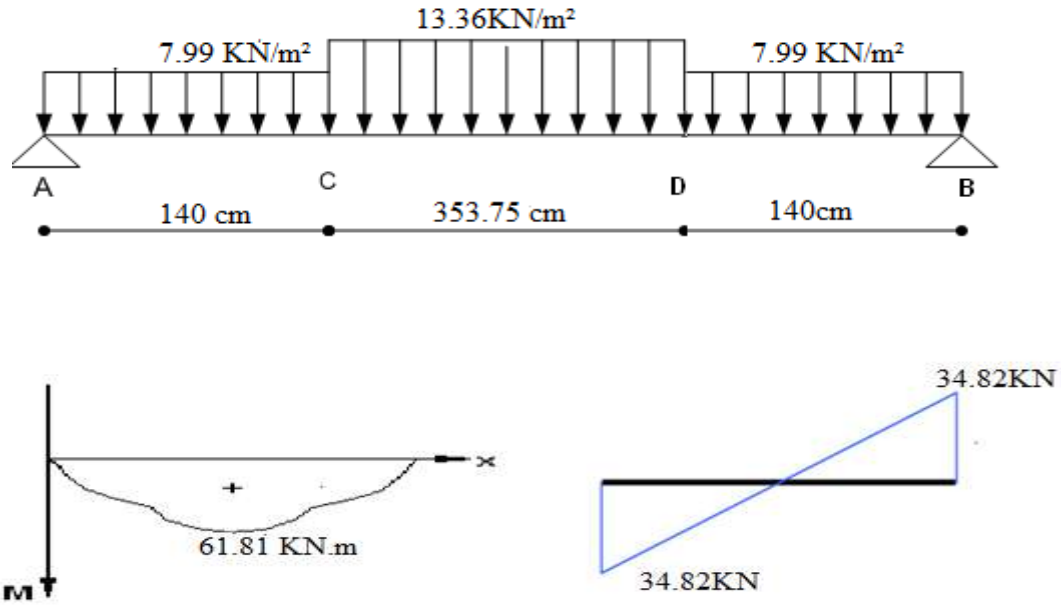


Figure III .32. Schéma statique des efforts du l'escalier à l'E.L.S

❖ **Récapitulation des résultats:**

Mt= 0,85 M_{max} ; Ma =0,5 M_{max}

Tableau .III.59.Tableau de moment

	M_{max} (KN.m)	M_t (KN.m)	M_a (KN.m)	T (KN)
E.L.U	100.65	85.56	50.32	48.29
E.L.S	72.72	61.81	36.36	34.82

III.4. Ferraillage à L'E.L.U :

f_{c28} = 25 MPa : f_{c28} = 2,5MPa

γ_b =1,5 : σbc =14,20 MPa .

Acier : FeE 400: γs = 1,15: σs = 348 MPa.

h =15cm, d= 13 cm, b= 100cm. c = 2 cm

Le ferraillage se fait à la flexion simple .les résultats sont résumés par un m linéaire dans le tableau suivant :

Tableau III.60.: Calcul des sections d'acier de l'escalier

	Mu	μ	B	μ_l	A cal cm²	Adopt cm²	A' cm²	choix des barres
En travée	85.56	0.164	0.910	0.392	7.33	7.70	0	5HA14
En appuis	61.81	0.138	0.925	0.392	6.13	6.79	0	6HA12

Avec $\mu = \frac{M_u}{bd^2\overline{\sigma}_{bc}}; A = \frac{M_u}{\beta d \sigma_s}$

✓ **Les armatures de répartition:**

En travées: $A_r \geq \frac{A}{4} = \frac{7.70}{4}$ =1.92 cm² on adopte: **3Φ 10 = 2,35 cm².**

En travées: $A_r \geq \frac{A}{4} = \frac{6.79}{4} = 1.7\ cm^2$ on adopte: **2Φ 12 = 2.26 cm².**

III.4. Les vérifications :

✓ **Condition de non fragilité:**

On vérifie que: $A \geq A_{min} = \frac{b*h}{1000}$

En travées: $A = 7.33cm^2 \geq A_{min} = \frac{100*15}{1000} = 1.5\ cm^2 \Rightarrow$ **cv**

En appuis: $A = 6.13cm^2 \geq A_{min} = \frac{100*15}{1000} = 1.5\ cm^2 \Rightarrow$ **cv**

✓ **condition d'espacement : [1]**

- **Pour les armatures longitudinales**:

$S_t = \frac{100}{7} = 14.29\ cm^2 < Min[3h = 45cm\ ;\ 33\ cm] = 33\ cm \Rightarrow$ **cv**

$S_t = \frac{100}{4} = 25\ cm^2 < Min[3h\ 45cm\ ;\ 33\ cm] = 33\ cm \Rightarrow$ **cv**

- **Pour les armatures de répartitions:**

travées: St =100/4 =25cm <Min[4h = 60 cm ; 45 cm]= 45 cm ⇒ **cv**

Sur appuis: St = 100/3 =33.33cm <Min[4h = 60cm ; 45 cm]= 45 cm ⇒ **cv**

✓ **Vérification de l'effort tranchant:**

$$\tau_u = \frac{Vu}{b0*d} = \frac{482.9*10^2}{1000*130} = 0.24MPa$$

On considère la fissuration comme peu nuisible:

$\overline{\tau}_u$ = Min (0.20 fc28/γb , 5 Mpa) = 3.33MPa

$\tau_u \leq \overline{\tau}_u$ ⇒ **cv**

✓ **vérification à L'E.L.S :**

la fissuration et considérée comme peu nuisible , donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte dans les armatures Tondues .

$\overline{\sigma_b} = 0.6.F_{c28} = 0.6\times 25 = 15MPa \quad \sigma_b = \frac{M_{ser}}{I}.y$

$50y^2 + 15A.y - 15A.d = 0$

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

Tableau.III.61 : Résultats de la vérification a l'E.L.S

	En travées	**En appuis**
A (cm²)	7.70	6.79
M_{ser} (kN.m)	61.81	36.36
Y (cm)	6.75	**6.26**
I (cm^4)	14763.28	12803.95
$\overline{\sigma_b}$ (MPa)	15	15
σ_b (MPa)	11.55	7.27
$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$	**oui**	**Oui**

✓ **Vérification de la flèche : [1]**

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

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{20}\times\frac{M_t}{M_o} \Rightarrow \frac{15}{634} = 0.024 \geq \frac{61.81}{20\times 72{,}72} = 0.042 \qquad \Rightarrow \textbf{CNV}$$

$$\frac{A}{b_0.d} \leq \frac{2}{f_e} \Rightarrow \frac{7.7}{100\times 13} = 0.006 \leq \frac{2}{400} = 0.005 \qquad \Rightarrow \textbf{CNV}$$

Donc la vérification de la flèche nécessaire

Évaluation de la flèche : (selon l'Annexe D du CBA93)

Il faut avoir : $\Delta f_t = f_v - f_i \leq \overline{f}$: $\quad \overline{f} = \begin{cases} \frac{L}{500} \ldots\ldots\ldots\ldots si \quad L \leq 5m \\ 0.5 + \frac{L}{500} \ldots\ldots si \quad L \geq 5m \end{cases}$

<u>Pour les flèches dues aux charges instantanées:</u>

$$f_i = \frac{M_{ser} L^2}{10 E_i I_{fi}}$$

Avec :

- ✓ $E_i = 11000.\sqrt[3]{f_{c28}}$ = 32164.2MPa
- ✓ $I_{fi} = 1.1\frac{I_0}{1+\lambda_i \mu}$
- ✓ $\lambda_i = \frac{0.05.f_{t28}}{\rho\left(2+3\frac{b_0}{b}\right)}$ =3.54MPa
- ✓ $\rho = \frac{A}{b.d}$ 0.00592
- ✓ $\mu = Max\left[1 - \frac{1{,}75 f_{t28}}{4\rho\sigma_s + f_{t28}}; 0\right]$

Pour les flèches dues aux charges de longues durées:

$$f_v = \frac{M_{ser} L^2}{10 E_v I_{fv}}$$

K

Avec :

- ✓ $E_v = \frac{1}{3} E_i$
- ✓ $I_{fv} = 1.1\frac{I_0}{1+\lambda_v \mu}$
- ✓ $\lambda_v = \frac{2}{5}\lambda i$ =1.416

Détermination de l'axe neutre:

$$Y_G = \frac{\frac{b.h^2}{2} + 15A.d}{b.h + 15} = 9.74\,cm$$

Moment d'inertie de la section totale:

$$I_0 = b/3\left[y^3 + (h-y)^3\right] + 15A(y-d)^2 \Rightarrow I_0 = 71441.22cm^4$$

Tableau III.62. : Vérification de la flèche de l'escalier

A (cm²)	M (KN.m)	ρ	σs (MPa)	μ	y (cm)	I_0 (cm⁴)
7.7	29.75	0.00592	318.20	0.644	6.75	33480.46
I_{fi} (cm⁴)	I_{fv} (cm⁴)	Fi (mm)	F_v (mm)	ΔF (mm)	F_{adm} (mm)	**$\Delta F < F_{adm}$**
11229.02	19301.75	17.51	31.20	8.07	1.48	Oui

IV.3.Calcul de la poutre palière :

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

-poutre palière encastrée au deux extrémités.

Pré dimensionnement:

La longueur de la poutre: L =2.90m

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

L = 2.9 m => $19.33 \leq h \leq 29$ => h = 30 cm

L = 2.9 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)

Ru = 21.503kN; Rser = 15.457kN

Poids propre de la poutre: 0,30 x 0,30 x 25 = 2.2 kN/ml.

Poids de la double cloison : 1,08 x 2,52 = 2.72 kN/ml

GT =4.97kN

Donc: Pu = 1.35 x GT + R = 1,35x 4.97+ 21,503 = 28,212 kN/ml

Pser = G + R= 4, 97+15,457 = 20, 36 kN/ml.

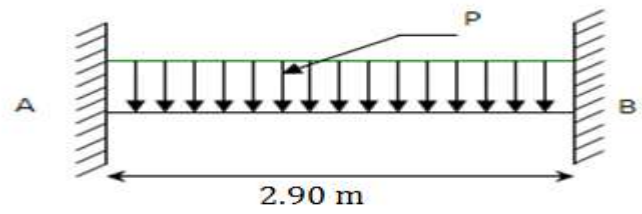


Figure II.33. : Schéma simplifié de la poutre palière

- $R_A = R_B = PL/2$

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

M_{max} (Travée) = $PL^2/24$

A .L'ELU :

Réaction d'appuis : RA = RB =40.907 kN

Effort tranchant : Tmax = RA =40.907 kN

Moment fléchissant : Mmax (Travée) =9.886 KN.m et Mmax (Appuis) =19.772 kN.m

B. L'ELS :

Réaction d'appuis : RA = RB = 29.522kN

Effort tranchant : Tmax = RA = 29.522kN

Moment fléchissant : Mmax (Travée) = 7.134 kN.m et Mmax (Appuis) = 14.268 kN.m

III.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 : fc28 = 25 MPa ; $\gamma b = 1.5$; $\sigma b = 14.2$ MPa

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

Tableau III.63 : Calcul des sections d'acier de la poutre palière

	Mu	μ	B	μl	A cal cm²	Adopt cm²	A' cm²	choix des barres
En travée	9.666	0.032	0.984	0.392	1.07	3.39	0	3HA12
En appuis	19.772	0.06	0.967	0.393	2.17	3.390	0	3HA12

Vérification :

A / à L'ELS :

Tableau .III.64 : Vérification a l'E.L.S

	M_{ser} (kN.m)	A(*cm*)	I (*cm*)	k (N/mm)	Y (cm)	σ_b (MPa)	$\sigma_b \leq \bar{\sigma_b}$
Travée	7.134	3.39	23476.720	0.030	8.021	2.41	**C.V**
appuis	14.268	3.39	23476.720	0.060	8.021	4.81	**C.V**

III.4. CALCUL DES DALLES PLAINES:

III.4.1. Définition:

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

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

:
Dans Bloc A, on distingue 2 types :

- Type 1 : dalle pleine triangulaire encastrée sur3 cotés de
- Type2 : dalles pleines trapaze encastrées sur 4 cotés □

III.4.2. Méthode de calcul:

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

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

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

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

III.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.

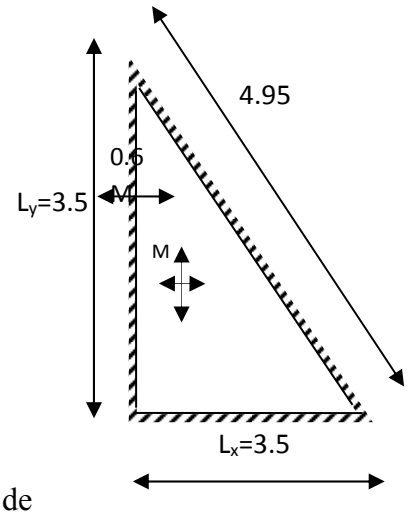


Fig.III.34: alle pleine

b) Travail interne :

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

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

Avec :

M : Moment de flexion.

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

θ : Angle de rotation.

III.4.3. Position des lignes de rupture:

❖ **1er type : Dalle triangulaire :**

On suppose que la dalle est semi encastrée au niveau des appuis, ayant un renforcement isostatique (même ferraillage suivant les 2 axes).

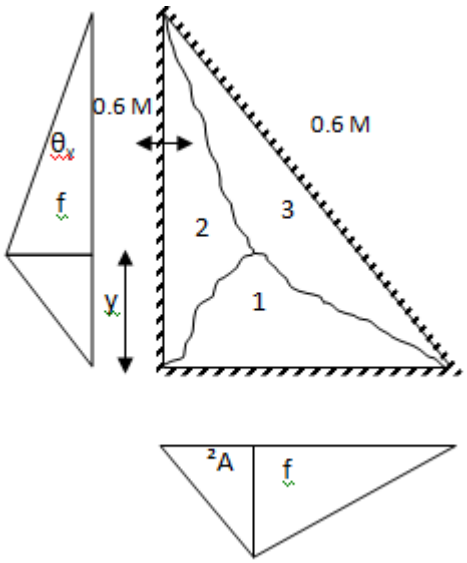


Fig. III.35.Efforts et déplacements des zones rigides.

C'est-à-dire:

$M_{ax}=M_{ay}=0.6M.$

$M_{tx}=M_{ty}=M$

Travail externe:

$$T_{ext}(1)=T_{ext}(2)=P_u\cdot\frac{L_x}{2}\cdot y\cdot\frac{f}{3}.$$

$$T_{ext}(3)=P_u\left[\frac{L_xL_y}{2}-\left(\frac{L_yx}{2}+\frac{L_xy}{2}\right)\right]\cdot\frac{f}{3}.$$

$$\sum T_{ext}=\frac{P_u\cdot f}{3}\left[\frac{L_xL_y}{2}\right]==\frac{P_u\cdot f}{3}\left[\frac{L^2}{2}\right]$$

Travail interne:

(avec : $L_x = L_y = L$)

$$T_{int}(1)=\frac{M\cdot f}{y}\cdot L$$

$T_{int}(2)=\frac{M\cdot f}{y}\cdot L$

$T_{int}(3)=2\cdot M\cdot L\frac{f}{L-2y}$

$$\sum T_{int}=2\cdot M\cdot L\frac{f}{L-2y}+\frac{M\cdot f}{y}\cdot L+\frac{M\cdot f}{y}\cdot L$$

$$\sum T_{int}=M\cdot L\cdot\left(\frac{2}{y}+\frac{2}{L-2y}\right)\cdot f$$

Principe de travail virtuel :

$\sum T_{ext}=\sum T_{int}$; où : $L=L_x=L_y=3.5$ m.

On obtient: $P_u=\frac{12}{L}\left[\frac{L-y}{Ly-2y^2}\right]M$

$\frac{dp}{dx}=0\Rightarrow y=0.293\cdot L$ m $\Rightarrow y=1.026$ m ; Donc: **M_u = 0.17 P_u=2.62kN.m**

Avec: P_u=1.35(5.49)+1.50(4.00)=**13.41kN**

Tableau III.65. Données de calcul

Béton	f_{c28}= 25MPa	γ_b =1.5	σ_{bc} =14.2 MPa	c =2.5 cm
	f_{t28} = 2.1 MPa	b = 100 cm	h= 15cm	d= 12.5 cm
Acier	FeE400	f_e = 400 MPa	γ_s=1.15	σ_s=348 MPa

$\rho=\frac{L_x}{L_y}=\frac{3.5}{3.5}=1$

0.4<0.61≤1 donc la dalle traivailant suivant deux directions

Le diamètre maximal des barres à choisir ne doit en aucun cas dépassé le dixième de la hauteur totale h de la dalle.

$Ø\leq\frac{h}{10}=\frac{15}{10}$ =1.5 cm

On adopte alors Øx= Øy=12 mm

d_x=h-e-Ø/2=12.50 cm

$d_y = d_x$ –((Øx+ Øy) /2)= 11.30cm

Tableau III.66:Calcul des sections de la dalle pleine

		Mu	M	B	A (cm²)	Amin (cm²)	A_{choisi}
Suivant x	travée	4.62	0.018	0.937	0.96	1.5	**4HA10= 3.14**
	appuis	2.31	0.008	0.996	0.45	1.5	**4HA10= 3.14**
Suivant y	travée	4.62	0.021	0.989	1	1.5	**4HA10= 3.14**
	appuis	2.31	0.010	0.995	0.49	1.5	**4HA10= 3.14**

Vérification de l'espacement:

$$S_{T1} \le Min\begin{cases}3h = 45cm \\ 33cm\end{cases} = 33cm$$

L'espacement réel $= \frac{b}{n} = 100/4 = 25cm$

Soit $S_{T1} = 20\text{cm} \le 33\text{cm}$ **(C.V)**

III.4. 3.2 Vérification à l'ELS :

Mtx= Mty= 0.85Mser =4.62KN.m
Max= May= 0.5Mser =2.31KN.m

$Mt + \frac{Me+Mw}{2} \ge 1.2Mx \Longrightarrow 4.62 + \frac{2.31\times2}{2} = 6.93 \ge 1.2\times4.62 = 5.544$ …..c.v

Donc on adopte la section calculée à l'ELU.

Détermination de la valeur de(y) :

$\frac{b}{2}$ Y2+ n A's (d – c') –n As (d – y) = 0 avec n = 15

Moment d'inertie :

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

Tableau III.67 : Vérification a l'ELS

positon	Mser (KN.m)	Y (cm)	IG (cm4)	K (MPa)	σb (Mpa)	$\overline{\sigma b}$ (Mpa)	Vérification
travée	4.62	1.134	6126.85	0.074	0.855	15	**Oui**
appuis	2.31	1.134	6126.85	0.043	0.428	15	**Oui**

* Vérification de l'effort tranchant :

Tableau.III.68: Vérification au cisaillement

	Suivant x	Suivant y
V	$Vx = \frac{p\times l_x\times l}{2l_x+l_y} = \frac{13.41\times3.50\times3.5}{2\times3.5+3.5} = 15.65$ KN	$\mathbf{Vy = \frac{p\times l_x\times l}{3l_y} = \frac{13.41\times3.50\times3.50}{3\times3.5}}$ **=15.65KN**
Tu	$\tau u = \frac{v_x}{bd} = \frac{15.65\times10^3}{1000\times125}$ =0.13 Mpa	$\boldsymbol{\tau u = \frac{v_y}{bd} = \frac{15.65\times10^3}{1000\times125}}$ **=0.13Mpa**
	$\bar{\tau}$ =0.07fc28/ γb =1.17Mpa	**$\bar{\tau}$ =0.07fc28/ γb =1.17Mpa**
$\tau u \leq \bar{\tau}$	**Oui**	**Oui**

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

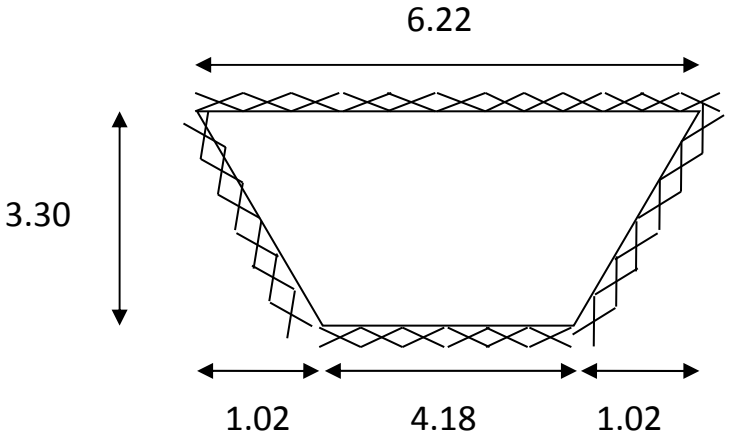
***Vérification de la flèche :**

Si les conditions suivantes sont vérifiées, alors le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

Tableau.III.69: Vérification de la flèche

1er condition	$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{20} \times \frac{M_t}{M_0} = 0.042 > 0.016$
2eme condition	$\frac{A}{bd} \leq \frac{2}{f_e} = 0.002 < 0.005$
Vérification	**Oui**

III-4-3-4- Dalle trapézoïdale :



III-4-3-4-1- Evaluation des charges et surcharges:

Tableau III.70: Détermination des chargements de la dalle trapézoïdal

G (KN/m²)	Q (KN/m²)	P_u (KN/m²)	P_{ser}(KN/m²)
5.49	**4**	**13.41**	**9.49**

Tableau III.71 : Ferraillage du 3eme type des dalles pleines

Position	Sens	M_u (kN.m)	μ	β	A_{min} (cm^2)	$A_{calculée}$ (cm^2)	A_{adop} (cm^2)	Espacement (cm)
Travée	X	24.00	0.100	0.947	1.50	5.6	5T12=5.65	**20**
	Y	7.95	0.033	0.984	1.50	1.79	5T12=5.65	**20**
Appuis	X	15.84	0.066	0.966	1.50	3.62	5T10=3.93	**20**
	Y	9.75	0.040	0.980	1.50	2.20	5T10=3.93	**20**

Vérification de l'espacement:

$$S_{T1} \le Min\begin{cases}3h = 45cm \\ 33cm\end{cases} = 33cm$$

L'espacement réel $= \frac{b}{n} = 100/5 = 20cm$

Soit $S_{T1} = 20cm \le 33cm$ **(C.V)**

Vérification de l'effort tranchant :

La dalle travaille suivant une seule direction (car : $(L_y/L_x)=0.27<0.4$)

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

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

$V_u = \frac{P \cdot L_x}{2} = (13.41 \text{ x } 6.31)/2 \Rightarrow V_u = 42.31 \text{ kN}$

$\tau_u = V_u / b_0.d = 0.338 \text{ MPa}$

Donc : $\tau_u = 0.338MPa \le \overline{\tau_u} = 1.16MPa$ **(C.V)**

Alors, les armatures de cisaillement ne sont pas nécessaires.

Zone d'appui:

On doit vérifier : $A \geq \frac{\gamma_s \cdot V_u}{f_e}$

$\Rightarrow$ A=5.65 cm^2>1.15x42.31x10^3/400x10^2= 1.22 cm^2 **(C.V)**

Donc, la section d'armature longitudinale peut équilibrer l'effort tranchant.

Vérification de l'ELS :

On adopte les valeurs données par la méthode forfaitaire pour l'ELS.

En travée : $M_0 = \frac{P_{ser}.L^2}{10} = 37.78$ kN.m

Aux appuis : $M_{app} = \frac{P_{ser}.L^2}{16} = 23.62$ kN.m

Alors : $\begin{cases} M_y = 0.85 M_t = 32.16 \ kN.m \\ M_{ay} = 0.5 M_{app} = 11.81 \ kN.m \end{cases}$

$100y^2+30(5.65)y-30(5.65x13)=0$

$\Rightarrow$ y = 3.92 cm

$I_{xx'}=by^3/3+15A(d-y)^2=9026.02cm^4$

$K = M_{ser}/I_{xx'} = 0.044$

$\sigma_b = k.y = 0.17$ MPa $< \overline{\sigma} = 15$ MPa **(C.V)**

Donc on adopte la section calculée à l'ELU.

Vérification de la flèche :

***Vérification de la flèche :**

Si les conditions suivantes sont vérifiées, alors le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

Tableau.III.72 : Vérification de la flèche

1er condition	$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{20} \times \frac{M_t}{M_0} = 0.042 > 0.016$
2eme condition	$\frac{A}{bd} \leq \frac{2}{f_e} = 0.002 < 0.005$
Vérification	**Oui**

h/L=0.15/1.02=0.147 >M_t/20M_0=0.042 **(C.V)**

A/bd=0.004<2/fe=0.005 **(C.V)**

Il n'est pas indispensable de procéder au calcul des flèches, puisque les conditions précédentes sont réalisées.

II.5.La coupole :

Les coupoles sont les coques destinées à couvrir un espace généralement circulaire , mais aussi polygonales ou toute autre forme.

Les coupoles sont classifiées selon plusieurs critères en particulier celui de la flèche la, la coupoles est surbaissée, en plein ceintre ou surbaissée.

La coupoles comporte deux éléments de construction principales, l'enveloppe et la ceinture d'appuis.

De notre projet la coupole a étudie une coupole sous forme surbaissée.

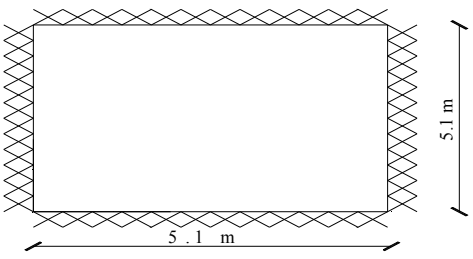
III.5.1.Dalle pleine (forme carrée) :

G = 5KN/m²

Q = 1 KN/m²

P_u = 1.35 G + 1.5 Q = 8.25 KN/m²

P_{ser} = G + Q = 6 KN/m²



On a: $Q \leq \begin{cases} 2G = 10^2\ KN/m^2 \\ 5\ KN/m^2 \end{cases}$

Donc la méthode forfaitaire est applicable.

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{8.78}{8.78} = 1$$

→ la dalle travaille suivant les deux directions.

Détermination des coefficients μ_x et μ_y:

En fonction de "ρ" et "γ" et d'après le tableau

	E.L.U: γ = 0	**E.L.S: γ = 0.2**
μ_x	0.0368	0.0441
μ_y	1	1

$L_x = 8.78$ m.

$L_y = 8.78$ m.

ρ = 1

III-4-3-3-1- Détermination des moments:

A l'E.L.U:

$$\begin{cases} M_x^u = \mu_x \cdot P_u \cdot L_x^{\ 2} \\ M_y^u = \mu_y \cdot M_x^u \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_x^u = 0.0368 \times (8.78)^2 \times 8.25 = 23.40\ KNm \\ M_y^u = 1 \times 23.40 = 23.40\ KNm \end{cases}$$

A l'E.L.S:

$$\begin{cases} M_x^{ser} = \mu_x \cdot P_{ser} \cdot L_x^{\ 2} \\ M_y^{ser} = \mu_y \cdot M_x^{ser} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_x^u = 0.0441 \times (8.78)^2 \times 6 = 20.40\ KNm \\ M_y^u = 1 \times 20.40 = 20.40\ KNm \end{cases}$$

III-4-3-3-2- Calcul du ferraillage:

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

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

b = 100 cm ; h = 15 cm ; d = 13 cm ; e = 2 cm.

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

$\varphi_l = 10\,mm$; $\varphi_t = 8\,mm$

Hauteur utile: $\begin{cases} d_x = 15 - 2 - \frac{10}{2} = 12.5\,cm \\ d_y = 12.5 - \frac{1+0.8}{2} = 11.6\,cm \end{cases}$

$M_x^t = 0.85\,M_x^u = 19.90\ KNm$

$M_x^a = 0.5\,M_x^u = 11.7\ KNm$

Tableau III.73: Calcul des sections de la dalle pleine (carré)

	M_u KNm	μ	A	β	A (cm²)	A' (cm²)	A_{min} (cm²)
En travée	19.9	0.090	0.118	0.953	4.80	0	**1.5**
En appuis	11.7	0.053	0.069	0.972	2.77	0	**1.5**
En travée	19.9	0.104	0.137	0.945	5.22	0	**1.5**
En appuis	11.7	0.061	0.080	0.968	3.00	0	**1.5**

Condition de non fragilité: [1]

$A_{min} = \frac{B}{1000} = 1.5\ cm^2$

$A = Max\left\lfloor A_{calculée} ; A_{min} \right\rfloor = A_{min}$

Donc on adopte les sections:

suivant L_x:

en travée: 7 T 10 = 5.50 cm²

aux appuis: 4 T 10 = 3.14 cm²

suivant L_y:

en travée: 7 T 10 = 5.50 cm²

aux appuis: 4 T 10 = 3.14 cm²

Condition d'espacement: [1]

$$S_t = 15\,cm \le \overline{S}_t = Min[3h = 36\,cm\,,33\,cm] = 33\,cm$$

Vérification de l'effort tranchant: [1]

Suivant L_x:

$$\tau_{ux} = \frac{V_{ux}}{b_0 \cdot d_x} \le \overline{\tau}_u = \frac{0.07\, f_{c28}}{\gamma_b} = 1.16\,MPa$$

$$V_{ux} = \frac{P \cdot L_x \cdot L_y}{2L_y + L_x} = \frac{P.L^2}{3.L} = \frac{P.L}{3} \quad (L_x = L_y)$$

$$V_{ux} = V_{uy} = \frac{8.25 \times 8.78}{3} = 24.15\,KN$$

$$\tau_u = \frac{24.15 \times 10^3}{1000 \times 125} = 0.193\,MPa < \overline{\tau}_u = 1.16\,MPa \quad (c.v)$$

Suivant L_y:

$$\tau_{uy} = \frac{V_{uy}}{b_0 \cdot d_y} \le \overline{\tau}_u = 1.16 MPa$$

$$\tau_{uy} = \frac{18.93 \times 10^3}{1000 \times 125} = 0.163\,MPa < \overline{\tau}_u = 1.16\,MPa \quad (c.v)$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

III-4-3-3-3- Vérification à l'E.L.S: [2]

Suivant L_x:

A_x = 5.50 cm² ; M_{ser} = 20.40 KNm ; y = 3.88 cm ; I = 8220.20cm^4.

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I}.y = \frac{20.40\times10^6}{8220.20\times10^4}\times38.8 = 9.63\ \text{MPa}$$

$$\sigma_b = 9.63\ \text{MPa} < \overline{\sigma}_b = 15\ \text{MPa} \quad \text{(c.v)}$$

Suivant L_y: $A_y = 3.14\ cm^2$; $M_{ser} = 20.40$ KNm ; y = 3.06 cm ; I = 4390..17 cm^4.

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I}.y = \frac{20.40\times10^6}{4390.17\times10^4}\times30.6 = 14.22\ \text{MPa}$$

$$\sigma_b = 14.22\ \text{MPa} < \overline{\sigma}_b = 15\ \text{MPa} \quad \text{(c.v)}$$

Vérification de la flèche: [1]

Suivant L_x:

1- $\frac{h}{L_x} = \frac{0.15}{8.78} = 0.0170 \geq \frac{1}{16} = 0.0625$ (c.n.v)

2- $\frac{h}{L_x} = 0.0294 \geq \frac{1}{20}\frac{M_t}{M_x} = \frac{3.87}{20\times4.56} = 0.0478$ (c.n.v)

3- $\frac{A}{b_0.d} = \frac{5.50}{100\times12.5} = 0.004 \leq \frac{2}{f_e} = 0.005$ (c.v)

Suivant L_y:

1- $\frac{h}{L_x} = 0.0229 \geq \frac{1}{16} = 0.0625$ (c.n.v)

2- $\frac{h}{L_x} = 0.029 \geq \frac{1}{20}\frac{M_t}{M_x}$ (c.n.v)

3- $\frac{A}{b_0.d} = \frac{5.50}{100\times11.6} = 0.0047 \leq \frac{2}{f_e}$ (c.v)

Puisque les deux premières conditions ne sont pas vérifiées donc on doit passer au calcul de la flèche.

Calcul de la flèche: [1]

Suivant L_x:

A = 5.50 cm^2 ; M_{ser} = 20.4 KNm ; y = 3.88 cm ; I =8220.20 cm^4.

$$\sigma_s = 15\frac{M_{ser}}{I}(d-y) = 15\times\frac{20.40\times10^6}{8220.20\times10^4}\times(12.5-3.88) = 320.81\ \text{MPa}$$

$$L = 8.78\ \text{m} > 5\ \text{m} \Rightarrow F_{adm} = 0.5 + \frac{L}{1000} = 5.08\ \text{mm}$$

Tableau III.74: Calcul de la flèche de la dalle pleine (carré) suivant L_x

A (cm²)	M (KNm)	P	σ_s (MPa)	μ	y (cm)	I (cm^4)
5.50	20.40	0.0043	320.81	0.57	3.88	8220.20
I_{fi} (cm^4)	**I_{fv} (cm^4)**	**F_i (mm)**	**F_v (mm)**	**ΔF (mm)**	**F_{adm} (mm)**	**ΔF < F_{adm}**
2391.10	2391.10	0.20	0.44	0.24	5.08	c.v

Suivant L_y:

A = 5.50cm² ; M_{ser} = 20.40KNm ; y = 3.06 cm ; I =4390..17 cm^4.

$$\sigma_s = 15\frac{M_{ser}}{I}(d-y) = 15\times\frac{20.40\times10^6}{4390.17\times10^4}\times(116-30.6) = 595.24\,MPa$$

$$L = 8.78\,m > 5\,m \Rightarrow F_{adm} = 5.08mm$$

Tableau III.75: Calcul de la flèche de la dalle pleine (carré) suivant L_y

A (cm²)	M (KNm)	ρ	σ_s (MPa)	μ	y (cm)	I (cm^4)
5.50	20.40	0.0027	595.24	0.61	3.06	4390.17
I_{fi} (cm^4)	**I_{fv} (m^4)**	**F_i (mm)**	**F_v (mm)**	**ΔF (mm)**	**F_{adm} (mm)**	**ΔF < F_{adm}**
841.37	841.37	0.58	1.73	1.14	5.08	c.v

IV.1.Introduction :

Toutes les structures physiques réelles ont un comportement dynamique lorsqu'elles sont soumises à des forces ou des déplacements. Les forces additionnelles d'inertie de la deuxième loi de NEWTON, sont égales à la masse fois l'accélération. Si les forces ou le déplacement sont appliquées lentement, les forces d'inertie peuvent être négligées, et une analyse statique peut être justifiée.

De plus toutes les structures réelles ont un nombre infini des déplacements, c'est pour quoi la phase la plus critique dans l'analyse d'une structure est de créer un modèle avec un nombre fini d'éléments et de déplacements nodaux qui va nous permettre une simulation du comportement de la structure réelle.

Dans le cadre de notre projet, la détermination de ces efforts est conduite par le logiciel « ROBOT 2010».

La structure étudie est un R+5 implanté en zone III [3], l'utilisation d'un contreventement par portiques est donc interdite. On doit donc introduire des voiles avec les portiques. Un autre problème s'impose : quelle est la quantité de voiles à introduire pour avoir le coût le moins élevé. C'est pourquoi nous allons comparer différentes dispositions pour les voiles avec différentes conditions d'about :

- Des voiles avec des poteaux dans les deux bouts ;
- Des voiles avec une extrémité libre.

Le paramètre de comparaison sera la quantité de matériaux (béton et acier) nécessaire pour les éléments structuraux (poteaux, poutres et voiles).

IV.1.1. Présentation des différentes méthodes d'estimation des forces sismiques : [2]

L'étude sismique consiste à évaluer les efforts de l'action accidentelle (séisme) sur notre structure existant. Pour cela, plusieurs méthodes approchées ont été proposées afin d'évaluer les efforts internes engendrés à l'intérieur de la structure. Le calcul de ces efforts sismiques peut être déterminé selon trois méthodes :

- La méthode statique équivalente.
- La méthode d'analyse modale spectrale.
- La méthode d'analyse dynamique par accéléro gramme.

IV.1.2. Méthode statique équivalente : [2]

IV.1.2.1. Principe de la méthode :

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents au mouvement du sol dans une direction quelconque dans le plan horizontal.

Les forces sismiques horizontales équivalentes seront considérées appliquées successivement suivant deux directions orthogonales caractéristiques choisies à priori par le projeteur.

IV.1.2.2. Domaine d'application :

Les conditions d'application de la méthode statique équivalente sont citées dans l'article **4.1.2 du RPA 99v2003**.

IV.1.3. Méthode d'analyse modale spectrale : [2]

IV.1.3.1. Principe de la méthode :

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

Les modes propres dépendent de la masse de la structure, de l'amortissement et des forces d'inerties.

IV.1.3.2. Domaine d'application :

La méthode dynamique est une méthode générale et plus particulièrement quand la méthode statique équivalente ne s'applique pas.

IV.1.4. Méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes :

Le même principe que la méthode d'analyse spectrale sauf que pour ce procédé, au lieu d'utiliser un spectre de réponse de forme universellement admise, on utilise des accélérogrammes réels.

Cette méthode repose sur la détermination des lois de comportement et la méthode d'interprétation des résultats. Elle s'applique au cas par cas pour les structures stratégiques (centrales nucléaires par exemple) par un personnel qualifié.

IV.1.5.Critères de classification par RPA 99 version 2003 :

IV.1.5.1. Classification des zones sismiques :

Le territoire national est divisé en quatre (04) zones de séismicité croissante, définies sur la carte des zones de séismicité et le tableau associé qui précise cette répartition par wilaya et par commune, soit :

- *ZONE 0 : sismicité négligeable.*
- *ZONE I : sismicité faible.*
- *ZONE IIa et IIb : sismicité moyenne.*
- *ZONE III : sismicité élevée.*

Dans notre cas, ALGER se situe dans une zone de sismicité élevée *'***ZONE III'**.

IV.1.5.2. Classification de site :

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.

IV.1.5.3 Classification de l'ouvrage :

La classification des ouvrages se fait sur le critère de l'importance de l'ouvrage relativement au niveau sécuritaire, économique et social.

- *Groupe 1A : ouvrages d'importance vitale.*
- *Groupe 1B : ouvrages de grande importance.*
- *Groupe 2 : ouvrages courant ou d'importance moyenne.*
- *Groupe 3 : ouvrages de faible importance.*

Notre ouvrage est classé dans la catégorie **1B**.

Le calcul sismique se fera par la méthode dynamique spectrale du fait que notre bâtiment ne répond pas aux critères exigés par le **RPA99v2003** pour pouvoir utiliser la méthode statique équivalente bloc A H= 22.44 m>10m .

bloc B H= 23.07 m>10m

IV.1.6. Choix de la méthode de calcul :

Le calcul sismique se fera par la méthode dynamique spectrale du fait que notre bâtiment ne répond pas aux critères exigés par le **RPA99v2003** pour pouvoir utiliser la méthode statique équivalente (H= 22.44 m>10m).

IV.1.6.1. Méthode dynamique modale spectrale :

Modélisation :

Le modèle choisi dans la modélisation sur le logiciel d'analyse. « ROBOT 2010 ».

Spectre de réponse de calcul:

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

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1{,}25\,A\left(1+\frac{T}{T_1}\left(2{,}5\eta\frac{Q}{R}-1\right)\right) & 0 \le T \le T_1 \\ 2{,}5\eta(1{,}25\,A)\left(\frac{Q}{R}\right) & T_2 \le T \le T_2 \\ 2{,}5\eta(1{,}25\,A)\left(\frac{Q}{R}\right)\left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \le T \le 3.0\ s \\ 2{,}5\eta(1{,}25\,A)\left(\frac{Q}{R}\right)\left(\frac{T_2}{3}\right)^{\frac{2}{3}}\left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & T \ge 3.0\ s \end{cases}$$

Avec:

g: Accélération de la pesanteur.

A : Coefficient d'accélération de zone.

a .Coefficient d'accélération A : [RPA : Tab.4.1]

A : est en fonction de la zone ainsi que le groupe d'usage, pour notre ouvrage on a : (zone III, groupe d'usage 1B) ➔ A = 0,3.

b. facteur de correction d'amortissement η:

$$\eta = \sqrt{7/(2+\xi)}$$

ξ = 7 % [RPA : Tab.4.2].
Avec remplissage dense → η = 0,882

c. coefficient de comportement R : [RPA : Tab.4.3]

Conformément à l'article 3.4.A.4.b du RPA 99v2003, ce type de contreventement doit vérifier les conditions suivantes :

a- Système de contreventement constitué par des voiles porteurs en béton armé (R = 3.5)

Le système de contreventement est constitué de voiles uniquement ou de voiles et de portiques. Dans ce dernier cas les voiles reprennent plus de 20% sollicitations dues aux charges verticales. On considère que la sollicitation horizontale est reprise uniquement par les voiles.

b- Système de contreventement de structures en portiques par des voiles en béton armé (R = 4) Dans ce cas les voiles reprennent au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales et la totalité des sollicitations dues aux charges. On considère que les portiques ne reprennent que les charges verticales. Toutefois, en zone sismique III, il y a lieu de vérifier les portiques sous un effort horizontal représentant 25% de l'effort horizontal global avec ce système de contreventement les bâtiments sont limités en hauteur à 10 niveaux ou 33 m au maximum.

c- Système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification d'interaction portiques -voiles (R = 5), Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales. Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultant de leurs interactions à tous les niveaux. Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant d'étage.

Donc on prendre : R = 5 dans les deux blocs A et B

d. facteur de qualité Q : [RPA : Tab.4.4.]

Le facteur de qualité est égal à 1 additionné à la somme de 6 pénalités selon que les critères de qualité sont satisfaits ou non :

$$Q = 1 + \sum^{6} P_q$$

Ces pénalités sont rappelées dans le tableau suivant :

Tableau IV-1 : 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	Non	**0.05**	Non	**0.05**
5	Contrôle de la qualité des matériaux	Oui	**0**	Oui	**0**
6	Contrôle de la qualité de l'exécution	Oui	**0**	Oui	**0**

Donc : **Q=1.1** [RPA : Tab.4.4]

e. périodes caractéristiques : [RPA : Tab.4.7.]

$$\left.\begin{array}{l} T_1 = 0{,}15\,\text{s} \\ T_2 = 0{,}5\,\text{s} \end{array}\right\} \text{site S3.}$$

- **β** = coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation**.**

  β= 0,4 [RPA : Tab.4.5]

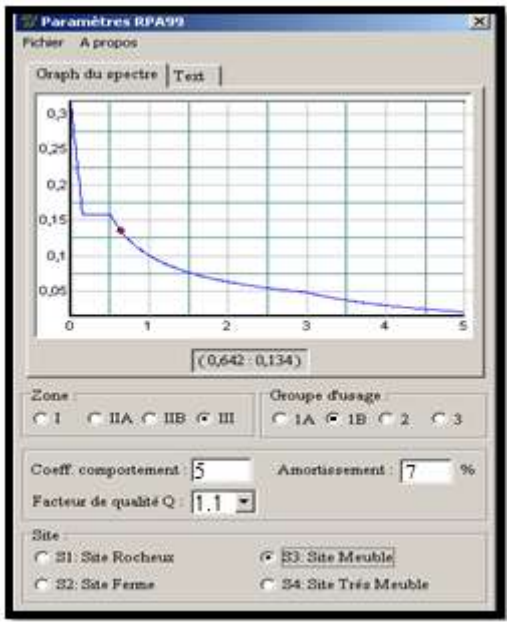


Figure IV.1 : Spectre de réponse

IV.1.7.Analyse de structure :

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.

Caractéristiques géométriques de la structure :

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

- Le centre de Masse
- Le centre de Torsion

Centre de masse :

Le principe de calcul est de déterminer le centre de masse de chaque niveau des éléments constructifs qui ont une influence sur la stabilité du bâtiment (planchers, maçonnerie, escaliers, voiles, poutres, poteaux).

Le centre de masse est repéré dans un système d'axes choisi, il est défini par la formule suivante : $X_G = \frac{\sum Wi * Xi}{\sum Wi}$ $YG = \frac{\sum Wi * Yi}{\sum Wi}$

Avec :

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

X_G et Y_G : Les coordonnées du centre de masse du niveau par rapport au repère global.

Centre de torsion :

Il présente dans le plan horizontal (diaphragme) le point à travers lequel si on applique une force horizontale, ne se produit qu'un mouvement de translation sans rotation du plancher.

Habituellement dans les structures dont les éléments résistants sont de forme rectangulaire et qui présentent des caractéristiques physiques, et dont les axes principaux

locaux sont parallèles aux axes globaux, le calcul du centre de torsion se fait à l'aide des formules suivantes :

$$X_{tj} = \frac{\sum I_{yi} \cdot x_i}{\sum I_{yi}} \quad \text{et} \quad Y_{tj} = \frac{\sum I_{xi} \cdot y_i}{\sum I_{xi}}$$

Avec :

I_{xi} , I_{yi} : moments d'inertie de la section transversale par rapport à « ox ;oy » respectivement.

X_i, Y_i : coordonnées du point « i » par rapport au repère choisi.

X_{tj} , Y_{tj} : coordonnées de centre de gravité du niveau « j » par rapport au repère choisi.

Calcul des inerties :

Les inerties sont calculées par les formules suivantes :

- Pour les poteaux '1 : $I_X = \frac{bh^3}{12}$; $I_Y = \frac{hb^3}{12}$
- Pour les poteaux '2' : $I_X = I_y = (a^2/12).(a^2.\cos^2\alpha + a^2.\sin^2\alpha)$
- pour les voiles plein : $I_Y = \frac{e.L^3}{12}$

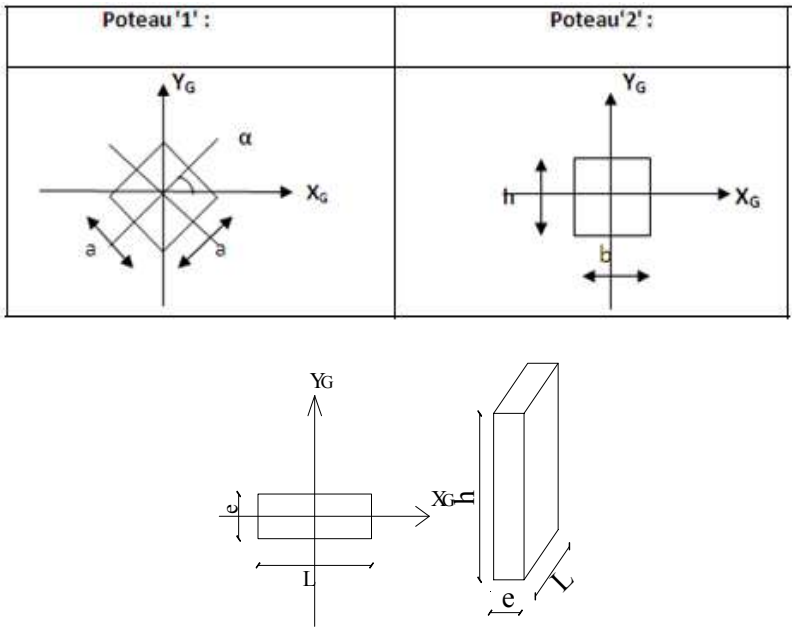


Figure IV.2.dimension des voiles et poteaux

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.

Excentricités :

a- Excentricité théorique (statique) :
C'est la distance entre le centre de masse et le centre de torsion suivant les deux axes, elle est calculée comme suit :

$$E_x = |X_T - X_G| \qquad E_Y = |Y_T - Y_G|$$

b- Excentricité accidentelle : [RPA 99 version 2003 Art 4.2.7]

Pour toutes les structures comportant des planchers ou diaphragmes horizontaux rigides dans leur plan, on supposera qu'a chaque niveau et dans chaque direction, la résultante des forces horizontales a une excentricité par rapport au centre de torsion égale à la plus grande des deux valeurs :

- 5% de la plus grande dimension du bâtiment à ce niveau (cette excentricité doit être prise en considération de part et d'autre du centre de torsion).
- Excentricité théorique résultant des plans.

$$\begin{cases} E_x = 0{,}05.\ L_x \\ E_y = 0{,}05.\ L_y \end{cases}$$

IV.2.BLOC A

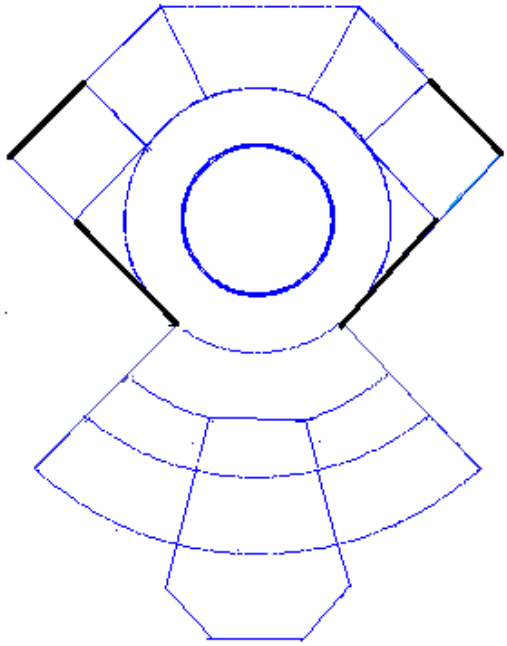


Figure IV.3 vue en 2D

IV.2.1. Caractéristiques géométrique :

Centre de Rigidité & Centre de Masse :

Tableau IV.2 : Calcul du Centre de Rigidité et Centre de Masse

Niveau		Inertie et centre d'inertie				Masse et centre de Masse		
	Niveau (m)	∑ Ix (m4)	∑ Iy (m4)	XR (m)	YR (m)	Masse (kN)	XG (m)	YG (m)
RDC	22,44	38876.22	26725.20	7.90	12.45	1194.82	7.89	11.65
1er	18,7	38876.20	26725.17	7.90	12.45	1194.82	7.89	11.65
2eme	14,96	38876.20	26725.17	7.90	12.45	1194.82	7.89	11.65
3eme	11,22	38876.20	26725.17	7.90	12.45	1194.82	7.89	11.65
4eme	7,48	38876.20	26725.17	7.90	12.45	1194.82	7.89	11.65
5eme	3.74	38876.20	26725.17	7.90	12.45	1194.82	7.89	11.65

Excentricité :

Excentricité théorique (statique) :

Tableau IV.3. Calcul de l'excentricité théorique (statique)

Niveau (m)	Direction X				Direction Y			
	XG (m)	XR (m)	Ex théo(m)	Ex accid	YG (m)	YR (m)	Ey théo(m)	Ey accid
22,44	7.89	7.90	0.01	0.81	11.65	12.45	0.8	1.05
18,7	7.89	7.90	0.01	0.81	11.65	12.45	0.8	1.05
14,96	7.89	7.90	0.01	0.81	11.65	12.45	0.8	1.05
11,22	7.89	7.90	0.01	0.81	11.65	12.45	0.8	1.05
7,48	7.89	7.90	0.01	0.81	11.65	12.45	0.8	1.05
3,74	7.89	7.90	0.01	0.81	11.65	12.45	0.8	1.05

Tableau IV.4. Calcul de l'excentricité totale

Niveau (m)	Direction X			Direction Y		
	Ex théo	Ex acc	Ex théo+Ex acc	Ey théo	Ey acc	Ey théo+Ey acc
22,44	0.01	0.81	0.82	0.8	1.05	1.85
18,7	0.01	0.81	0.82	0.8	1.05	1.85
14,96	0.01	0.81	0.82	0.8	1.05	1.85
11,22	0.01	0.81	0.82	0.8	1.05	1.85
7,48	0.01	0.81	0.82	0.8	1.05	1.85
3,74	0.01	0.81	0.82	0.8	1.05	1.85

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 = 20.97m ⇒ 15 %.Lx = 3.14m

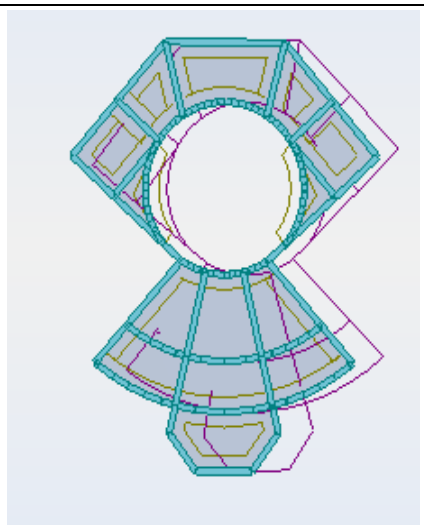
Largeur du bâtiment =16.13 m ⇒ 15 %.Ly = 2.41 m

IV. 2.c. Résultats de l'analyse dynamique :

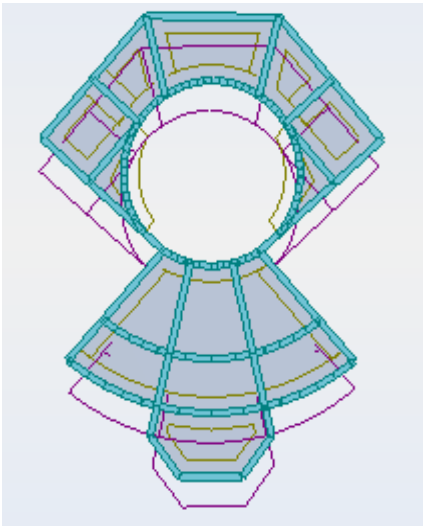
Communément aux deux méthodes de calcul (statique et dynamique) le RPA99 exige les vérifications suivantes :

- Vérification de comportement pour les trois premiers modes
- Vérification de la 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
- Vérification des efforts réduit a la basse.

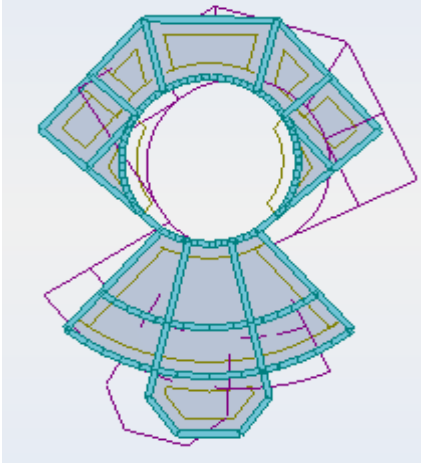
IV.2.3.Vérification de comportement :



Mode 1 (translation suivant X)



Mode 2 (translation suivant Y)



Mode 3 (rotation autour de l'axe Z)

Figure IV.4.Le comportement des trois premiers modes du Bloc A

IV.2.2. Vérification de la participation massique:

Tableau IV.5 : Période et facture de participation massique du modèle

Modes	Périodes (sec)	Masses cumulées U_X	Masse cumulées U_Y
1	0.54	63.64%	0.01%
2	0.53	63.75%	69.52%
3	0.5	69.85%	70.23%
4	0.14	82.80%	70.24%
5	0.13	82.81%	89.32%
6	0.11	89.48%	89.32%
7	0.07	93.43%	89.32%
8	0.06	93.43%	90.04%

D'après le tableau précédent on remarque qu'on a une structure rigide, ou le coefficient de participation massique n'atteint les 90% qu'après le 8^{éme} mode.

IV. 2.3. Vérification des périodes :

Les valeurs de T, calculées à partir de ROBOT ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques appropriées de 30%. [RPA 99 version 2003Art 4.2.4.4]

- T : période fondamentale suivant les deux directions on utilise la formule :

T=0.09*hN /$\sqrt{D}$

- D : la dimension du bâtiment mesuré à sa base dans la direction de calcul considéré.
- hN : hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N)

$$\begin{cases} Tx = 0.50s \\ Ty = 0.44s \end{cases}$$

Tableau IV.6 : vérification des périodes

	$T_{empirique}$(s)	$T_{numérique}$(s)	1.3*T_{emp}	$T_{num} \leq 1.3*T_{emp}$
X	0.50	0.54	0.65	**OUI**
Y	0.44	0.54	0.57	**OUI**

IV.2.4.Vérification de comportement :

IV.2.5.Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul :

La résultante des forces sismique à la base Vt obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être 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 [RPA99 version 2003 Art 4. 3.6]. Donc il faut vérifier que $\frac{V_t}{V} > 0,8$

Calcul de la force sismique totale [RPA99 version 2003AT.4.2.3]

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

$$V_X = \frac{A.D_X.Q_X}{R}.W$$

$$V_Y = \frac{A.D_Y.Q_Y}{R}.W$$

D : facteur d'amplification dynamique moyen :

$$D=\begin{cases}2{,}5\eta & 0\le T\le T_2\\ 2{,}5\eta\left(T_2/T\right)^{\frac{2}{3}} & T_2\le T\le 3.0\ s\\ 2{,}5\eta\left(T_2/3\right)^{\frac{2}{3}}\left(3/T\right)^{\frac{5}{3}} & T\ge 3.0\ s\end{cases}$$

Selon RPA99v2003, site meuble (S3), T2 = 0,5 s

On prend les valeurs minimum des deux formules suivantes :

1) T= C T.hN$^{\frac{3}{4}}$ [RPA99 version 2003 Art 4.6]

CT=0.05 ⟹TX= TY=0.50

2) $T = 0{,}09h_n / \sqrt{D}$ [RPA99 version 2003 Art 4.2.4]

TX=0.50 s

TY=0.44 s

Alors: $0 \le T \le 0.5$ donc : Dx= Dy= $2{,}5\eta$

⟹D_x= Dy=2.205s

W : poids total de la structure

$$W=\sum_{i=1}^{n} W_i \qquad \text{avec } W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

β = 0.4 [RPA99 version 2003. tableau 4.5]

W= 7168.92 (Résultat ROBOT 2010)

Tableau IV.7 : Calcul de la force sismique (M.S.E)

A	D_x	D_y	R	Q_x	Q_y	$\sum W_i$ (kN)	V_x (kN)	V_y (kN)
0.3	**2.205**	**2.205**	**5**	**1.1**	**1.1**	**7168.92**	**1138.38**	**1138.38**

Tableau IV.8: Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul

	V (kN)	Vt (kN)	0.8*V	$V_t \geq 0.8*V$
X	1138.38	2543.65	910.70	**OUI**
Y	1138.38	2827.99	910.70	**OUI**

IV.2.6.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].

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 ».**

IV.2.7. Vérification de la stabilité au renversement:

Le moment de renversement est égal à :

$$M_{0x} = \sum_{i=1}^{n} h_i . F_{ix} \qquad M_{0y} = \sum_{i=1}^{n} h_i . F_{iy}$$

Avec :

- F_{ix} , F_{iy}: la force distribuée en hauteur suivant X et Y
- h_i : la hauteur de l'étage par rapport à la base 0

Le moment de stabilité qui est égal à :

$$Mtx = YG.Wi \qquad Mty = XG.Wi$$

Avec :

- X_G, Y_G : les coordonnées du centre de gravité de la structure
- Wi : la masse de plancher dans chaque niveau

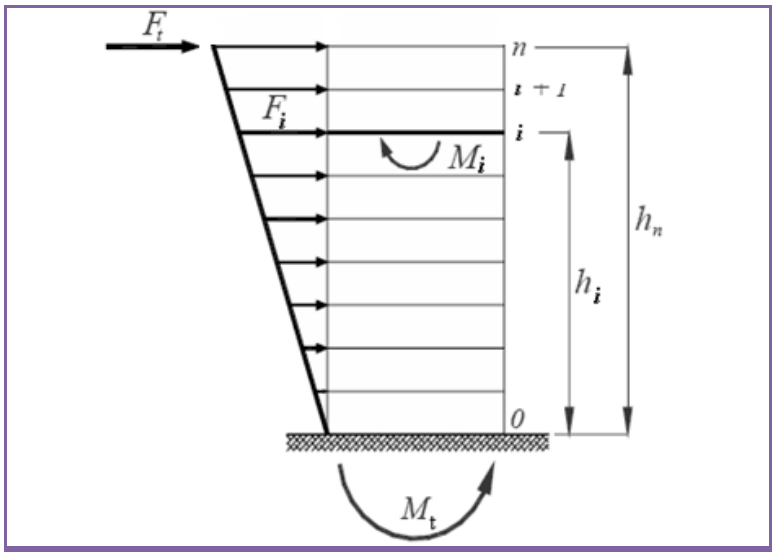


Figure IV.5: Les forces agissent sur la stabilité au renversement

IV.2.8. Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur:

$$F_i = \left(\frac{W_i h_i}{\sum_{j=1}^{n} W_j h_j} \right) .(V - F_t)$$

$$F_t = \begin{cases} 0{,}07TV \le 0{,}25V & \text{si } T \ge 0{,}7\,s \\ 0 & \text{si } T < 0{,}7\,s \end{cases} \quad 0$$

On a :

- TX = 0,50 s → Ft = 0
- TY = 0,44 s → Ft = 0

Donc:

$$F_{iX} = \left(\frac{W_i h_i}{\sum_{j=1}^{n} W_J h_j} \right) . V_X = \alpha_x . V_X \qquad F_{iY} = \left(\frac{W_i h_i}{\sum_{j=1}^{n} W_J h_j} \right) . V_Y = \alpha_Y . V_Y$$

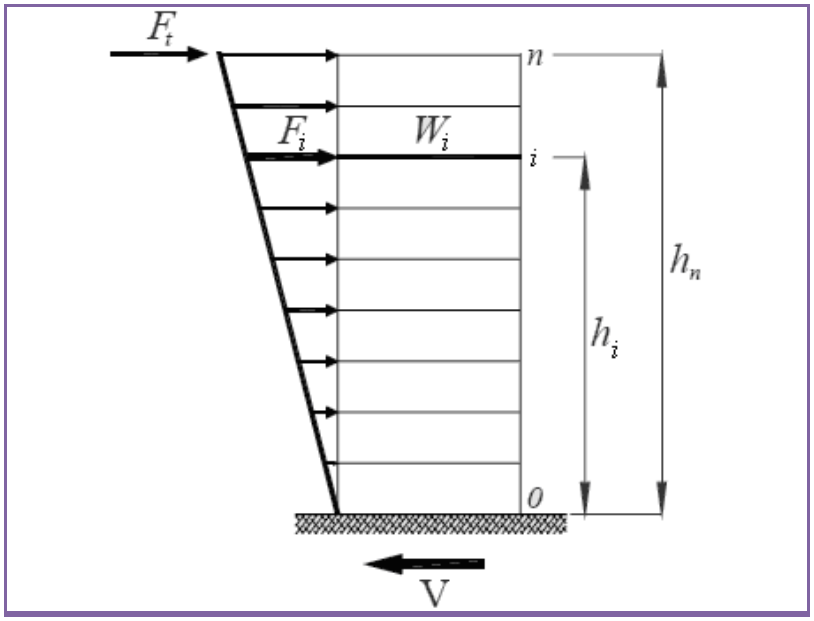


Figure IV.6 : Distribution des forces sismiques

$V_X = 2543.56\ \text{kN}$

Tableau IV.9 : Forces sismiques selon la hauteur suivant X

hi (m)	Wi (kN)	Wi*hi	αx	Fix (kN)
22,44	1194.82	26811.76	0.29	737.63
18,7	1194.82	22343.13	0.24	610.45
14,96	1194.82	17874.50	0.19	483.27
11,22	1194.82	11405.88	0.12	305.22
7,48	1194.82	8937.25	0.09	228.92
3,74	1194.82	4468.62	0.05	127.17
SOMME		91841.14	1	2492.66

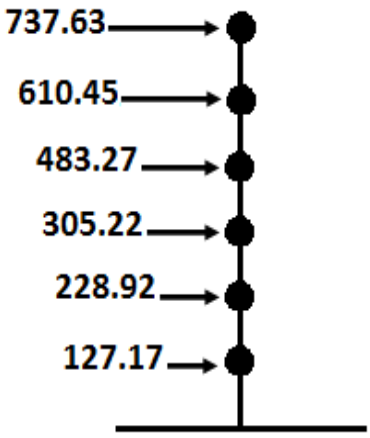


Figure IV.7: **Concentration des forces sismiques aux étages suivant X**

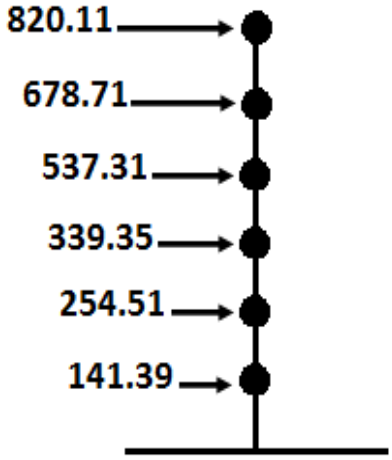


Figure IV.8: **Concentration des forces sismiques aux étages suivant Y**

V_Y = 2827.99 kN

Tableau IV.10 : Forces sismiques selon la hauteur suivant Y

hi (m)	Wi (kN)	Wi*hi	αy	Fiy (kN)
22,44	1194.82	26811.76	0.29	820.11
18,7	1194.82	22343.13	0.24	678.71
14,96	1194.82	17874.50	0.19	537.31
11,22	1194.82	11405.88	0.12	339.35
7,48	1194.82	8937.25	0.09	254.51
3,74	1194.82	4468.62	0.05	141.39
SOMME		91841.14	1	2771.38

IV.2.9. Moment stabilisant:

Tableau IV.11: calcul du moment stabilisant

Niveau (m)	Wi (kN)	XG (m)	YG (m)	Mtxi (KN.m)	Mtyi (KN.m)
22,44	1194.82	7.89	11.65	9427.12	13919.65
18,7	1194.82	7.89	11.65	9427.12	13919.65
14,96	1194.82	7.89	11.65	9427.12	13919.65
11,22	1194.82	7.89	11.65	9427.12	13919.65
7,48	1194.82	7.89	11.65	9427.12	13919.65
3,74	1194.82	7.89	11.65	9427.12	13919.65
∑Mt				65562.77	83517.91

IV.2.10.Moment de renversement:

Tableau IV.12 : calcul du moment de renversement

hi (m)	Fix (kN)	Fiy (kN)	Moxi (KN.m)	Moyi (KN.m)
22,44	737.63	820.11	16552.41	18403.26
18,7	610.45	678.71	11415.41	12691.87
14,96	483.27	537.31	7229.71	8038.15
11,22	305.22	339.35	3424.56	3807.50
7,48	228.92	254.51	1712.32	1903.73
3,74	127.17	141.39	475.61	528.79
∑Mo			40810.02	45373.30

Donc il faut vérifier que : $\frac{M_t}{M_0} \geq 1{,}5$

Tableau IV.13. Vérification de stabilisation

Mtxi (KN.m)	Mtyi (KN.m)	Moxi (KN.m)	Moyi (KN.m)	Mtxi/Moxi	Mtyi/Moyi	Mt/M0≥ 1.5	Mt/M0≥ 1.5
65562.77	83517.91	40810.02	45373.30	1.6	1.84	**Oui**	**Oui**

La condition est vérifiée se qui implique la stabilité de l'ouvrage vis-à-vis du renversement suivant les deux directions.

IV.2.11.Vérification des déplacements :

Le déplacement horizontal à chaque niveau K de la structure est calculé comme suit :

$\delta_K = R\delta_{ek}$ [RPA: Art 4.4.3]

- δ_{ek} : Déplacement dù aux forces séismiques F_i.
- R : coefficient de comportement.

Le déplacement relatif au niveau K par rapport au niveau K-1 est égal à :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$$

Selon [RPA: Art 5.10] le déplacement horizontal relatif d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser:

Δ k limite = 0.01 he

Avec :

- he : la hauteur de l'étage k.

Tableau IV.14 : Vérification des déplacements inter-étages sens X

Niveau (m)	δe (cm)	δk =R. δe (cm)	Δk= δ k –δ k-1 (cm)	0,01.he (cm)	Δk≤0,01.he
22,44	1,020	5,10	0,85	3,74	**oui**
18,70	0,850	4,25	1,00	3,74	**oui**
14,96	0,650	3,25	1,00	3,74	**oui**
11,22	0,450	2,25	0,95	3,74	**oui**
7,48	0,260	1,30	0,85	3,74	**oui**
3,74	0,090	0,45	0,45	3,74	**oui**

Tableau IV.15: Vérification des déplacements inter-étages sens Y

Niveau (m)	δe (cm)	δk =R. δe (cm)	Δk= δ k –δ k-1 (cm)	0,01.he (cm)	Δk≤0,01.he
22,44	0,7	3,50	0,70	3,74	**Oui**
18,7	0,56	2,80	0,70	3,74	**Oui**
14,96	0,42	2,10	0,70	3,74	**Oui**
11,22	0,28	1,40	0,60	3,74	**Oui**
7,48	0,16	0,80	0,50	3,74	**Oui**
3,74	0,06	0,30	0,30	3,74	**Oui**

IV.2.12. Vérification vis à vis de l'effet P-Δ :

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

$\theta = P_k \ \Delta_k \ / \ V_k * h_k \ \leq 0.10$

- P_k : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au dessus du niveau « k ».
- V_k : effort tranchant d'étage au niveau "k".
- Δ_k : déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 ».
- h_k : hauteur de l'étage « k ».

Si $0.10<\theta\leq0.20$, 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 I.16: Vérification l'effet P-Δ sens X

hk (m)	Pk (KN)	Fix(kN)	Vkx(KN)	Δkx (cm)	Θx	Θx<0.10
22,44	1194.82	737.63	737.63	0,85	0.0006	**oui**
18,70	2389.64	610.45	1348.07	1,00	0.0009	**oui**
14,96	3584.46	483.27	1831.34	1,00	0.0013	**oui**
11,22	4779.28	305.22	2136.56	0,95	0.0014	**oui**
7,48	5974.10	228.92	2365.48	0,85	0.0033	**oui**
3,74	7168.92	127.17	2492.65	0,45	0.0035	**oui**

Tableau IV.17 : Vérification l'effet P-Δ sens Y

hk (m)	Pk (KN)	FiY(kN))	Vky (KN	Δky (cm)	Θy	Θy<0.10
22,44	1194.82	820.11	820.11	0,70	0.0004	**oui**
18,70	2389.64	678.71	1498.82	0,70	0.0006	**oui**
14,96	3584.46	537.31	2036.13	0,70	0.0008	**oui**
11,22	4779.28	339.35	2375.48	0,60	0.0010	**oui**
7,48	5974.10	254.51	2629.99	0,50	0.0015	**oui**
3,74	7168.92	141.39	2771.38	0,30	0.0020	**oui**

On constate d'après les tableaux que la structure étudiée est justifiée vis –à- vis de l'effet P-Δ.

IV.2.13. L'effort normal réduit à la base :

Poteaux (45x45)

Suivant x :

N_{dx}=1013.83 KN selon combinaison G+Q+Edx

$$\upsilon_x = \frac{Ndx}{B_{r*}f_{c28}} = \frac{3458.36*10^3}{(430)^2*25} = 0.21 < 0.3$$ **condition vérifié**

Suivant y :

N_{dy}= 1352.02 KN selon combinaison G+Q+Edy

$$\upsilon_x = \frac{Ndy}{B_{r*}f_{c28}} = \frac{4351.04*10^3}{(430)^2*25} = 0.29 < 0.3$$ **condition vérifié**

IV.3. Bloc B :

Le calcul dynamique pour le bloc B sera mene de la même manière que pour le bloc A La démarche théorique et réglementaire ayant été explicitée pour le bloc A, ainsi elle ne sera pas répétée pour le bloc B pour le quel on ne répétera que les résultats obtenus.

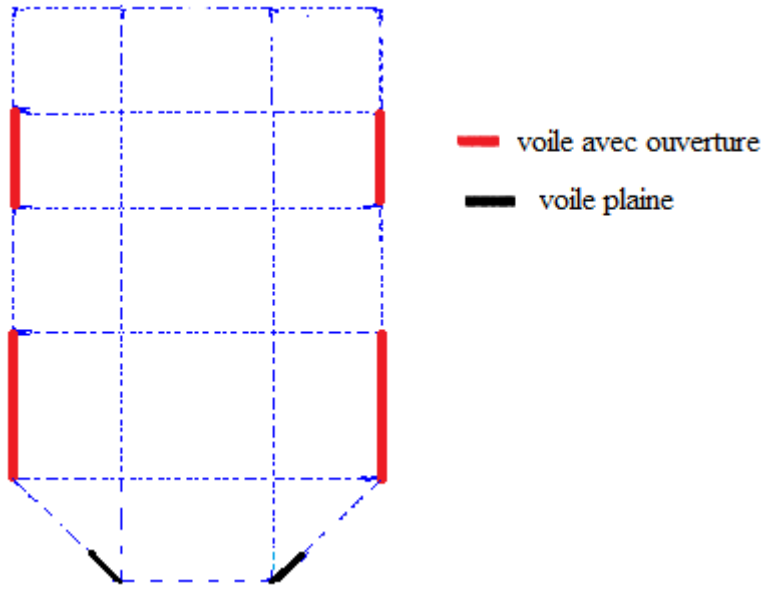


Figure IV.9 vue en 2D de bloc B

IV.3.1. Caractéristiques géométriques de la structure :

IV.3.1.2. Caractéristiques géométrique :

IV.3.1.2.a. Centre de Rigidité & Centre de Masse :

Tableau IV.18 : Calcul du Centre de Rigidité et Centre de Masse

Niveau	Inertie et centre d'inertie				Masse et centre de Masse		
	∑ Ix (m4)	∑ Iy (m4)	XR (m)	YR (m)	Masse (kN)	XG (m)	YG (m)
RDC	128813.81	80691.16	7.25	9.71	2169.34	7,25	10.36
1er étage	35050.60	40792.65	7.25	7.03	1275.14	7,25	7.14
2eme étage	34829.64	40727.69	7.25	7.03	1256.07	7,25	7.13
3eme étage	34829.81	40727.87	7.25	7.03	1256.07	7,25	7.13
4eme étage	34829.98	40278.04	7.25	7.03	1256.07	7,25	7.13
5eme étage	34830.15	40728.21	7.25	7.03	1256.07	7,25	7.13

IV.3.1.2. Excentricité :

IV.3.1.2.b. Excentricité théorique (statique) :

Tableau IV.19. Calcul de l'excentricité théorique (statique) et accidentelle

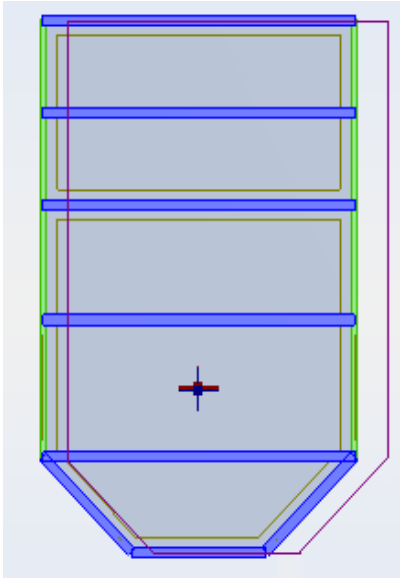
Niveau (m)	Direction X				Direction Y			
	XG (m)	XR (m)	Ex théo(m)	Ex accid (m)	YG (m)	YR (m)	Ey théo(m)	Ey accid(m)
23.65	7,25	7,25	0.00	0.73	10.36	9.71	1.65	1.15
19.91	7,25	7,25	0.00	0.73	7.14	7.03	0.11	0.75
16.17	7,25	7,25	0.00	0.73	7.13	7.03	0.1	0.75
12.43	7,25	7,25	0.00	0.73	7.13	7.03	0.1	0.75
8.69	7,25	7,25	0.00	0.73	7.13	7.03	0.1	0.75
4.95	7,25	7,25	0.00	0.73	7.13	7.03	0.1	0.75

Tableau IV.20. Calcul de l'excentricité totale

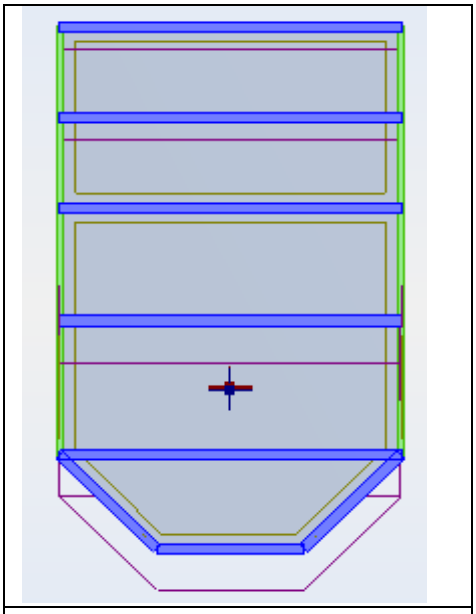
Niveau (m)	Direction X			Direction Y		
	Ex théo	Ex acc	Ex théo+Ex acc	Ey théo	Ey acc	Ey théo+Ey acc
23.65	0.00	0.73	0.73	1.65	1.15	1.8
19.91	0.00	0.73	0.73	0.11	0.75	0.86
16.17	0.00	0.73	0.73	0.1	0.75	0.85
12.43	0.00	0.73	0.73	0.1	0.75	0.85
8.69	0.00	0.73	0.73	0.1	0.75	0.85
4.95	0.00	0.73	0.73	0.1	0.75	0.85

Longueur du bâtiment = 14.90 m ⇒ 15 %.Lx = 2.23 m

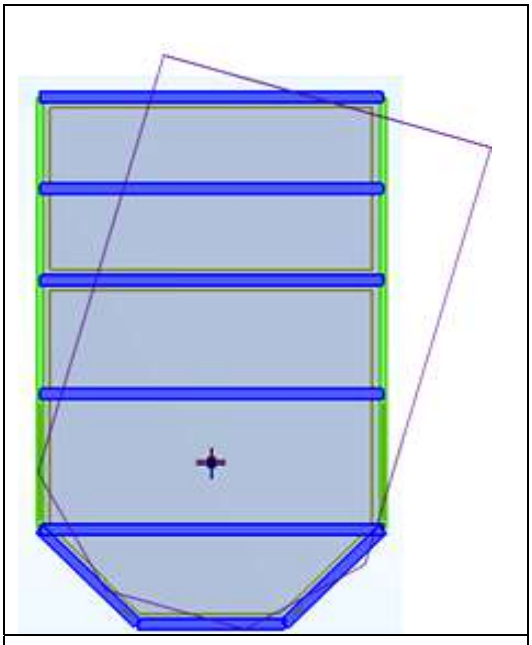
Largeur du bâtiment = 23.65 m ⇒ 15 %.Ly = 3.48 m



Mode 1 (translation suivant X



Mode 2 (translation suivant Y)



Mode 3 (Rotation suivant Z)

Figure IV.10.Le comportement des trois premiers modes du Bloc B

IV.3.2. Vérification de la participation massique:

Selon **RPA version 2003 [Art 4.3.4] :** le nombre minimal des modes Kà retenir doit être tel que : $K \geq 3\sqrt{N}$et T < 0.20 sec.

$K \geq 3\sqrt{6} \Longrightarrow$**K= 8**

Tableau IV.21 : Période et facture de participation massique du modèle

Modes	Périodes (sec)	Masses cumulées U_X	Masse cumulées U_Y
1	0.87	70.94%	0.00
2	0.42	70.94%	70.56
3	0.41	78.32%	70.56
4	0.26	87.23%	70.56
5	0.14	91.85%	70.56
6	0.13	94.04	70.56
7	0.12	94.06	70.56
8	0.11	94.06	87.60

IV. 3.3. Vérification des périodes :

Les valeurs de T, calculées à partir de ROBOT ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques appropriées de 30%. [RPA 99 version 2003Art 4.2.4.4]

- T : période fondamentale suivant les deux directions on utilise la formule :

$T=0.09*hN/\sqrt{D}$

- D : la dimension du bâtiment mesuré à sa base dans la direction de calcul considéré.
- hN : hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N)

$$\begin{cases} Tx= 0.55s \\ Ty=0.44s \end{cases}$$

Tableau IV.22 : vérification des périodes

	$T_{empirique}(s)$	$T_{numérique}(s)$	$1.3*T_{emp}$	$T_{num} \leq 1.3*T_{emp}$
X	0.55	0.49	0.71	OUI
Y	0.44	0.49	0.57	OUI

IV.3.4. coefficient de comportement R : [RPA : Tab.4.3]

R = 5

IV.3.5.Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul :

Selon RPA99v2003, site meuble (S3), T2 = 0,5 s

On prend les valeurs minimum des deux formules suivantes :

1) T= C T.hN$^{\frac{3}{4}}$ [RPA99 version 2003 Art 4.6]

CT=0.05 ⟹TX= TY=0.53

2) $T = 0{,}09h_n / \sqrt{D}$ [RPA99 version 2003 Art 4.2.4]

TX=0.55 s

TY=0.44 s

Alors: Alors: $0 \leq T \leq 0.5$ donc : Dx= Dy= $2{,}5\eta$

⟹D_x= Dy=2.205s

W : poids total de la structure

$$W = \sum_{i=1}^{n} W_i \qquad \text{avec } W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

β = 0.4 [RPA99 version 2003. tableau 4.5]

W= 8450.80 KN (Résultat ROBOT 2010)

Tableau IV.23: Calcul de la force sismique (M.S.E)

A	D_x	D_y	R	Q_x	Q_y	$\sum W_i$ (kN)	V_x (kN)	V_y (kN)
0.3	2.205	2.205	5	1.1	1.1	8450.80	1341.64	1341.64

Tableau IV.24: Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul

	V (kN)	Vt (kN)	0.8*V	$V_t \geq 0.8*V$
X	1341.64	2473.29	1073.31	**CV**
Y	1341.64	3547.81	1073.31	**CV**

IV.3.6. Vérification de la stabilité au renversement:

- TX = 0,55 s → Ft = 0
- TY = 0,44 s → Ft = 0

V_X=2473.29KN V_y=3547.81KN

Tableau IV.25 : Forces sismiques selon la hauteur suivant X

hi (m)	Wi (kN)	Wi*hi	αx= αy	Fix (kN)	Fiy (kN)
23.65	1265.07	29918.90	0.30	741.98	1064.34
19.91	1265.07	25187.54	0.25	618.32	886.95
16.17	1265.07	20456.18	0.18	445.19	638.60
12.34	1265.07	15610.96	0.16	395.72	567.64
8.69	1265.07	10993.45	0.10	247.32	354.78
4.95	2169.34	6262.09	0.06	148.39	212.86
SOMME		94380.12	1	2596.92	3725.17

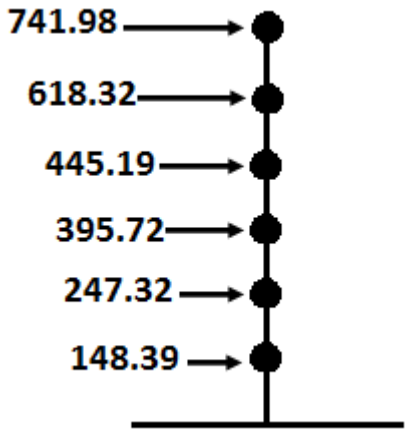


Figure IV.11: **Concentration des forces sismiques aux étages suivant X**

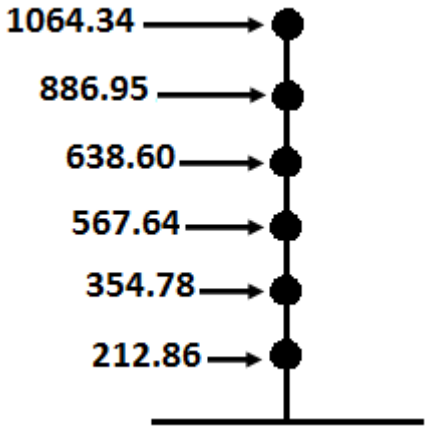


Figure IV.12 : **Concentration des forces sismiques aux étages suivant Y**

IV.3.7. Moment stabilisant:

Tableau IV.26 : calcul du moment stabilisant

Niveau (m)	Wi (kN)	XG (m)	YG (m)	Mtxi (KN.m)	Mtyi (KN.m)
23.65	1265.07	7,25	10.36	9171.75	13106.12
19.91	1265.07	7,25	7.14	9171.75	9032.59
16.17	1265.07	7,25	7.13	9171.75	9019.94
12.34	1265.07	7,25	7.13	9171.75	9019.94
8.69	1265.07	7,25	7.13	9171.75	9019.94
4.95	2169.34	7,25	7.13	15727.71	15467.39
∑Mt				61586.46	64665.92

IV.3.8. Moment de renversement:

Tableau IV.27: calcul du moment de renversement

hi (m)	Fix (kN)	Fiy (kN)	Moxi (KN.m)	Moyi (KN.m)
23.65	741.98	1064.34	17547.82	25171.64
19.91	618.32	886.95	12310.75	17659.17
16.17	445.19	638.60	7198.72	10326.16
12.34	395.72	567.64	4883.18	7004.67
8.69	247.32	354.78	2149.21	3083.03
4.95	148.39	212.86	734.53	1053.65
∑Mo			44824.21	64298.32

Donc il faut vérifier que : $\frac{M_t}{M_0} \geq 1{,}5$

Tableau IV.28: Vérification de stabilisation

Mtxi (KN.m)	Mtyi (KN.m)	Moxi (KN.m)	Moyi (KN.m)	Mtxi/Moxi	Mtyi/Moyi	Mt/M0≥ 1.5
61586.46	64665.92	44824.21	64298.32	1.37	1.00	NON

Remarque :

La condition n'est pas vérifiée s'a signifie que la structure instable vis-à-vis au renversement alors on adopte un radier générale aux fondations

IV.3.9.Vérification des déplacements :

Le déplacement horizontal à chaque niveau K de la structure est calculé comme suit :

$\delta_K = R\delta_{ek}$ [RPA: Art 4.4.3]

- δ_{ek} : Déplacement dù aux forces séismiques F_i.
- R : coefficient de comportement.

Le déplacement relatif au niveau K par rapport au niveau K-1 est égal à :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$$

Selon [RPA: Art 5.10] le déplacement horizontal relatif d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser:

Δ k limite = 0.01 he

Avec :

- he : la hauteur de l'étage k.

Tableau IV.29 : Vérification des déplacements inter-étages sens X

Niveau (m)	δe (cm)	δk =R. δe (cm)	Δk= δ k –δ k-1 (cm)	0,01.he (cm)	Δk≤0,01.he
23.65	1.8	9			
			0.5	4.95	oui
19.91	1.7	8.5			
			1	3.74	oui
16.17	1.5	7.5			
			1.5	3.74	oui
12.34	1.2	6			
			0.5	3.74	oui
8.69	1.1	5.5			
			2.5	3.74	oui
4.95	0.6	3			

Tableau IV.30 : Vérification des déplacements inter-étages sens Y

Niveau (m)	δe (cm)	δk =R. δe (cm)	Δk= δ k –δ k-1 (cm)	0,01.he (cm)	Δk≤0,01.he
23.65	0.7	3.3			
19.91	0.6	3	0.3	4.95	Oui
16.17	0.55	2.75	0.25	3.74	Oui
12.34	0.3	1.5	1.25	3.74	Oui
8.69	0.2	1	0.5	3.74	Oui
4.95	0.1	0.5	0.5	3.74	Oui

IV.3.10. Vérification vis à vis de l'effet P-Δ :

Tableau IV.31: Vérification l'effet P-Δ sens X

hk (m)	Pk (KN)	Fix(kN)	Vkx(KN)	Δkx (cm)	Θx	Θx<0.10
23.65	1256.07	741.98	741.98	0.5	0.0003	oui
19.91	2512.14	618.32	1360.30	1	0.0009	oui
16.17	3768.21	445.19	1805.49	1.5	0.0019	oui
12.34	5024.28	395.72	2201.21	0.5	0.002	oui
8.69	6280.35	247.32	2448.53	2.5	0.007	oui
4.95	8449.69	148.39	2596.92	---	----	oui

Tableau IV.32 : Vérification l'effet P-Δ sens Y

hk (m)	Pk (KN)	Fiy(kN))	Vky (KN	Δky (cm)	Θy	Θy<0.10
23.65	1256.07	1064.34	1064.34	0.3	0.0001	**Oui**
19.91	2512.14	886.95	1951.29	0.25	0.0001	**Oui**
16.17	3768.21	638.60	2589.89	1.25	0.00011	**Oui**
12.34	5024.28	567.64	3157.53	0.5	0.0006	**Oui**
8.69	6280.35	354.78	3512.31	0.5	0.0010	**Oui**
4.95	8449.69	212.86	3725.17	---	----	**Oui**

On constate d'après les tableaux que la structure étudiée est justifiée vis –à- vis de l'effet P-Δ.

4.3.11. L'effort normal réduit à la base :

Poteaux (45x90)

Suivant x :

N_{dx}=1452.36 KN selon combinaison G+Q+Edx

$$\upsilon_x = \frac{Ndx}{B_{r*f_{c28}}} = \frac{1458.36*10^3}{(3784)*25} = 0.15 < 0.3$$ **condition vérifié**

Suivant y :

N_{dy}= 2351.04 KN selon combinaison G+Q+Edy

$$\upsilon_x = \frac{Ndy}{B_{r*f_{c28}}} = \frac{2351.04*10^3}{(3784)*25} = 0.24 < 0.$$**3 condition vérifié**

IV.4. Vérification des déplacements en têt

Sous l'effet de Ex ou bien Ey selon le plan de masse $\delta_{réel} = \delta_{théorique}$ x R

Avec : $\delta_{adm} = \frac{h}{250} = \frac{22.44}{250} = 8.97$ cm

Suivant x :

$\delta_{x\ réel} = \delta_{théorique}$ x R = 1.02x5 = 5.1 cm

Suivant y :

$\delta_{y\ réel} = \delta_{théorique}$ x R =0.7.02 x 5 = 3.5 cm

Donc : $\delta_{x\ réel} < \delta_{adm}$ **oui**

$\delta_{x\ réel} < \delta_{adm}$ **oui**

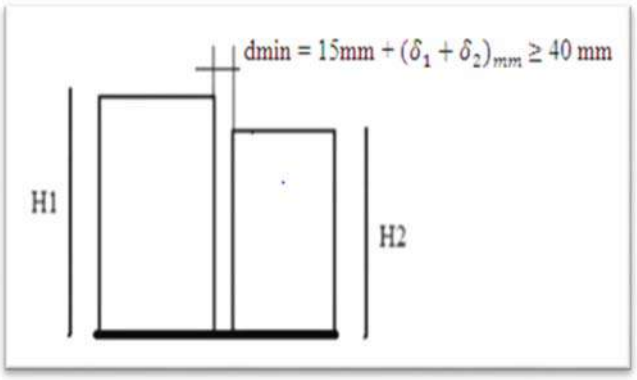


Figure IV.13. Largeur minimum du joint

Calcul de joint [Art 5.8]

$d_x = \delta_{x\ réel} + 15\ mm + \delta_{x\ réel} \Rightarrow d_x = 5.1 + 1.5 + 5.1 = 11.7\ cm$

On adopt : $d_x = 12\ cm$

$d_y = \delta_{y\ réel} + 15\ mm + \delta_{y\ réel} \Rightarrow d_y = 3.5 + 1.5 + 3.5 = 8.5\ cm$

On adopt : $d_y = 12\ cm$

V.1. Introduction :

Le ferraillage des éléments résistants devra être conforme aux règlements en vigueur en l'occurrence le C.B.A93 et R.P.A.99 version 2003.

Les combinaisons sont en fonction du type de sollicitation, nous distinguons les différentes combinaisons suivantes :

- les combinaisons données par les règles du C.B.A 93 :
  - ✓ E.L.U :1,35G +1,5Q et G +Q ± E
  - ✓ E.L.S G + Q

- les combinaisons données par les règles du R.P.A99 version 2003 :
  - ✓ G +Q ± E
  - ✓ 0,8 G ± E

Avec :

- G : charges permanentes.
- Q : charges d'exploitations.
- E : charges sismiques.

V.2. Bloc A

V.2.1. Ferraillage des poutres :

V.2.1.1 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 V.1 : Les données de calcul

situation durable		situation accidentelle	
Béton	**Acier**	**Béton**	**Acier**
γ_b =1,5	γ_s =1,15	γ_b = 1, 15	γ_s =1,00
σ_b = 25 Mpa	FeE 400	σ_b =25 Mpa	FeE 400
$\overline{\sigma_b}$ =14,2Mpa	$\overline{\sigma_s} = 348\ Mpa$	$\overline{\sigma_b}$ =18,48 Mpa	$\overline{\sigma_s} = 400\ Mpa$

V.2.1.2. Recommandations du R.P.A99 :

V.2.1.2.a. Armatures longitudinales :

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux pour toute la poutre est de 0.5% en toute section.

Le pourcentage maximum des aciers longitudinaux est de :

- 4% en Zone courante.
- 6% en Zone nodale.

Les poutres supportant des faibles charges verticales sont sollicitées

Principalement par les forces latérales sismiques doivent avoir des armatures

Symétriques.

Avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appui :

La longueur minimale de recouvrement est de 50ϕ en Zone III.

- **Armatures transversales :**

La quantité d'armatures transversales est donnée par : $A_t = 0,003. S_t .b.$

Avec b : largeur de la poutre.

S_t : espacement maximum entre les armatures transversales , il est donné comme suit :

*$St \leq h/2$ en Zone courante.

*$St \geq \min (h/4 ; 12\phi)$ en zone nodale

Les moments fléchissant ainsi que les sections d'aciers adoptées sont résumés dans les Tableaux suivants :

Tableau V.2 : Ferraillage longitudinal des poutres principales

	Niveau	position	Mu (KN.m)	combinaison	A' (cm^2)	A_{calcul} (cm^2)	$A_{choisie}$ (cm^2)
Intermédiaire	Terrasse	**Travée**	48.16	0.8G -EY	0.00	3.9	5HA12 =5.65
		Appui	-94.6	1.35G+1.5 Q	0.00	7.9	3HA12+3HA14=8.01
	Etages	**Travée**	72.03	0.8G -EY	0.00	5.9	3HA12+3HA14=8.01
		Appui	-122.36	1.35G+1.5 Q	0.00	10.6	4HA16+2HA14=11.12
Rive	Terrasse	**Travée**	78.65	0.8G -EY	0.00	6.5	3HA14+3HA12=8.01
		Appui	-124,25	G+Q+EY	0.00	10.60	3HA14+3HA16= 10.65
	Etages	**Travée**	119,03	0.8G -EY	0.00	10.30	3HA16+3HA14=10.65
		Appui	-127,40	G+Q+EY	0.00	11.1	4HA16+2HA14=11.12

Tableau V.3 : Ferraillage longitudinal des poutres secondaires

	Niveau	position	Mu (KN.m)	combinaison	A' (cm^2)	A_{calcul} (cm^2)	$A_{choisie}$ (cm^2)
Intermédiaire	Terrasse	**Travée**					
		Appui	-74.98	G+Q+EX	0.00	7.3	6HA14=9.24
	Etages	**Travée**					
		Appui	-55,84	G+Q+EY	0.00	5.3	5HA12=5.65
Rive	Terrasse	**Travée**					
		Appui	-61.5	G+Q+EX	0.00	5.9	6HA14=9.24
	Etages	**Travée**					
		Appui	-52.84	G+Q+EY	0.00	5.0	5HA12=5.65

Tableau V.4. Vérification des poutres principales

	Niveau	position	A choisis (cm^2)	A_{minCBA} = 1.2cm^2	Correction
I	Terrasse	**Travée**	5.65	Oui	3HA14+3HA12=8.01
		Appui	8.01	Oui	3HA14+3HA12=8.01
	Etages	**Travée**	6.79	Oui	3HA 12+3HA14=8.01
		Appui	11.12	Oui	4HA16+2HA14=11.12
R	Terrasse	**Travée**	8.01	Oui	3HA14+3HA12=8.01
		Appui	10.65	Oui	3HA14+3HA16= 10.65
	Etages	**Travée**	10.65	Oui	3HA16+3HA14=10.65
		Appui	11.12	Oui	4HA16+2HA14=11.12

Remarque : $A_{min}RPA= 6cm^2$

Tableau V.5. Vérification des poutres secondaires

	Niveau	Position	A choisis (cm^2)	A_{minCBA} = 1.05 cm^2	Correction
I	Terrasse				
		Appui	9.24	OUI	**6HA14=9.24**
	Etages				
		Appui	5.65	OUI	**5HA12=5.65**
R	Terrasse				
		Appui	9.24	OUI	**6HA14=9.24**
	Etages				
		Appui	5.65	OUI	**5HA12=5.65**

Remarque :$A_{minRPA}= 5.25\ cm^2$

V.2.1.3. Vérification des contraintes à l'état limite de service :

Après le choix des armatures longitudinales, une vérification à L'E.L.S est nécessaire. Les contraintes sont calculées à L'E.L.S sous Mser :

- Béton : La contrainte admissible du béton est donnée par la formule :
  $\overline{\sigma_b}$ = 0,6 fc28=15 MPa . et on doit vérifier que $\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$.

- Acier : on considère que la fissuration est nuisible, donc :
  $\overline{\sigma_s}$ = min ((2/3)*fe ; 110$\sqrt{\eta \times f_{tj}}$)=202 Mpa et on doit vérifier que $\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$.

Tableau V.6 : Vérification des contraintes à l'ELS des poutres principales

	Niveau	position	**Mser** (kN.m)	Combinaisons	**A adopter** (cm^2)	**σb** (MPa)	**σs** (MPa)	**σb≤ [σb]**	**σs≤ [σs]**
I	Terrasse	**Travée**	-5.48	G+Q	8.01	0.5	-	OUI	---
		Appui	-25.6	G+Q	8.01	3.8	-	OUI	---
	Etages	**Travée**	-7.36	G+Q	8.01	0.6	-	OUI	---
		Appui	-27.8	G+Q	11.12	3.7	-	OUI	---
R	Terrasse	**Travée**	5.66	G+Q	8.01	0.6	6.9	OUI	OUI
		Appui	-30.36	G+Q	10.65	4.1	87.6	OUI	OUI
	Etages	**Travée**	8.9	G+Q	10.65	0.9	9.9	OUI	OUI
		Appui	-34.6	G+Q	11.12	4.6	96.5	OUI	OUI

Tableau V.7 : Vérification des contraintes à l'ELS des poutres secondaires

	Niveau	position	**Mser** (kN.m)	Combinaisons	**A adopter** (cm^2)	**σb** (MPa)	**σs** (MPa)	**σb≤ [σb]**	**σs≤ [σs]**
I	Terrasse	**Travée**	8.36	G+Q			-	OUI	---
		Appui	-27 .78	G+Q	9.24	5	-	OUI	---
	Etages	**Travée**	4.69	G+Q			-	OUI	---
		Appui	-37.22	G+Q	5.65	9.1	-	OUI	---
R	Terrasse	**Travée**	10.33	G+Q				OUI	OUI
		Appui	-22.36	G+Q	9.24	4	86.6	OUI	OUI
	Etages	**Travée**	14.65	G+Q				OUI	OUI
		Appui	29.74	G+Q	5.65	6.2	181.1	OUI	OUI

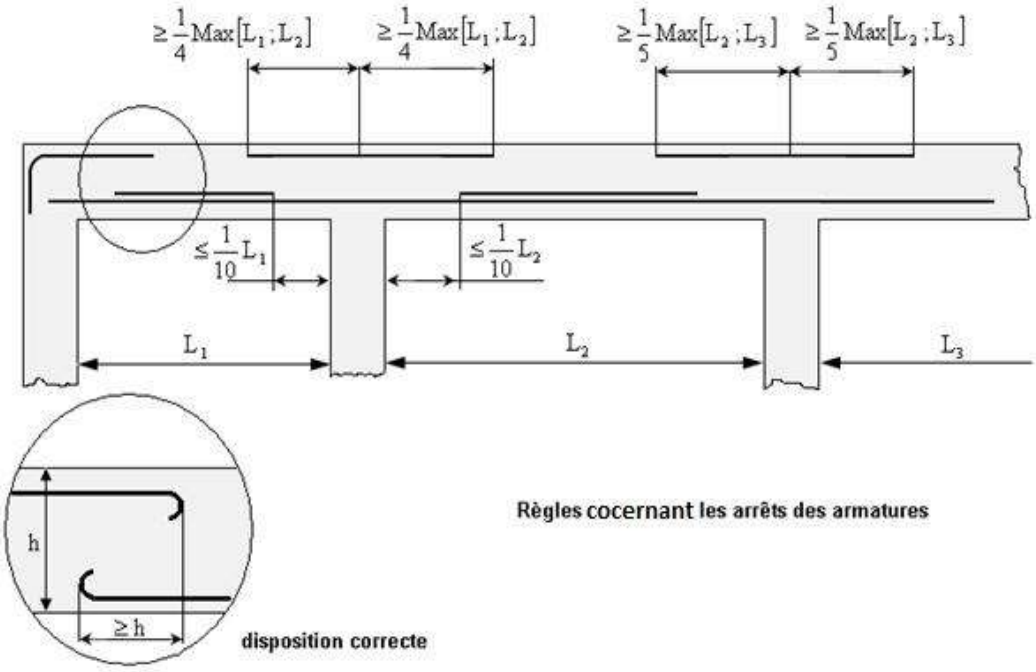


Figure V.1 : Disposition des armatures pour les poutres

V.2.1.4. Vérification des poutres selon les conditions RPA et CBA :

Il faut vérifier que :

- $A_{tendue} \geq A_{min\ CBA}$

V.2.1.5. Justification des poutres sous sollicitations des efforts tranchants :

La contrainte de cisaillement du béton est donnée par :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 . d}$$

- T_u: effort tranchant

Tableau V.8 : Calcul de $\overline{\tau}_u$

	poutres de rive	poutres intermédiaires
Fissuration	**la fissuration est préjudiciable**	**la fissuration est peu nuisible**
$\overline{\tau}_u$	$\min\left[0.15\frac{f_{ci}}{\gamma_b}; 4MPa\right]$	$\min\left[0.2\frac{f_{ci}}{\gamma_b}; 5MPa\right]$
situation durable	$\overline{\tau}_u$ = 2.5 MPa	$\overline{\tau}_u$ = 3.3 MPa
Situation accidentelle	$\overline{\tau}_u$ = 3.26 MPa	$\overline{\tau}_u$ = 4.34 MPa

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

	Niveau	Vu (KN)	Combinaison	τu (Mpa)	$\overline{\tau_u}$(Mpa)	τu≤ $\overline{\tau_u}$
Intermédiaire	Terrasse	173,95	1.35G+1.5Q	1.54	3.3	**OUI**
	Etage	210.33	1.35G+1.5Q	1.07	3.3	**OUI**
Rive	Terrasse	120.69	0.8G-EY	1.07	3.26	**OUI**
	Etage	215.89	G+Q+EY	1.91	3.26	**OUI**

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

	Niveau	V_u (KN)	combinaison	τu (Mpa)	$\overline{\tau_u}$ (Mpa)	$\tau u \leq \overline{\tau_u}$
Intermédiaire	Terrasse	107.69	G+Q-EX	1.10	3.26	Oui
	étages	138.32	G+Q-EX	1.41	3.26	Oui
Rive	Terrasse	111.54	G+Q-EX	1.62	3.26	Oui
	étages	142.89	G+Q-EX	1.51	3.26	Oui

V.2.1.6. 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 :
D'après **RPA 99 version 2003 Art 7.5.2.2** :

$$\begin{cases} \dfrac{A_t}{S_t} \geq 0.003 \times b & : \text{Zone nodale} \\ S \leq Min\left(\dfrac{h}{4}; et\ 12\ \varphi\right) & : \text{Zone courante} \\ S' \leq \dfrac{h}{2} \end{cases}$$

D'après CBA 93 $\begin{cases} S_t = Min(0{,}9d; 40cm) \\ \dfrac{A_t}{bS_t} \geq \dfrac{\tau_u - 0{,}3 f_{t28} K}{0{,}8 f_e} \quad (K = 1 : Pas\ de\ reprise\ de\ bétonnage) \\ \dfrac{A_t f_e}{bS_t} \geq Max\left(\dfrac{\tau_u}{2}; 0{,}4MPa\right) \end{cases}$

Les valeurs des sections d'armatures transversales (At) ainsi que leurs espacements (St) pour chaque poutre sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.11 : Calcul des armatures transversales et leur espacement

		CBA 93		RPA 99			$S_{t\ adopté}$ (cm)		
Section	τ_u (Mpa)	S_t (cm)	A_t (cm^2)	S (ZN) (cm)	S'(ZC) (cm)	At (cm^2)	S (ZN) (cm)	S'(ZC) (cm)	$A_{t\ choisie}$ (cm^2)
35×40	1.91	33.75	2.01	10	20	2.1	10	20	**2.01=4Φ8**
30×35	1.62	29.25	1.5	8.75	17.5	1.57	10	20	**2.01=4Φ8**

V.2.1.7. Vérification de la flèche :

Il n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche si les poutres considérées répondent aux conditions suivantes :

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$
- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{10}\frac{M_t}{M_0}$
- $\frac{A}{b_0 d} \leq \frac{4.2}{f_e}$

Avec : $M_t = K*M_0$

- K : est un coefficient réducteur ($0.75 \leq K \leq 0.85$), on prend K = 0.80.

Tableau V.12 : 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	0.079	0.063	OUI	0.079	0.075	Oui	0.0088	0.0105	OUI

PS	0.087	0.063	OUI	0.087	0.075	Oui	0.0069	0.0105	OUI

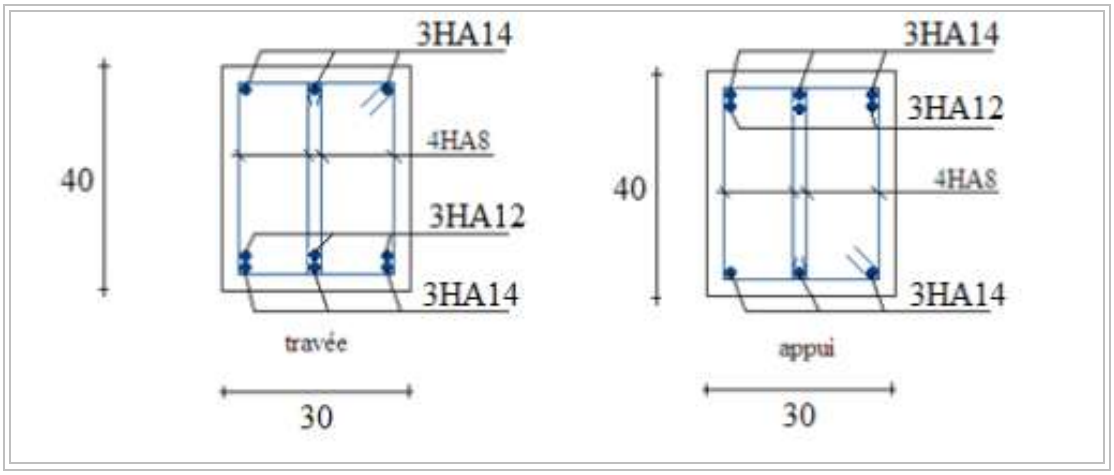


Figure V.2 : Ferraillage des poutres principales intermédiaires du niveau terrasse de bloc A

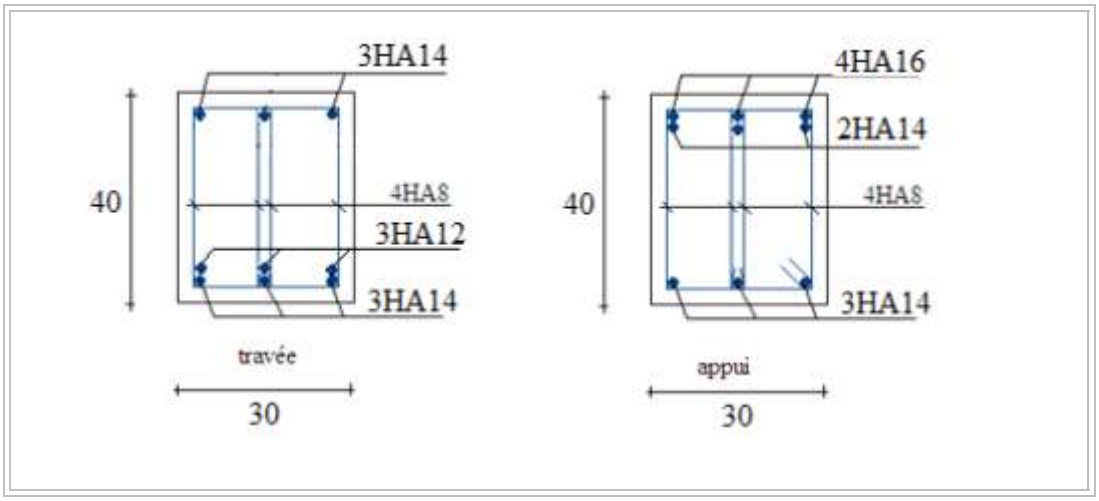


Figure V.3 : Ferraillage des poutres principales intermédiaires des étages de bloc A

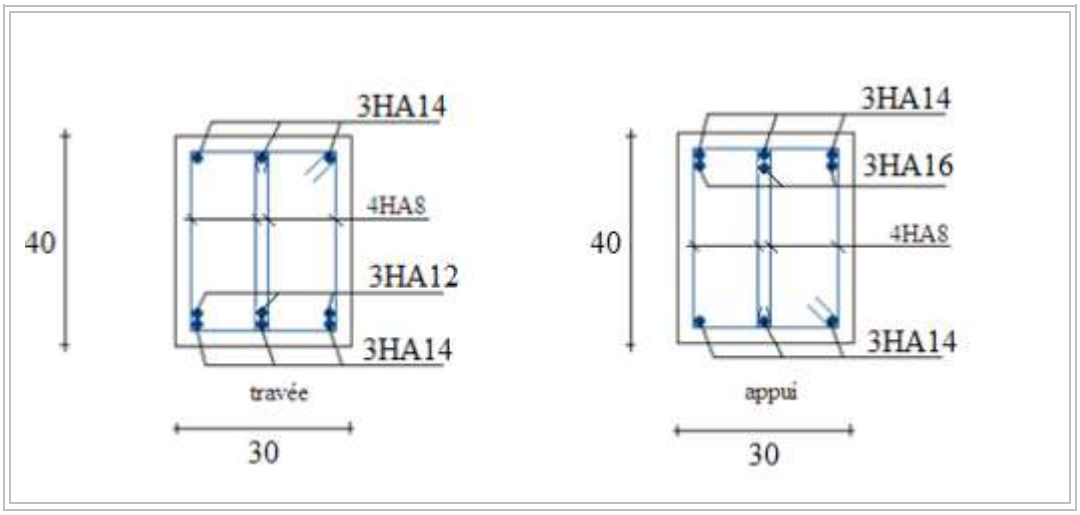


Figure V.4 : Ferraillages des poutres principales de rive du niveau terrassent de bloc A

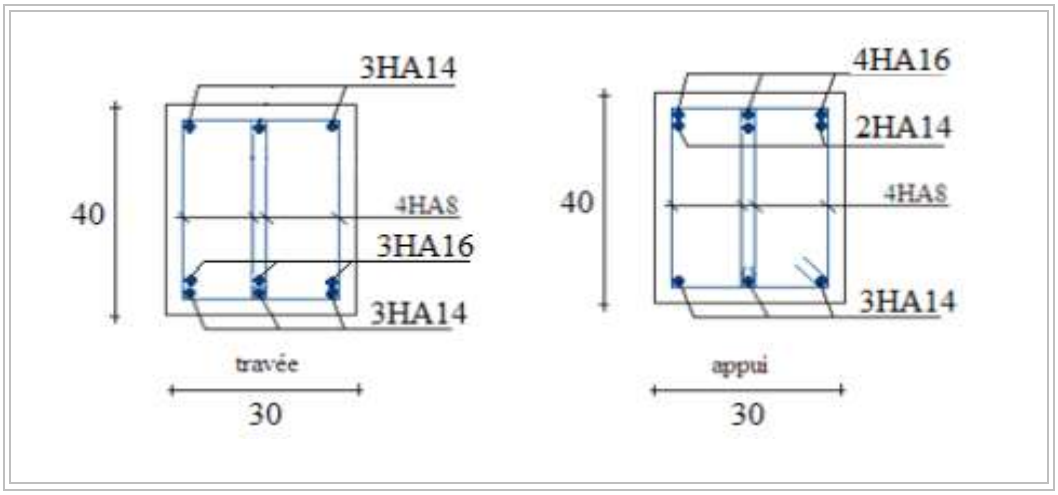


Figure V.5 : Ferraillages des poutres principales de rive des étages de bloc A

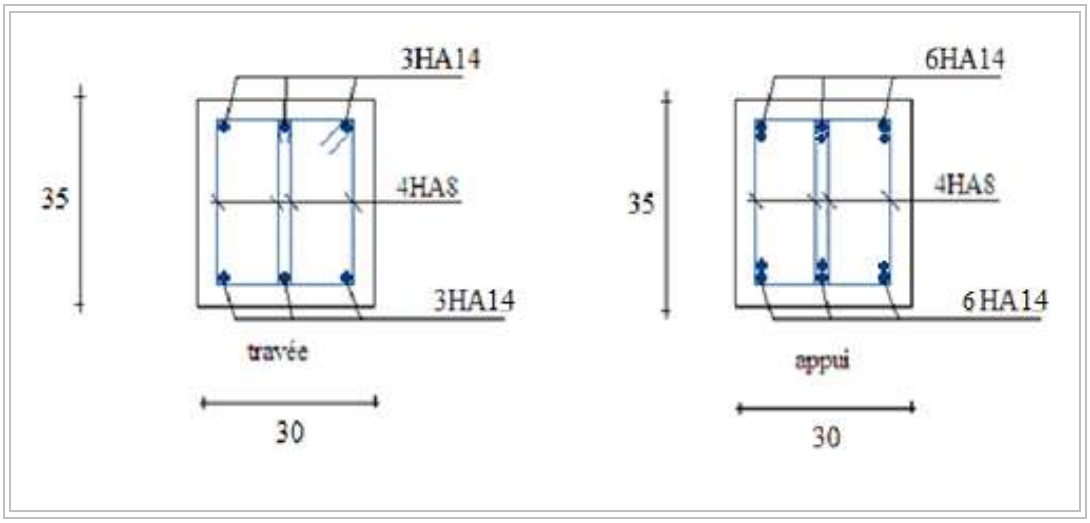


Figure V.6 : Ferraillages des poutres secondaires d'intermédiaires de la terrasse de bloc A

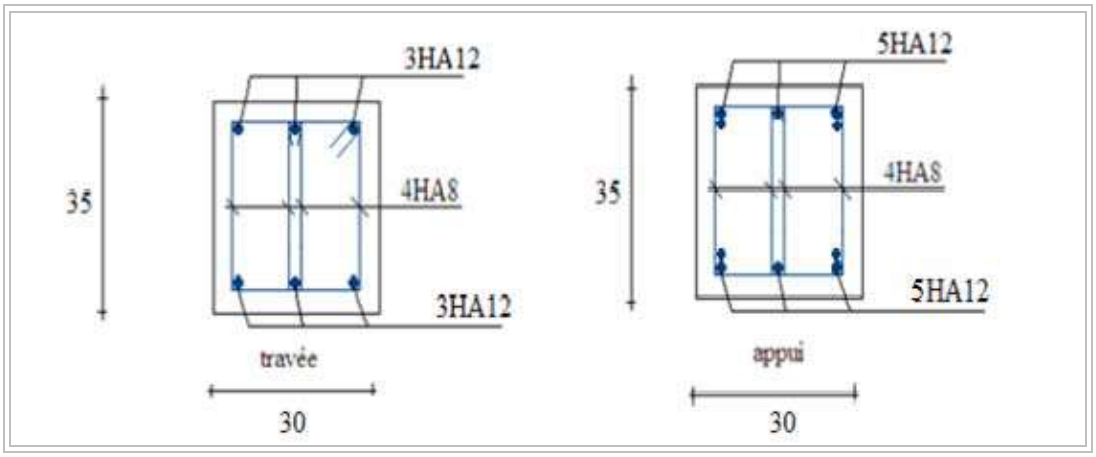


Figure V.7. : Ferraillages des poutres secondaires d'intermédiaires des étages de bloc A

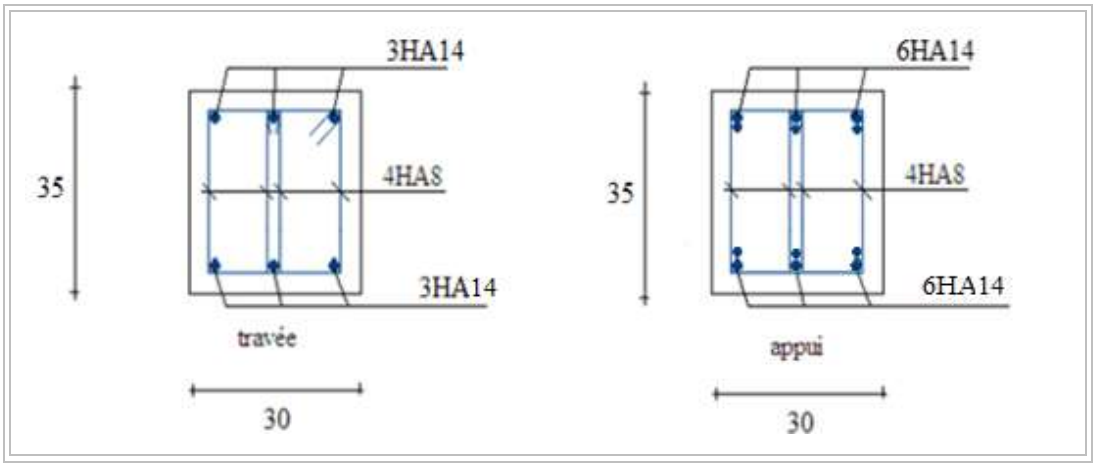


Figure V.8 : Ferraillages des poutres secondaires de rive de terrasse

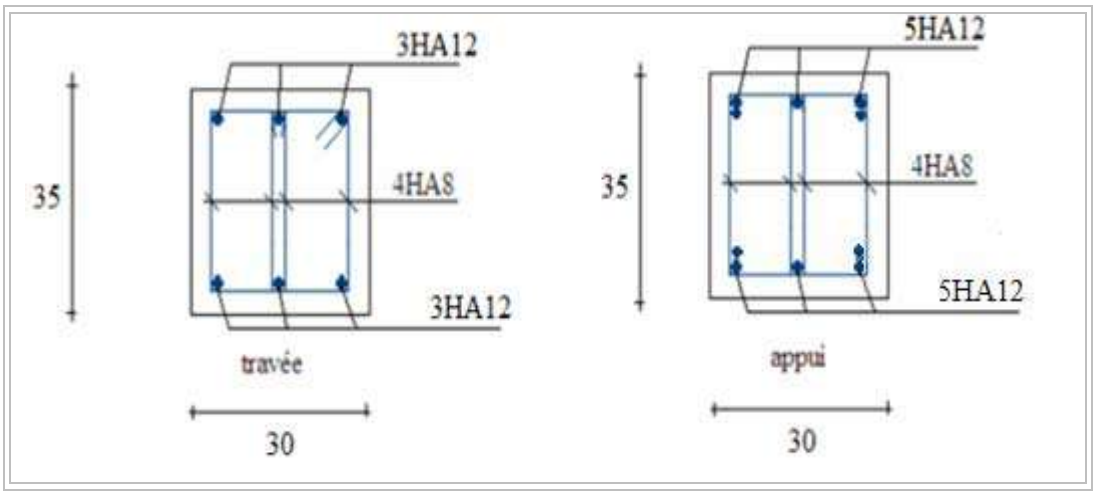


Figure V.9 : Ferraillages des poutres secondaires de rive des étages de bloc A

V.2.2. Ferraillage des poteaux :

Les poteaux sont des éléments verticaux dans le bâtiment et sont supposés reprendre les charges verticales et la totalité des charges horizontales pour les structures auto stables ou bien une charge horizontale restreinte supérieure à 25% pour les structures contreventées. Leur inertie joue un rôle prépondérant dans la résistance des charges horizontales. Les poteaux sont généralement soumis à la flexion composée.

V.2.2.1. Détermination des armatures longitudinales :

V.2.2.1.a. Recommandations des règlements :

❖ **Selon le CBA :**

$$A_t = \min \begin{cases} 4\ cm^2\ pour\ par\ métre \text{ de longueur de parement} \\ 0.1\% \le \dfrac{A_t}{B} \le 5\% \quad B : \text{section de béton comprimé} \end{cases}$$

En plus la Condition de non fragilité :

$$A_{min} = \frac{B}{1000}$$

❖ **Selon le RPA 99 version 2003 : [Art 7.4.2.1]**

- La Zone nodale est bornée par la face supérieur du plancher et h'.

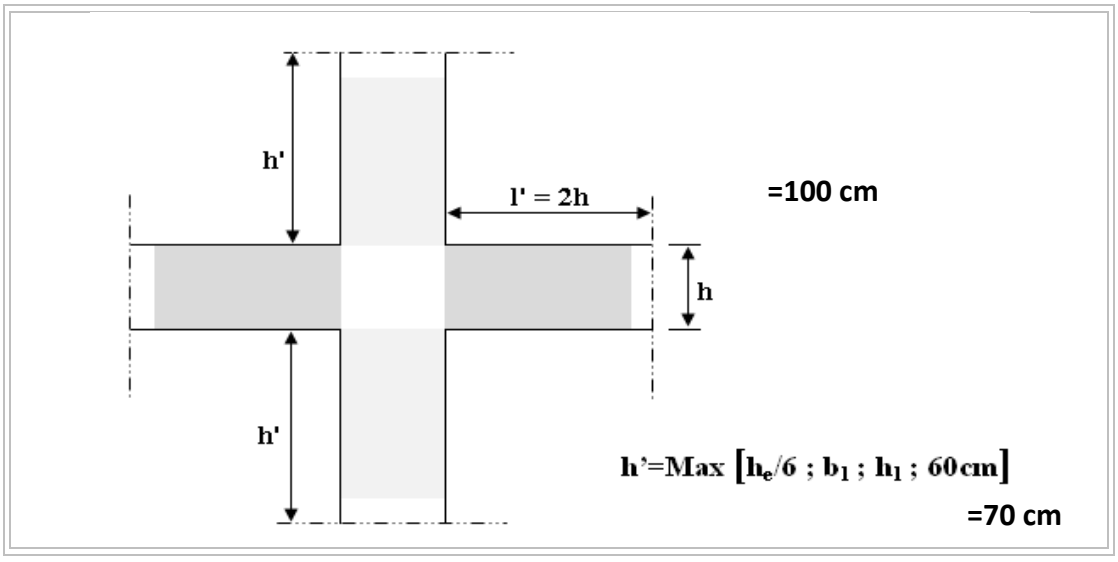


Figure V.10 : définition de la zone nodale dans les poteaux

✓ **Selon le RAP 99:**

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.
- Leur pourcentage est limité par:

$$0.8\% \le \frac{A}{b.h} \le 4\% \text{ (zone courante).}$$

$$0.8\% \le \frac{A}{b.h} \le 6\% \text{ (zone de recouvrement).Le diamètre minium}$$

de recouvrement est de 50 Φ en zone III.

- La distance maximale entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 20cm en zone III.

Tableau V.13. Calcul des ferraillages des poteaux a l'ELU

	cas	N KN	M KN.m	Comb	A_{cal}	Amin (CBA) B/1000	Ax,y choisi (cm²)
I 35x35 4 éme 5éme	N_{max} M_{corr}	226.24	8.13	1.35G+1.5Q	2.8	1.22	**8HA14= 12.32**
	M_{max} N_{corr}	140.48	95.32	G+Q+Ey	6.09		
	N_{min} M_{corr}	35.49	55.99	0.8G+Ex	4.06		
R 35x35 4 eme 5éme	N_{max} M_{corr}	176.65	27.81	1.35G+1.5Q	2.8	1.22	**8HA14 = 12.32**
	M_{max} N_{corr}	111.37	54.29	G+Q+Ey	2.98		
	N_{min} M_{corr}	74.63	2.34	0.8G+Ex	2.8		
I 40x40 2éme 3éme	N_{max} M_{corr}	1060.46	14.38	1.35G+1.5Q	3.20	1.6	**10HA14 = 15.39**
	M_{max} N_{corr}	51.22	149.84	G+Q+Ey	9.96		
	N_{min} M_{corr}	214.01	125.31	0.8G+Ey	6.23		
R 40x40 2éme 3éme	N_{max} M_{corr}	1028.41	27.79	1.35G+1.5Q	3.20	1.6	**10HA14 = 15.39**
	M_{max} N_{corr}	353.32	76.46	G+Q+Ey	3.20		
	N_{min} M_{corr}	722.66	-2.93	0.8G+Ex	3.20		
I 45x45 RDC 1er	N_{max} M_{corr}	1369.35	13.05	1.35G+1.5Q	3.6	2.02	**12HA14 = 18.47**
	M_{max} N_{corr}	120.77	145.43	G+Q+Ey	7.47		
	N_{min} M_{corr}	343.90	129.24	0.8G+Edy	3.78		
R 45x45 RDC 1er	N_{max} M_{corr}	1663.88	33.46	1.35G+1.5Q	3.6	2.02	**12HA14 = 18.47**
	M_{max} N_{corr}	636.15	104.94	0.8G+Edy	3.6		
	N_{min} M_{corr}	1193.12	5.66	0.8G+Edx	3.6		

Remarque : poteau 35X35 A_{min} RPA = 11.02 cm²

Poteau 35X35 A_{min} RPA = 14.4 cm²

Poteau 35X35 A_{min} RPA = 18.22 cm²

V.2.2.2 Vérification des contraintes à l'ELS par CBA93 :

Tableau V.14 Vérification à l'E.L.S

[σb]=15MPa [σs]=202 MPa

Section	Nser (kn)	My (kn.m)	situation	A (cm²)	Fissur	σb (MPa)	σs (MPa)	σb≤ [$\bar{\sigma}$b]	σs ≤ [$\bar{\sigma}$s]
Rive 35x35	294.90	16.7	G+Q	12.32	Préju	2	29.2	oui	oui
Inter 35x35	350.25	8.46	G+Q	12.32	Peu nui	3.1	-	oui	-
Rive 40x40	628.16	17.34	G+Q	15.39	Préju	4.2	60.7	oui	oui
Inter 40x40	773.97	10.46	G+Q	15.39	Peu nui	4.4	-	oui	-
Rive 45x45	795.84	24.42	G+Q	18.47	Préju	4.3	62	oui	oui
Inter 45x45	999.53	9.41	G+Q	18.47	Peu nui	4.5	-	oui	-

V.2.3 Les armatures transversales:

Selon le CBA93 : $\frac{A_t}{b*S_t} \geq \frac{\gamma_s(\tau_u - 0.3 f_{tj} * K)}{0.9 * f_e(cos\alpha + sin\alpha)}$

Selon le RPA99 version 2003 : ►► **[Art 7.4.2.2]** ◄◄ :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a T_u}{h f_e} \Rightarrow St = \frac{h .fe .At}{\rho.Vu}$$

- At= nt.at

Tableau V.15. Choix des armatures transversales est leur espacement

Niveau	Section	Zone	St (cm)	A_{tmin}	$A_{tchoisie}$ cm²
4 et 5	**35 X 35**	zone nodale	10	0.65	4T8 = 2.01
		Zone courante	15	0.30	
2et 3	**40 X 40**	zone nodale	10	0.58	4T8 = 2.01
		Zone courante	15	0.26	
RDC et 1	**45 X 45**	zone nodale	10	0.49	4T8 = 2.01
		Zone courante	15	0.21	

Tableau V.16: Efforts et sections d'acier adoptées pour les poteaux intermédiaires (circulaire).

	cas	N KN	M KN.m	Comb	A_{cal}	Amin (CBA) B/1000	Ax,y choisi (cm^2)
I 40 5 EME	N_{max} M_{corr}	174.34	15.26	1.35G+1.5Q	9.5	1.22	**8HA14= 12.32**
	M_{max} N_{corr}	22.02	7.14	G+Q+Ey	5.4		
	N_{min} M_{corr}	15.38	19.60	0.8G+Ex	7.95		
I 40 4 EME	N_{max} M_{corr}	366.62	6.25	1.35G+1.5Q	4.62	1.22	**8HA14 = 12.32**
	M_{max} N_{corr}	208.74	21.75	G+Q+Ey	6.32		
	N_{min} M_{corr}	38.58	16.71	0.8G+Ex	4.25		
I 40 3 1^{ER}	N_{max} M_{corr}	549.2	8.78	1.35G+1.5Q	4.25	1.6	**8HA14 = 12.32**
	M_{max} N_{corr}	398.70	13.75	G+Q+Ey	4.25		
	N_{min} M_{corr}	52.99	3.59	0.8G+Ey	4.25		
I 40 2 1^{ER}	N_{max} M_{corr}	917.2	8.39	1.35G+1.5Q	4.58	1.6	**8HA14 = 12.32**
	M_{max} N_{corr}	641.14	10.39	G+Q+Ey	7.56		
	N_{min} M_{corr}	63	4.51	0.8G+Ex	8.54		
I 50 1 1^{ER}	N_{max} M_{corr}	1025.36	8.64	1.35G+1.5Q	11.65	2.02	**8HA16= 16.08**
	M_{max} N_{corr}	865.25	15.32	G+Q+Ey	9.58		
	N_{min} M_{corr}	124.59	4.98	0.8G+Edy	11.5		
I 50 RDC	N_{max} M_{corr}	1082.10	7.42	1.35G+1.5Q	9.45	2.02	**8HA16= 16.08**
	M_{max} N_{corr}	1040.0	8.32	0.8G+Ey	9.45		
	N_{min} M_{corr}	405.74	9.23	0.8G+Ex	4.52		

Remarque : Poteau 40cm $A_{min\ RPA}$= 11.30 cm^2

Poteau 50cm A_{min} RPA= 17.66 cm^2

V.2.5. Vérification des contraintes à l'ELS par CBA93 :

Tableau V.17. Vérification à l'E.L.S

Niv	Sect (cm²)	N_{ser} (KN)	M_{ser} (KNm)	A (cm²)	σ_{b1} (MPa)	σ_{b2} (MPa)	σ_{s1} (MPa)	σ_{s2} (MPa)
5	40	127.18	5.34	11.49	0.2	1.6	4.1	22.6
		16.16	12.39	11.49	0	3.0	89.6	56.6
		11.15	14.94	11.49	0	3.5	110.4	41.4
4	40	256.16	4.45	11.49	1.3	2.4	20.2	35.5
		198.4	16.26	11.49	0	3.7	10.5	51.1
		27.84	12.01	11.49	0	2.9	73.7	35.7
3	40	432.5	7.56	11.49	1	3	42.8	16.7
		283.83	8.40	11.49	1.6	4.1	30.9	59.9
		47.66	10.44	11.49	0	2.4	31	41.8
2	40	538.16	6.33	11.49	4.6	2.9	45.6	67.4
		538.16	8.06	11.49	4.6	2.9	45.6	67.4
		64.52	6.36	11.49	0	1.8	14.8	23.7
1	50	642.87	5.98	11.49	3.7	3.8	44.9	56.7
		659.71	5.48	11.49	3	4	46.2	58.7
		78.5	5.49	11.49	0	0.7	1.7	18.3
RDC	50	776.97	5.24	16.08	3.2	3.9	47.7	58
		772.96	11.49	16.08	41.28	4.4	43.1	65.1
		746.6	6.48	16.08	2.9	3.8	44.1	65.1

V-5-6- Justification des poteaux sous sollicitations d'effort tranchant:

Le calcul de la contrainte de cisaillement se fait au niveau de l'axe neutre de la section, il est en fonction de ses dimensions ainsi que l'effort tranchant à l'état limite ultime, elle est donnée par: $\tau_u = \frac{T_u}{b_0.d}$

Selon le RPA 99: la contrainte de cisaillement dans le béton à la valeur suivante:

$$\overline{\tau}_b = \rho_d . f_{c28}$$

$$\begin{cases} \rho_d = 0.075 & \text{si } \lambda \geq 5 \\ \rho_d = 0.05 & \text{si } \lambda < 5 \end{cases}$$

$\lambda = \frac{L_f}{i}$: élancement mécanique.

$i = \sqrt{\frac{I}{A}}$: rayon de giration.

I_0: inertie du poteau.

A: section du poteau.

I: moment d'inertie du poteau.

La contrainte de cisaillement est égale à:

- $\overline{\tau}_u = \text{Min}\left[\frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b}; 5\text{MPa}\right]$: si al fissuration est peu nuisible.

$$\begin{cases} \overline{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} & \text{(situation durable)} \\ \overline{\tau}_u = 4.32 \text{ MPa} & \text{(situation accidentelle)} \end{cases}$$

- $\overline{\tau}_u = \text{Min}\left[\frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b}; 4\text{MPa}\right]$: si al fissuration est préjudiciable.

$$\begin{cases} \overline{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} & \text{(situation durable)} \\ \overline{\tau}_u = 3.26 \text{ MPa} & \text{(situation accidentelle)} \end{cases}$$

Tableau. V18: Vérification des contraintes de cisaillement dans les poteaux intermédiaires (poteaux carré)

Niv	Diam cm	$T_{u\ max}$ KN	τ_u MPa	λ	ρ_d	$\tau_{b\ adm}$ MPa	$\tau_{u\ adm}$ MPa	$\tau_u < \tau_{b\ adm}$	$\tau_u < \tau_{u\ adm}$
5	**30 x 30**	33.33	0.37	16.66	0.075	1.875	3.26	CV	CV
4	**30 x 30**	21.41	0.23	16.66	0.075	1.875	3.26	CV	CV
3	**35 x 35**	10.33	0.11	16.66	0.075	1.875	3.26	CV	CV
2	**35 x 35**	9.32	0.105	16.66	0.075	1.875	3.26	CV	CV
1	**45x 45**	5.36	0.05	16.66	0.075	1.875	3.26	CV	CV
RDC	**45 x 45**	11.37	0.07	16.66	0.075	1.875	3.26	CV	CV

Tableau.19. : Vérification des contraintes de cisaillement dans les poteaux intermédiaires (poteaux circulaires)

Niv	Diam cm	$T_{u\ max}$ KN	τ_u MPa	λ	ρ_d	$\tau_{b\ adm}$ MPa	$\tau_{u\ adm}$ MPa	$\tau_u < \tau_{b\ adm}$	$\tau_u < \tau_{u\ adm}$
5	**40**	14.97	0.131	19.04	0.07	1.875	3.26	CV	CV
4	**40**	13.45	0.25	23.8	0.07	1.875	3.26	CV	CV
3	**40**	14.38	0.126	23.8	0.07	1.875	3.26	CV	CV
2	**40**	13.93	0.115	23.8	0.07	1.875	3.26	CV	CV
1	**50**	14.97	0.131	23.8	0.07	1.875	3.26	CV	CV
RDC	**50**	52.51	0.29	34	0.07	1.875	3.26	CV	CV

V.2.6. Les armatures transversales

Tableau V.20. Choix des armatures transversales est leur espacement

Niveau	Section	Zone	St (cm)	A_{tmin}	$A_{tchoisie}$ cm^2
2et 5	40 X 40	zone nodale	10	0.58	**4T8 = 2.01**
		Zone courante	15	0.26	
RDC et 1	50 X 50	zone nodale	10	0.49	**4T8 = 2.01**
		Zone courante	15	0.21	

❖ **schémas des poteaux :**

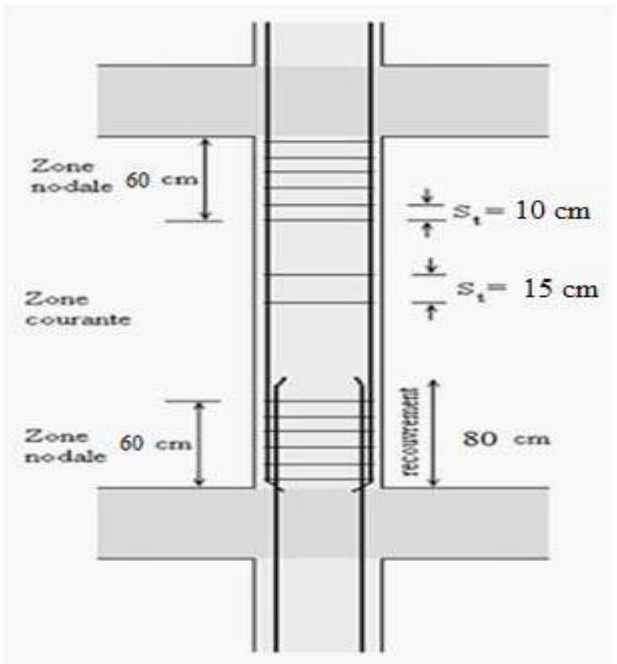


Figure V.11.Disposition des armatures pour les poteaux

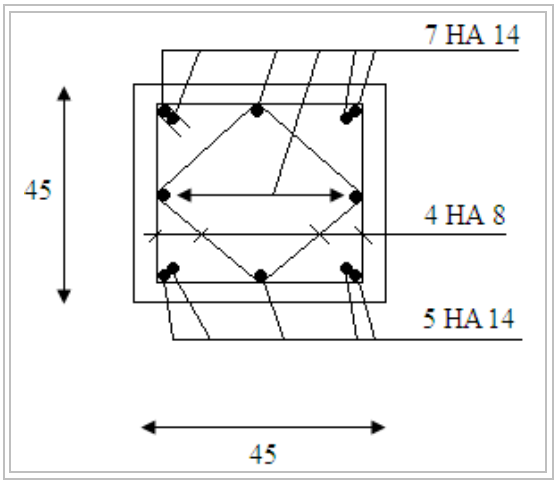


Figure V.12Ferraillage des poteaux de rive et intermédiaire des étages 4, 5 étages de bloc A

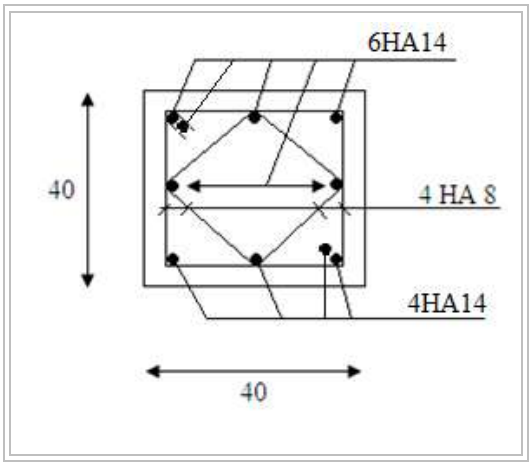


Figure V.13.Ferraillage des poteaux rive et intermédiaire des étages 2.3étages de bloc A

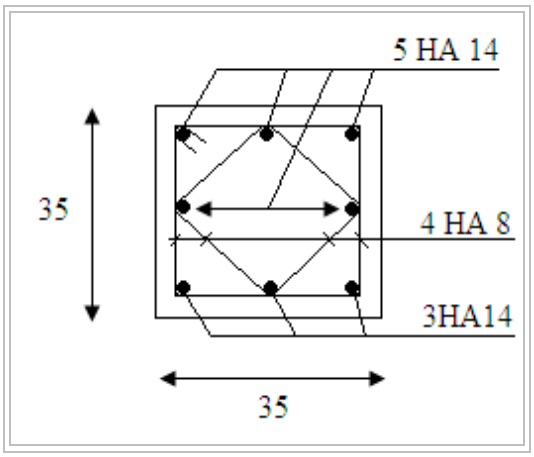


Figure V.14. Ferraillage des poteaux de rive et intermédiaire RDC et 1er étage de bloc A

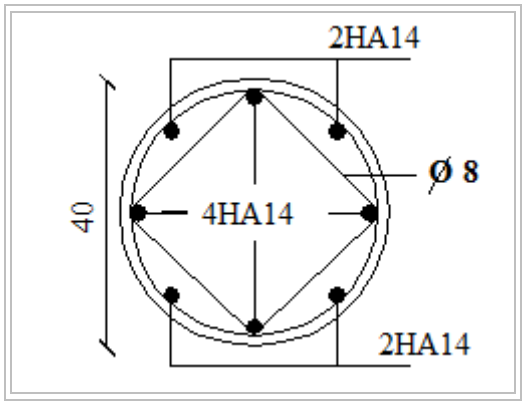


Figure V.15. Poteau circulaire étage courant Intermédiaire de bloc A

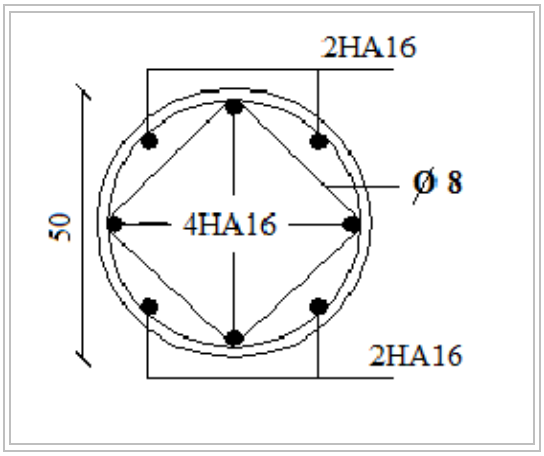


Figure V.16. Poteau circulaire RDC étage Intermédiaire de bloc A

V.2.3. Les voiles pleins :

V.2.3.1. Les voile plein1 L=3.5m :

V.2.3.1 .Les armatures verticales :

- Détermination des armatures de résistance :

Les résultats du calcul des armatures de résistance sont résumés dans le tableau suivant :

Amin
RPA=0.15%*b*e

Tableau V.21.1calcul les armatures verticales de voile

niveau	voile	S	N	M	T	situ	*Acal*	*Amin RPA*	*Amin CBA* B/1000	S_v	choix
RDC	$V_{1.2}$	20x350	780.45	1006.5	431.01	ACC	14.8	10.5	7	20	**2x(17HA12 = 19.23)**
1ere	$V_{1.2}$	20x350	548.28	941.50	477.79	ACC	14.8	10.5	7	20	**2x(17HA12 = 19.23)**
2eme	$V_{1.2}$	20x350	374.94	574.96	346.74	ACC	14.8	10.5	7	20	**2x(17HA12 = 19.23)**
3eme	$V_{1.2}$	20x350	326.42	451.45	277.51	ACC	14.8	10.5	7	20	**2x(17HA12 = 19.23)**
4eme	$V_{1.2}$	20x350	218.10	202.96	63.41	ACC	14.8	10.5	7	20	**2x(17HA12 = 19.23)**
5eme	$V_{1.2}$	20x350	218.10	202.96	63.41	ACC	14.8	10.5	7	20	**2x(17HA12 = 19.23)**

V.2.3.2 Vérification à E.L.S :

Il faut vérifier :

- Pour la fissuration peu nuisible : σb ≤ [σb]=0.6.fc28=15MPa
- Pour la fissuration préjudiciable: σb ≤ [σb]=0.6.fc28=15MPa

Et σs ≤ [σs]=202MPa

Les résultats de vérification seront représentés dans le tableau suivant :

Tableau V.22. Vérification des armatures a ELS des voiles

Niveau	voile	S	N	M	A_{adop}	σ_b MPa	σ_s MPa	$\sigma_b \leq \overline{\sigma}_b = 15$ MPa	$\sigma_s \leq \overline{\sigma}_s = 202$ MPa
RDC	$V_{1.2}$	20x350	397.15	7.39	19.23	0.5	8.1	**Oui**	**Oui**
1ere	$V_{1.2}$	20x350	347.87	78.40	19.23	0.6	9.2	**Oui**	**Oui**
2eme	$V_{1.2}$	20x350	276.43	81	19.23	0.5	7.8	**Oui**	**Oui**
3eme	$V_{1.2}$	20x350	194.64	89.28	19.23	0.4	6.5	**Oui**	**Oui**
4eme	$V_{1.2}$	20x350	110.92	109.83	19.23	0.4	5.4	**Oui**	**Oui**
5eme	$V_{1.2}$	20x350	89.45	39.87	19.23	0.3	5	**Oui**	**Oui**

V.7.2 Calcul des armateurs horizontaux:

τb≤τb = 0.2 f_{c28}[ART RPA]**7.7.2. - contraintes limites de cisaillement**

ou : $\tau_b = \frac{\overline{V}}{b_0 d}$ avec $\overline{V} = 1.4V_{calculé}$

b_0 : épaisseur du linteau ou du voile

d : hauteur utile = 0.9h

h : hauteur totale de la section brute

$\phi t \leq \frac{1}{10}.a$ $\phi t = 1$ cm

$S_h \leq \frac{A*h}{0.003}$

$S_h \leq \min(1.5a; 30)$ ►► [Art 7.7.4.3] ◄◄

Comme At est connue, alors : $At = 1.at = \pi\phi t^2/4 = 0.785\ cm^2$ = 1HA10

H= 374 cm , S_t = 20 cm . On an 20 barres horizontales

Donc ; $A_t = 15.71\ cm^2$ = 20HA10

Tableau V.23.1calcul des armateurs horizontaux

Niveau	voile	e Cm	H cm	V_u KN	τ_u MPa	$\bar{\tau}_u$ MPa	Vérification	$\emptyset_h$ cm	S_h cm	A_{minRPA} 0.2 %*h*e	choix
RDC	$V_{1.2}$	20	374	477.79	0.99	5	Oui	1	20	14.96	**2*(20HA10)= 15.71**
1ere	$V_{1.2}$	20	374	431.01	0.89	5	Oui	1	20	14.96	**2*(20HA10)= 15.71**
2eme	$V_{1.2}$	20	374	346.74	0.72	5	Oui	1	20	14.96	**2*(20HA10)= 15.71**
3eme	$V_{1.2}$	20	374	337.63	0.70	5	Oui	1	20	14.96	**2*(20HA10)= 15.71**
4eme	$V_{1.2}$	20	374	277.51	0.58	5	Oui	1	20	14.96	**2*(20HA10)= 15.71**
5eme	$V_{1.2}$	20	374	63.41	0.13	5	Oui	1	20	14.96	**2*(20HA10)= 15.71**

- **Armatures transversales**

Les deux nappes d'armatures des voiles seront reliées par des aciers de coutures (épingles) dont le diamètre des armatures $\emptyset_t$ est tel que $\emptyset_t \geq \frac{\emptyset_v}{3}$, $\emptyset_v$ étant le diamètre des armatures verticales maintenues par les épingles (tableau) :

Tableau V.24. : Diamètre des armateurs transversales

armatures longitudinales $Ø_v$	épingles $Ø_t$
HA 8 à HA 16	HA 6
HA 20	HA 8
HA 25	HA 10
HA 32	HA 12
HA 40	HA 14

Les épingles sont destinées à empêcher le flambement des armatures verticales ou encore à assurer la transmission des efforts au droit des recouvrements, leur disposition est représentée dans la figure suivante :

En zone courante, les quadrillages d'armatures disposés sur chaque face doivent être maintenus par des armatures transversales, disposées en quinconce, composées d'épingles au nombre 4 par m^2 au moins.

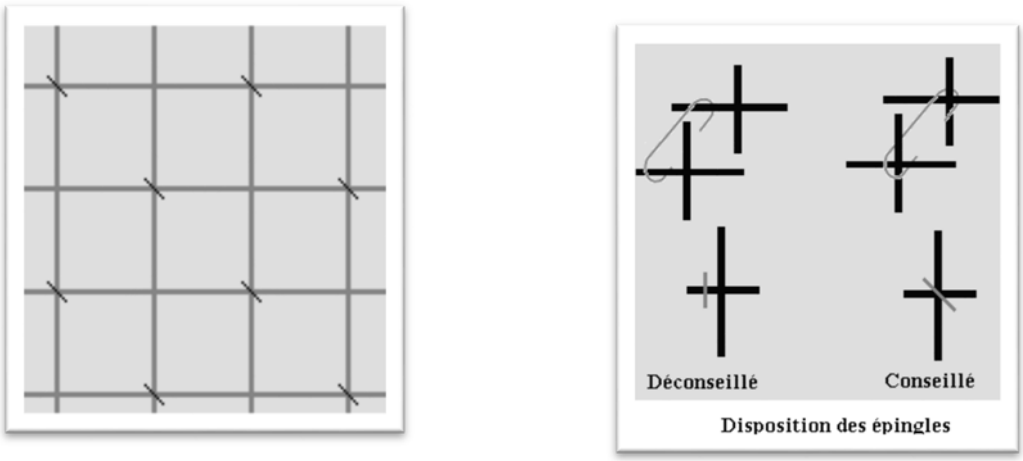


Figure V.17 : disposition des armateurs transversaux (épingles)

V.2.3. voile plein 2 L=4.40m:

V.2.3.1 .Les armatures verticales :

- Détermination des armatures de résistance :

Les résultats du calcul des armatures de résistance sont résumés dans le tableau suivant :

Amin
***RPA*=0.15%*b*e**

Tableau V.25.1calcul les armatures verticales

niveau	voile	S	N	M	situ	*Acal*	*Amin RPA*	*Amin CBA* B/1000	S_v	choix
RDC	$V_{1.2}$	20x440	1776.24	115.97	ACC	18.4	13.2	8.8	20	2x(23HA12 = 26.01)
1ere	$V_{1.2}$	20x440	1529.95	89.03	ACC	18.4	13.2	8.8	20	2x(23HA12 = 26.01)
2eme	$V_{1.2}$	20x440	1250.14	40.20	ACC	18.4	13.2	8.8	20	2x(23HA12 = 26.01)
3eme	$V_{1.2}$	20x440	933.40	11.09	ACC	18.4	13.2	8.8	20	2x(23HA12 = 26.01)
4eme	$V_{1.2}$	20x440	608.26	45.92	ACC	18.4	13.2	8.8	20	2x(23HA12 = 26.01)
5eme	$V_{1.2}$	20x440	262.94	93..89	ACC	18.4	13.2	8.8	20	2x(23HA12 = 26.01)

V.2.3.2 Vérification à E.L.S :

Il faut vérifier :

- Pour la fissuration peu nuisible : σb ≤ [σb]=0.6.fc28=15MPa
- Pour la fissuration préjudiciable: σb ≤ [σb]=0.6.fc28=15MPa

Et σs ≤ [σs]=202MPa

Les résultats de vérification seront représentés dans le tableau suivant :

Tableau V.26. Vérification des armatures a ELS des voiles

Niveau	voile	S	N	M	A_{adop}	σ_b MPa	σ_s MPa	$\sigma_b \leq \overline{\sigma}_b = 15$ MPa	$\sigma_s \leq \overline{\sigma}_s = 202$ MPa
RDC	$V_{1.2}$	20x4.40	1296.89	85.20	26.01	1.5	21.9	Oui	Oui
1ere	$V_{1.2}$	20x4.40	1110.92	65.51	26.01	1.3	18.6	Oui	Oui
2eme	$V_{1.2}$	20x4.40	912.76	30.13	26.01	1.00	14.8	Oui	Oui
3eme	$V_{1.2}$	20x4.40	681.92	7.11	26.01	0.7	10.8	Oui	Oui
4eme	$V_{1.2}$	20x4.40	444.99	32.45	26.01	0.5	7.60	Oui	Oui
5eme	$V_{1.2}$	20x4.40	193.04	67.88	26.01	0.3	4.30	Oui	Oui

V.7.2 Calcul des armateurs horizontaux:

τb≤τb = 0.2 f_{c28}[ART RPA]**7.7.2. - contraintes limites de cisaillement**

ou : $\tau_b = \frac{\overline{V}}{b_0 d}$ avec $\overline{V} = 1.4V_{calculé}$

b_0 : épaisseur du linteau ou du voile

d : hauteur utile = 0.9h

h : hauteur totale de la section brute

$\phi t \leq \frac{1}{10}.a$ $\phi t = 1$ cm

$S_h \leq \frac{A*h}{0.003}$

$S_h \leq \min(1.5a; 30)$ ►► [Art 7.7.4.3] ◄◄

Comme At est connue, alors : $At = 1.at = \pi\phi t^2/4 = 0.785\ cm^2$ = 1HA10

H= 374 cm , S_t = 20 cm . On an 20 barres horizontales

Donc ; $A_t = 15.71 cm^2$ = 20HA10

Tableau V.27.1calcul des armateurs horizontales

Niveau	voile	E Cm	H cm	Vu KN	τ_u MPa	$\bar{\tau}_u$ MPa	Vérification	$\emptyset_h$ cm	Sh cm	*AminRPA 0.2 %*h*e*	choix
RDC	$V_{1.2}$	20	374	958.59	1.99	5	oui	1	20	14.96	2*(20HA10)= 15.71
1ere	$V_{1.2}$	20	374	895.02	1.86	5	oui	1	20	14.96	2*(20HA10)= 15.71
2eme	$V_{1.2}$	20	374	624.36	1.29	5	oui	1	20	14.96	2*(20HA10)= 15.71
3eme	$V_{1.2}$	20	374	456.21	0.95	5	oui	1	20	14.96	2*(20HA10)= 15.71
4eme	$V_{1.2}$	20	374	354.20	0.73	5	oui	1	20	14.96	2*(20HA10)= 15.71
5eme	$V_{1.2}$	20	374	112.45	0.25	5	oui	1	20	14.96	2*(20HA10)= 15.71

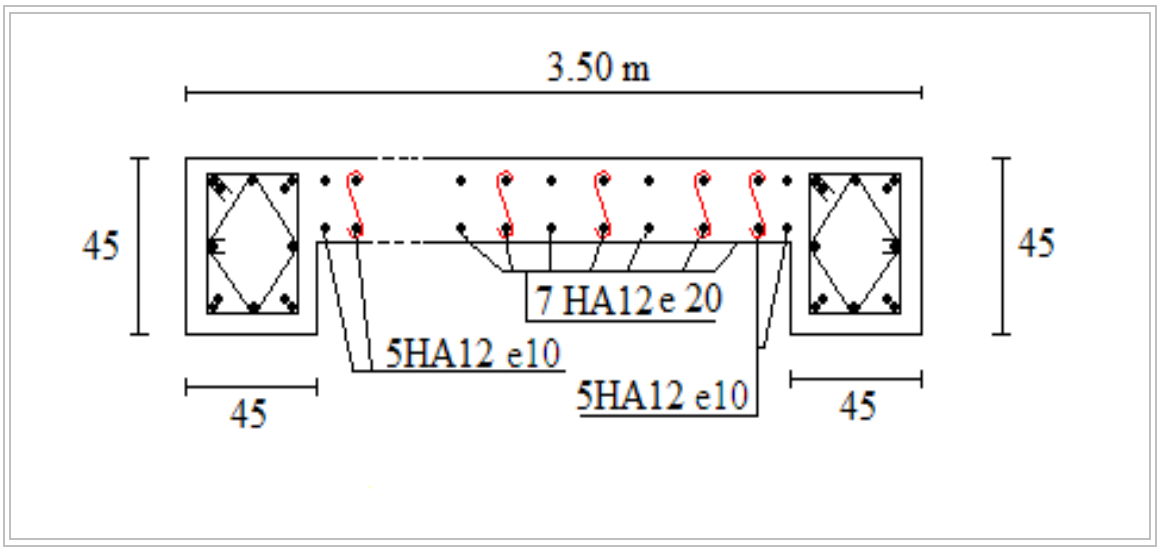


Figure V.18 : Disposition des armatures dans le voile plaine 20x350 de bloc A

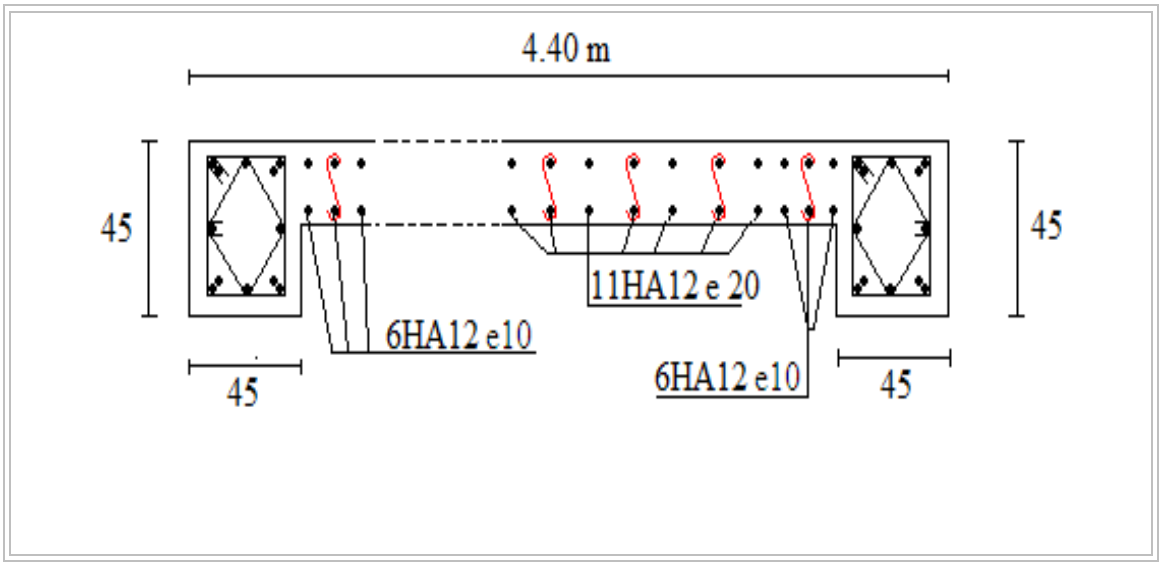


Figure V.19 : Disposition des armatures dans le voile plaine 20*440 de bloc A

V.3.BLOC B :

V.3.1.Ferraillage des poutres :

Tableau V.28. Ferraillage longitudinal des poutres principales (45*90)

	Niveau	Position	Mu (kN.m)	Combinaison	A' cm^2	A calcul (cm^2)	A choisis (cm^2)
Rive	Terrasse	Travée	644.71	1.35G+1.5Q	0	23.25	**12HA16=24.12**
		Appui	-877.02	G+Q+Ey	0	32.69	**8HA20+4HA16 =33.36**
	Etages	Travée	730.67	1.35G+1.5Q	0	26.67	**8HA20+4HA16 =33.36**
		Appui	-1019.54	G+Q+Ey	0	31.02	**8HA20+4HA16 =33.36**
	RDC	Travée	848.72	1.35G+1.5Q	0	31.50	**8HA20+4HA16 =33.36**
		Appui	-1147.90	G+Q+Ey	0	34.57	**12HA20= 37.70cm²**

Tableau V.29 : Ferraillage longitudinal des poutres secondaires (30*45)

	Niveau	Position	Mu (kN.m)	combinaison	A' (cm^2)	A calcul (cm^2)	A choisis (cm^2)
Rive	Terrasse	Travée	-64.17	0.8G- Ey	0	7.65	**3HA14=4.62**
		Appui	-88.78	G+Q+Ey	0	5.88	**3HA14+2HA12=6.88**
	Etages	Travée	105.25	1.35G+1.5Q	0	7.98	**3HA16+2HA12=8.28**
		Appui	100.88	G+Q+Ey	0	12.01	**8HA14=12.32**
	RDC	Travée	111.17	G+Q-Ex	0	8.51	**6HA14=9.24**
		Appui	-192.63	0.8G+Ex	0	4.31	**6HA16=12.06**

V.2.4 Vérification des contraintes à l'état limite de service par CBA93 :

- **Béton** : La contrainte admissible du béton est donnée par la formule :

$\sigma_b = (M_{ser} * y)/I$

$\bar{\sigma}_b = 0.6\, f_{c28}$, $\bar{\sigma}_b = 15\ Mpa$

On doit vérifier que : $\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b$

- Acier : on considère que la fissuration est préjudiciable, donc :

$$\bar{\sigma}_s = \min(\frac{2}{3} f_e\ ; 110\sqrt{n * f_{tj}}) = 202\ MPa$$

$$\sigma_s = M_{ser} * 15 * (d - y)/I$$

Et on doit vérifier que : $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$

Donc :

Pour la fissuration peu nuisible : $\sigma_b \leq [\sigma_b] = 0.6.fc28 = 15MPa$

Pour la fissuration préjudiciable: $\sigma_b \leq [\sigma_b] = 0.6.fc28 = 15MPa$ & $\sigma_s \leq [\sigma_s]$

Tableau V.30. Vérification des poutres principales

	Niveau	position	A choisis (cm^2)	A_{minCBA} = 4.05cm^2	Correction
R	Terrasse	Travée	24.12	OUI	**12HA20= 37.70cm²**
		Appui	33.36	OUI	**12HA20= 37.70cm²**
	Etages	Travée	33.36	OUI	**12HA20= 37.70cm²**
		Appui	33.36	OUI	**12HA20= 37.70cm²**
	RDC	Travée	33.36	OUI	**12HA20= 37.70cm²**
		Appui	37.70	OUI	**12HA20= 37.70cm²**

Remarque : $A_{min\ RPA}$= 36.45cm^2

Tableau V.31. Vérification des poutres secondaires

	Niveau	position	A choisis (cm^2)	A_{minCBA} = 1.35cm^2	Correction
R	Terrasse				
		Appui	6.88	OUI	**8HA14=12.32**
	Etages				
		Appui	12.32	OUI	**8HA14=12.32**
	RDC				
		Appui	12.06	OUI	**8HA14=12.32**

Remarque : $A_{min\ RPA}$=12.15cm^2

V.2.4 Vérification des contraintes à l'état limite de service par CBA93

Tableau V.32. Vérification des contraintes à l'ELS des poutres principales

	Niveau	position	Mser (kN.m)	Combi naiso	A ad (cm^2)	Σb (MPa)	σs (MPa)	σb≤[σb] σs≤[σs]
Rive	Terrasse	Travée	533.71	G+Q	24.12	10.22	110.66	CV
		Appui	-812.23	G+Q	33.36	13.93	193.78	CV
	Etages	Travée	568.51	G+Q	29.33	10.19	141.22	CV
		Appui	880.45	G+Q	32.17	14.45	200.76	CV
	RDC	Travée	657.06	G+Q	32.17	11.01	161.24	CV
		Appui	-755.64	G+Q	37.70	12.50	174.49	CV

Tableau V.33. Vérification des contraintes à l'ELS des poutres secondaires

	Niveau	position	Mser (kN.m)	Combi naiso	A ad (cm^2)	σb (MPa)	σs (MPa)	σb≤[σb] σs≤[σs]
i	Terrasse	Travée	44.46	G+Q	9.24	5.17	65.23	**CV**
		Appui	-16.00	G+Q	4.62	2.38	28.15	**CV**
	Etages	Travée	54.64	G+Q	7.70	6.76	84.05	**CV**
		Appui	-18.85	G+Q	6.16	2.52	30.73	**CV**
	RDC	Travée	54.64	G+Q	7.70	6.76	84.05	**CV**
		Appui	-18.85	G+Q	6.16	2.52	30.73	**CV**

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

La contrainte de cisaillement du béton est donnée par :

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u$$

Tableau V.34. Calcul de $\overline{\tau_u}$

	poutres de rive	poutres intermédiaires
Fissuration	**la fissuration est préjudiciable**	**la fissuration est peu nuisible**
$\overline{\tau_u}$	$\min\left[0.15\frac{f_{ci}}{\gamma_b}; 4\text{MPa}\right]$	$\min\left[0.2\frac{f_{ci}}{\gamma_b}; 5\text{MPa}\right]$
situation durable	$\overline{\tau_u}$ = 2.5 MPa	$\overline{\tau_u}$ = 3.33 MPa
Situation accidentelle	$\overline{\tau_u}$ = 3.26 MPa	$\overline{\tau_u}$ = 4.34 MPa

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.35. Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres principales

	Niveau	T_u(KN)	combinaison	τu (Mpa)	$\overline{\tau}_u$	τu≤ $\overline{\tau}_u$
Rive	Terrasse	507.18	1.35G+1.5Q	1.39	2.5	**CV**
	Etages	587.7	1.35G+1.5Q	1.61	2.5	**CV**
	RDC	676.76	1.35G+1.5Q	1.85	2.5	**CV**

Tableau V.36. Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres secondaires

	Niveau	T_u (KN)	combinaison	τu (Mpa)	$\overline{\tau}_u$ (Mpa)	τu≤ $\overline{\tau}_u$
RIVE	Terrasse	215.20	G+Q+Ey	1.76	3.26	**CV**
	Etages	234.47	1.35G+1.5Q	1.92	2.5	**CV**
	RDC	238.62	1.35G+1.5Q	1.94	2.5	**CV**

V.2.6 Calcul des armatures transversales :

RPA 99 version 2003 (Art 7.5.2.2) :

$$\begin{cases} \dfrac{A_t}{S_t} \geq 0.003 * b \\ S \leq \text{Min}\left(\dfrac{h}{4}, 12\emptyset\right) \quad \text{(zone nodale)} \\ S` \leq \dfrac{h}{2} \quad \text{(zone courante)} \end{cases}$$

D'après CBA 93 $\begin{cases} S_t = Min(0{,}9d; 40cm) \\ \dfrac{A_t}{bS_t} \geq \dfrac{\tau_u - 0{,}3 f_{t28} K}{0{,}8 f_e} \quad (K = 1 : Pas\ de\ reprise\ de\ bétonnage) \\ \dfrac{A_t f_e}{bS_t} \geq Max\left(\dfrac{\tau_u}{2}; 0{,}4MPa\right) \end{cases}$

Les valeurs des sections d'armatures transversales (At) ainsi que leur espacement (St) pour chaque poutre sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.37. Calcul d'armatures transversales ainsi leur espacement

		CBA 93		RPA 99			St adopte (cm)		
Section	**τu (MPa)**	**St (cm)**	**At cm²**	**S(ZN) (cm)**	**S'(ZC) (cm)**	**At (cm²)**	**S(ZN) (cm)**	**S'(ZC) (cm)**	**At choisie (cm²)**
45X90 PP	1.5	40	2.01	22.5	45	6.07	10	20	4T8
30X45 PS	1.83	38.25	2.01	11.25	22.5	2.02	10	20	4T8

V.2.7 Vérification de la flèche :

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. $\frac{A}{b*d} \geq \frac{4.2}{f_e}$

Avec : $Mt = K*M_0$

K :est un coefficient réducteur ($0.75 \leq K \leq 0.85$) , on prend K = 0.75

Tableau V.38. Vérification de la flèche des poutres

	1ere condition			2eme condition			3eme condition		
	$\frac{h}{L}$	$\frac{1}{16}$	$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$	$\frac{h}{L}$	$\frac{M_t}{10M_0}$	$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0}$	$\frac{A_t}{bd}$	$\frac{4.2}{fe}$	$\frac{A}{bd} \leq \frac{4.2}{fe}$
P.P 45*90	0.078	0.062	CV	0.078	0.075	CV	0.0005	0.0105	OUI
P.S 30*45	0.076	0.062	CV	0.076	0.074	CV	0.0005	0.0105	OUI

Toutes les conditions sont vérifiées donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

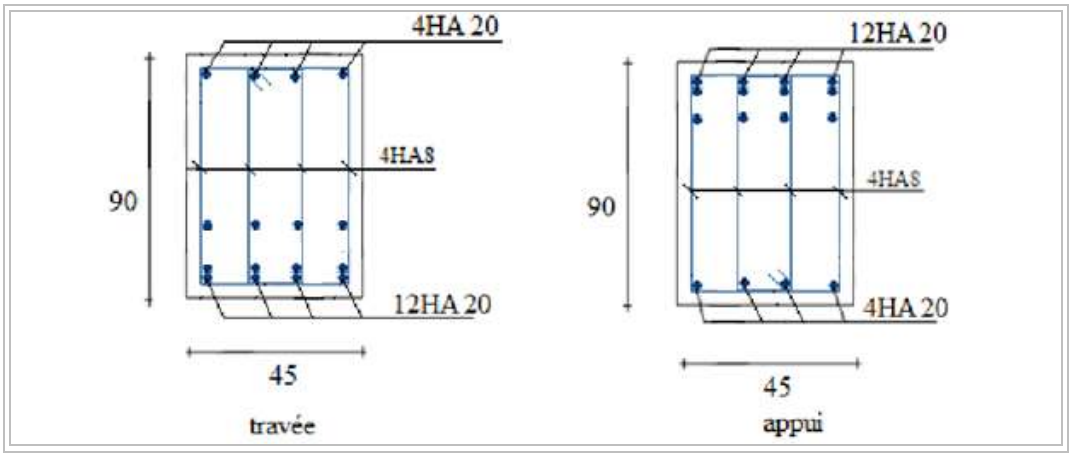


Figure V.20. Disposition des armatures des poutres principales pour tous les étages de bloc B

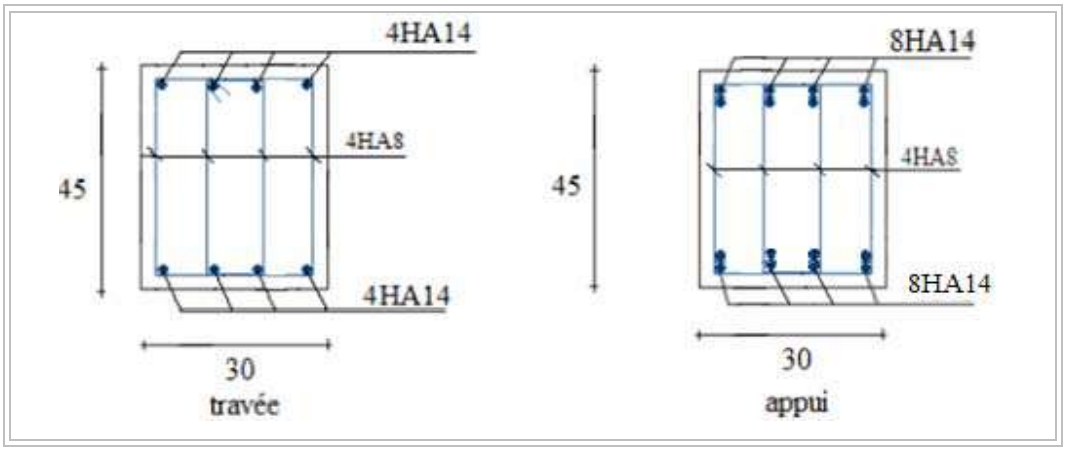


Figure V.21. Disposition des armatures des poutres secondaires pour tous les étages de bloc B

V.3.2. Ferraillage du poteau :

Tableau V.39. Calcul des ferraillages des poteaux a l'ELU

	cas	N KN	M KN.m	Comb	A_{cal}	Amin (CBA) B/1000	Ax,y choisi (cm^2)
R 45*905 EME	N_{max} M_{corr}	587.09	134.02	1.35G+1.5Q	**13.21**	**1.22**	**12HA20= 37.70**
	M_{max} N_{corr}	177.26	250.04	G+Q+Ey	**7.22**		
	N_{min} M_{corr}	152.74	70.14	0.8G+Ey	**9.27**		
R 45*904 EME	N_{max} M_{corr}	820.52	184.61	1.35G+1.5Q	**10.77**	**1.22**	**12HA20= 37.70**
	M_{max} N_{corr}	224.24	44.86	G+Q+Ey	**15.08**		
	N_{min} M_{corr}	437.52	18.44	0.8G+Ex	**14.25**		
R 45*903 EME	N_{max} M_{corr}	1188.17	149.59	1.35G+1.5Q	**12.05**	**1.6**	**12HA20= 37.70**
	M_{max} N_{corr}	180.18	87.29	G+Q+Ey	**10.48**		
	N_{min} M_{corr}	562.05	134.52	0.8G+Ey	**15.08**		
R 45*902 EME	N_{max} M_{corr}	1456.28	357.25	1.35G+1.5Q	**13.58**	**1.6**	**12HA20= 37.70**
	M_{max} N_{corr}	403,67	76,9	G+Q+Ey	**5.65**		
	N_{min} M_{corr}	107,87	57,98	0.8G+Ex	**4.25**		
R 45*901ER	N_{max} M_{corr}	2251.35	840.18	1.35G+1.5Q	**15.5**	**2.02**	**12HA20= 37.70**
	M_{max} N_{corr}	992.03	118.81	G+Q+Ey	**10.8**		
	N_{min} M_{corr}	279.70	826.31	0.8G+Ey	**10.8**		
R 45*90 RDC	N_{max} M_{corr}	4894.21	248.30	1.35G+1.5Q	**14.6**	**2.02**	**12HA20= 37.70**
	M_{max} N_{corr}	500	9.92	0.8G+Ey	**10.8**		
	N_{min} M_{corr}	244.38	40.16	0.8G+Ex	**10.8**		

Remarque : A_{min} RPA = 36.45 cm^2

V.3.2.1. Vérification des contraintes à l'ELS par CBA93 :

Tableau V.40. Vérification à l'E.L.S

[σb]=15MPa

[σs]=202 MPa

Section	Nser (kn)	My (kn.m)	situation	A (cm^2)	Fissur	σb (MPa)	σs (MPa)	σb≤ [$\bar{\sigma}$b]	σs ≤ [$\bar{\sigma}s$]
Rive 45x90	230.85	17.08	G+Q	12.32	Préju	2.5	11.8	oui	Oui
Rive 45x90	348.79	9.45	G+Q	12.32	Préju	3.7	33.5	oui	-
Rive 45x90	645.71	16.24	G+Q	16.08	Préju	4.5	24.32	oui	Oui
Rive 45x90	709.78	12.78	G+Q	16.08	Préju	4.9	28.62	oui	-
Rive 45x90	985.83	16.96	G+Q	18.47	Préju	6.1	40.45	oui	Oui
Rive 45x90	1889.56	806.86	G+Q	16.00	Préju	9.2	51	oui	-

Tableau V.41. Choix des armatures transversales est leur espacement

Niveau	**Section**	**Zone**	**St (cm)**	**A_{tmin}**	**$A_{tchoisie}$ cm^2**
RDC+étage	**45*90**	zone nodale	10	0.65	6T8 = 3.02
		Zone courante	15	0.30	

Tableau V.42. Vérification des contraintes de cisaillement dans les poteaux

Niv	Diam cm	$T_{u\ max}$ KN	τ_u MPa	λ	ρ_d	$\tau_{b\ adm}$ MPa	$\tau_{u\ adm}$ MPa	$\tau_u < \tau_{b\ adm}$	$\tau_u < \tau_{u\ adm}$
5	**45x 90**	43.45	0.37	24.52	0.075	1.875	3.26	CV	CV
4	**45 x 90**	25.59	0.23	36.66	0.075	1.875	3.26	CV	CV
3	**45x 90**	15.73	0.11	36.66	0.075	1.875	3.26	CV	CV
2	**45 x 90**	12.36	0.105	16.66	0.075	1.875	3.26	CV	CV
1	**45x 90**	9.98	0.05	16.66	0.075	1.875	3.26	CV	CV
RDC	**45 x 90**	10.77	0.07	16.66	0.075	1.875	3.26	CV	CV

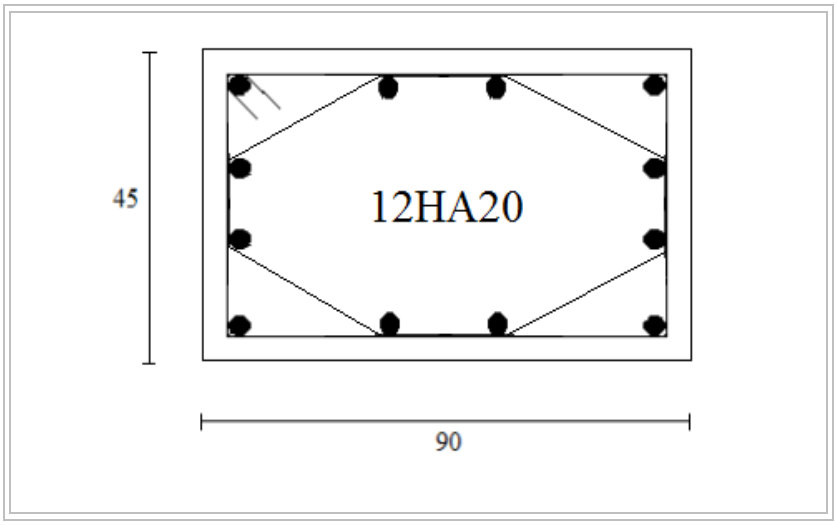


Figure .V.22. Ferraillage des poteaux de tous les étages de bloc B

V.4. Le voile plein :

V.4.1. Les armatures verticales :

- Détermination des armatures de résistance :

Les résultats du calcul des armatures de résistance sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.43.calcul les armatures verticales de voile plaine 22x150

niveau	voile	S	N	M	situ	A1 (cm²)	A2 (cm²)	Amin RPA	Amin CBA	choix
RDC	V1, V2	22*150	304.03	532.28	G+Q-Ex	13.0	13.00	4.95	3.3	**2x(11HA14= 16.93)**
1ere	V1, V2	22*150	114.73	850.36	G+Q-Ey	11.9	11.9	4.95	3.3	**2x(11HA14= 16.93)**
2eme	V1, V2	22*150	106.69	696.71	G+Q-Ey	11.8	11.8	4.95	3.3	**2x(11HA14= 16.93)**
3eme	V1, V2	22*150	100.71	177.94	G+Q-Ex	6.9	6.9	4.95	3.3	**2x(11HA14= 16.93)**
4eme	V1, V2	22*150	97.66	145.69	G+Q+Ex	6.9	6.9	4.95	3.3	**2x(11HA14= 16.93)**
5eme	V1, V2	22*150	57.11	46.23	G+Q+Ex	6.9	6.9	4.95	3.3	**2x(11HA14= 16.93)**

V.4.1.1.1 Vérification à E.L.S :

Il faut vérifier :

- Pour la fissuration peu nuisible : $\sigma_b \leq [\sigma_b]=0.6.f_{c28}=15MPa$
- Pour la fissuration préjudiciable: $\sigma_b \leq [\sigma_b]=0.6.f_{c28}=15MPa$

Et $\sigma_s \leq [\sigma_s]=202MPa$

Les résultats de vérification seront représentés dans le tableau suivant :

Tableau V.44. Vérification des armatures a ELS des voiles

Niveau	L(m)	S	N	M	A1 (cm^2)	A2 (cm^2)	σ_b MPa	σ_s MPa	$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 15$ MPa	$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = 202$ MPa
RDC	1.5	22*150	657.99	57.80	9.2	9.2	2.4	35.8	Oui	Oui
1ere	1.5	22*150	534.62	47.56	6.9	6.9	2.1	31.5	Oui	Oui
2eme	1.5	22*150	428.07	47.82	6.9	6.9	1.7	25.5	Oui	Oui
3eme	1.5	22*150	309.70	39.61	6.9	6.9	1.3	19.2	Oui	Oui
4eme	1.5	22*150	202.56	37.06	7.4	7.4	1	14.1	Oui	Oui
5éme	1.5	22*150	139.28	64.98	6.9	6.9	1.1	15.7	Oui	Oui

V.4.1.2 Calcul des armateurs horizontaux:

$\tau b \leq \bar{\tau} b = 0.2\ f_{c28}$ [ART RPA]**7.7.2. - contraintes limites de cisaillement**

Ou : $\tau_b = \frac{\bar{V}}{b_0 d}$ avec $\bar{V} = 1.4 V_{calculé}$

b_0 : épaisseur du linteau ou du voile

d : hauteur utile = 0.9h

h : hauteur totale de la section brute

$\phi t \leq \frac{1}{10} . a$ $\phi t = 1$ cm

$S_h \leq \frac{A * h}{0.003}$

$S_h \leq \min(1.5a; 30)$ ►► [Art 7.7.4.3] ◄◄

Comme At est connue, alors: $At = 1.at = 2\ \pi \phi t^2/4 = 1.00\ cm^2$

H= 495 cm, S_t = 20 cm. On an 26 barres horizontales pour RDC

H=374 cm, S_t = 20 cm. On an 20 barres horizontales pour les étages courants

Donc ; A_t = 20.42 cm^2 = 26HA10 (RDC)

A_t = 15.71 cm^2 = 20HA10 (étages courants)

Tableau V.45.calcul des armateurs horizontaux

niveau	E Cm	H cm	V_u KN	τ_u MPa	$\bar{\tau}_u$ MPa	Vérification	$\emptyset_h$ cm	S_h cm	A_{minRPA} 0.2 %*h*e	choix	A final
RDC	22	495	1504.84	2.15	5	Oui	1	20	21.78	20HA10	20.42
1ére	22	374	817.29	3.40	5	Oui	1	20	16.46	20HA10	15.71
2éme	22	374	696.71	2.89	5	Oui	1	20	16.46	20HA10	15.71
3éme	22	374	528.21	2.19	5	Oui	1	20	16.46	20HA10	15.71
4éme	22	374	359.61	1.49	5	Oui	1	20	16.46	20HA10	15.71
5éme	22	3.74	336.73	1.4	5	Oui	1	20	16.46	20HA10	15.71

V.4.2.Les voiles avec ouvertures :

V.4.2.a. le voile avec ouverture L=5.92m

a.les trumeaux

- **Las armateurs verticales**

Et on doit vérifier que : $\begin{cases} S_t \leq Min[0.9d\ , 40cm] \\ S_t \leq min(1.5a\ , 30cm) RPA\ [\ ART7.7.4.3] \end{cases}$

Tableau V.46. Calcul les armatures verticales d'épaisseur 22cm, L=1.8m

niveau	S	N	M	Type	*Acal*	*Amin RPA* 0.2%*b*e	*Amin CBA* B/1000	S_v	$S_{v/2}$	choix
RDC	22*181	742.74	520.12	G+Q+Ex	16.7	7.96	10.89	20	10	**2x(12HA12 = 13.57)**
1ere	22*181	454.22	764.27	G+Q-Ex	16.5	7.96	8.22	20	10	**2x(12HA12 = 13.57)**
2eme	22*181	209.78	406.25	G+Q+Ey	9.2	7.96	8.22	20	10	**2x(12HA12 = 13.57)**
3eme	22*181	176.61	133.98	G+Q-Ey	8.1	7.96	8.22	20	10	**2x(12HA12 = 13.57)**
4eme	22*181	217.65	228.35	G+Q+Ex	8.1	7.96	8.22	20	10	**2x(12HA12 = 13.57)**
5éme	22*181	210.89	497.91	G+Q+Ex	8.1	7.96	8.22	20	10	**2x(12HA12 = 13.57)**

V.4.2.1 Vérification à E.L.S

Tableau V.47. Vérification des armatures a ELS des voiles

Niveau	voile	S	N_{ser}	Mser	*Aadop*	σ_b MPa	σ_s MPa	$\sigma_b \leq \overline{\sigma}_b$ = 15 MPa	$\sigma_s \leq \overline{\sigma}_s$ = 202 MPa
RDC	$V_{1.2}$	22*181	270.98	87.82	7.92	1.3	19	Oui	Oui
1ere	$V_{1.2}$	22*181	298.76	79.92	7.92	1.3	18.9	Oui	Oui
2eme	$V_{1.2.}$	22*181	74.85	106.82	7.92	0.6	13.7	Oui	Oui
3eme	$V_{1.2}$	22*181	109.24	9.39	7.92	0.5	4.9	Oui	Oui
4eme	$V_{1.2}$	22*181	69.30	21.05	7.92	0.3	4.6	Oui	Oui
5éme	$V_{1.2}$	22*181	30.18	5.05	7.92	0.2	1.6	Oui	Oui

- **Las armateurs horizontaux**

- $T_b \leq \tau_b = 0.2\ f_{c28}$[ART RPA]**7.7.2. - contraintes limites de cisaillement**

- ou : $\tau_b = \frac{\bar{V}}{b_0 d}$ avec $\bar{V} = 1.4V_{calculé}$

- b_0 : épaisseur du linteau ou du voile
- d : hauteur utile = 0.9h
- h : hauteur totale de la section brute

- $\phi t \leq \frac{1}{10}.a$ ϕt =1 cm

- $S_h \leq \frac{A*h}{0.003}$

$S_h \leq$ min (1.5a; 30) ►► [Art 7.7.4.3] ◄

Comme At est connue, alors: At=1.at =2 $\pi\phi t^2/4$ = 1.00 cm^2

H= 495 cm, S_t = 20 cm. On an 26 barres horizontales pour RDC

H=374 cm , S_t = 20 cm. On an 20 barres horizontales pour les étages courants

Donc ; A_t = 20.42 cm^2 = 26HA10 (RDC)

A_t = 15.71 cm^2 = 20HA10 (étages courants)

Tableau V.48. Calcul les armateurs horizontaux

niveau	voile	Ecm	H cm	Vu Kn	τ_u MPa	$\bar{\tau}_u$ MPa	Vérifi	$\emptyset_h$ cm	Sh cm	$AminRPA$ 0.15 *h*e	choix	A final
RDC	$V_{1.2}$	22	495	1210.56	1.23	5	Oui	1	20	16.33	**2*(26HA10)**	20.42
1ére	$V_{1.2}$	22	374	1197.68	1.61	5	Oui	1	20	12.34	**2*(20HA10)**	15.71
2éme	$V_{1.2.}$	22	374	1153.13	1.55	5	Oui	1	20	12.34	**2*(20HA10)**	15.71
3éme	$V_{1.2}$	22	374	1035.35	1.39	5	Oui	1	20	12.34	**2*(20HA10)**	15.71
4éme	$V_{1.2}$	22	374	851.87	1.15	5	Oui	1	20	12.34	**2*(20HA10)**	15.71
5éme	$V_{1.2}$	22	374	557.07	0.75	5	Oui	1	20	12.34	**2*(20HA10)**	15.71

b.les linteaux

Les voiles avec files d'ouvertures sont constitués par des trumeaux reliés entre eux par des poutres de couplages "linteaux".

Ces éléments seront étudiés comme des poutres bi encastrées dans les trumeaux.

➢ Recommandations réglementaires

❖ Selon le CBA 93

Même conditions que pour les poutres.

❖ Selon le RPA 99

✓ Contrainte limite de cisaillement: $\tau_b \leq \overline{\tau}_b = 0.2 f_{c28}$ [3]

Ou: $\tau_b = \frac{\overline{V_u}}{b_0 * d}$ avec $\overline{V_u} = 1.4 V_u$

b_0: épaisseur du linteau.

d: hauteur utile.

V_u: effort tranchant ultime.

✓ Ferraillage: on devra disposer:

- Des aciers longitudinaux de flexion: A_l
- Des aciers transversaux: A_t
- Des aciers en partie courante: A_c

1. Premiers cas ($\tau_b \leq 0.06 f_{28}$)

- **Aciers longitudinaux**

Les aciers longitudinaux inférieurs et supérieurs sont calculés par la formule:

$$A_l \geq \frac{M}{f_e . Z} \text{ Avec } \quad Z = h - 2d' \textbf{ [3]}$$

M: moment du à l'effort tranchant.

h: hauteur totale du linteau.

d: distance d'enrobage.

- **Aciers transversaux:**

On distingue deux cas:

$\lambda>1$ (Linteau longe)

$\lambda<1$ (Linteau court)

$$\lambda = \frac{L}{H}$$

a. linteau long ($\lambda>1$)

On à: $S_t \leq A_t f_e \frac{Z}{T}$ [3]

S_t: espacement entre les armatures transversales.

A_t: section d'armatures transversales.

L: portée du linteau.

$Z = h - 2\,d'$

b. linteau court ($\lambda<1$)

On doit avoir: $S_t \leq \frac{A_t f_e L}{T + A_t f_e}$ [3]

$$T = \min(V_1, V_2)\ ;\ V_1 = \frac{M_{ci} + M_{cj}}{L_{ij}}\ ;\ V_2 = 2Vu$$

M_{ci} , M_{cj}: moments résistants ultimes des sections d'about à gauche et à droite du linteau de portée "L_{ij}", On les calcul comme suit: $M_c = A_l \cdot f_e . Z$ avec $Z = h - 2d'$

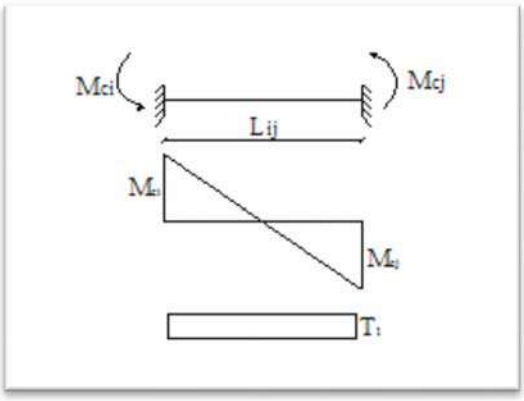


Figure V.23.Moments et efforts tranchants dans les linteaux.

2. Deuxième cas (τ_b> 0.06f_{28})

Dans ce cas, il y à lieu de disposer le ferraillage longitudinal, transversal, et en zone courante suivant les minimums réglementaires, les efforts (M et T) sont repris suivant des bielles diagonales " A_D " à disposer obligatoirement.

Le calcul de ces armatures se fait suivant la formule:

$$A_D = \frac{V}{2\sin\alpha . f_e} \text{ avec: } \operatorname{tg}\alpha = \frac{(h-2d)}{L} \quad [3]$$

$V = V_u$ (sans majoration)

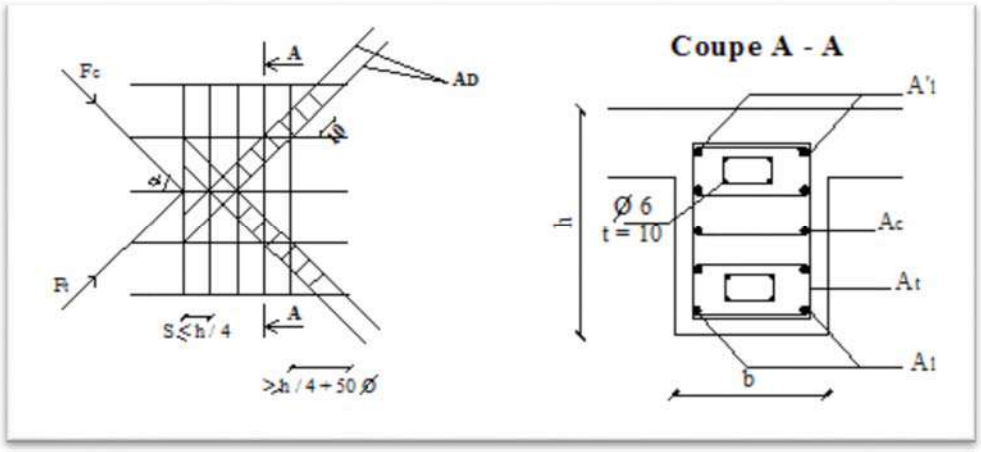


Figure V.24.Armatures du linteau selon le RPA 99

- **Ferraillage minimal**

❖ **Selon le RPA 9**

on a:

-Armatures longitudinales : $A_l, A_l^{'} \geq 0.15\% \cdot b \cdot h$

-Armatures transversales : $\begin{cases} A_t \geq 0.15\,\% \cdot b \cdot S_t & \text{Si } \tau_b \leq 0.025 \cdot f_{c28} \\ A_t \geq 0.25\,\% \cdot b \cdot S_t & \text{Si } \tau_b > 0.025 \cdot f_{c28} \end{cases}$

-Armatures de diagonales $\begin{cases} A_D \geq 0.15\% \cdot b \cdot h & \text{Si } \tau_b > 0.06 \cdot f_{c28} \\ A_D = 0 & \text{Si } \tau_b \leq 0.06 \cdot f_{c28} \end{cases}$

-Armatures de peau :

Les armatures longitudinales intermédiaires ou de peau A_c (2 nappes) doivent être au total d'un minimum égal à 0.20% de la section de linteau.

➢ **Calcule de ferraillage**

- **Les armateurs longitudinaux**

Tableau V.49. Calcul les armatures longitudinales

	h (cm)	e (cm)	L (cm)	T kN	τ Mpa	τ≥0.06xfc28	S_t cm	A_l ,$A_l^{'}$ (cm^2)	A choisi cm^2
RDC / 1ere	198	22	230	864.69	3.08	Traction / compression	20	6.53	12HA10= 9.42
1 ere / 2 eme	198	22	230	855.49	3.05	Traction / compression	20	6.53	12HA10= 9.42
2 eme / 3eme	198	22	230	823.67	2.94	Traction / compression	20	6.53	12HA10= 9.42
3 eme / 4eme	198	22	230	739.54	2.64	Traction / compression	20	6.53	12HA10= 9.42
4 émet/ 5éme	198	22	230	608.47	2.17	Traction / compression	20	6.53	12HA10= 9.42

- **Les armateurs diagonales**

Tableau V.50. Calcul les armatures diagonales

	$A_{CAL}(cm^2)$	A choix	$A_t(cm^2)$	α	A_D	A choix
Choix	8.71	8HA12= 9.05	2	39.85	16.86	15HA12 =16.96

V.4.2.b. le voile avec ouverture L=4.0m

a.les trumeaux

- **Las armateurs verticales**

Et on doit vérifier que : $\begin{cases} S_t \leq Min[0.9d\ ,40cm] \\ S_t \leq min(1.5a\ ,30cm) RPA\ [\ ART7.7.4.3] \end{cases}$

Tableau V.51. Calcul les armatures verticales d'épaisseur 22cm, L=1.8m

niveau	S	N	M	type	*Acal*	*Amin RPA* 0.2%*b*e	*Amin CBA* B/1000	S_v	$S_{v/2}$	choix
RDC	22*85	128.8	47.0	G+Q+Ex	8.6	3.74	10.89	20	10	2x(12HA12 = 13.57)

V.4.2.1 Vérification à E.L.S

Tableau V.52. Vérification des armatures a ELS des voiles

Niveau	voile	S	N_{ser}	Mser	*Aadop*	σ_b MPa	σ_s MPa	$\sigma_b \leq \overline{\sigma}_b$ = 15 MPa	$\sigma_s \leq \overline{\sigma}_s$ = 202 MPa
RDC	$V_{1.2}$	22*85	89.92	6.28	7.92	0.7	9.6	oui	oui

Tableau V.53. Calcul les armateurs horizontaux

niveau	voile	E cm	H cm	Vu (Kn)	τ_u MPa	$\overline{\tau}_u$ MPa	Vérifi	$\emptyset_h$ cm	Sh cm	*AminRPA* 0.15 *h*e	choix	A final
RDC	$V_{1.2}$	22	495	790.0	1.12	5	oui	1	20	16.33	2*(26HA10)	20.42

b.les linteaux

- **Les armateurs longitudinaux**

Tableau V.54. Calcul les armatures longitudinales

	h (cm)	e (cm)	L (cm)	T kN	τ Mpa	τ≥0.06xfc28	S_t cm	A_l ,A_l' (cm^2)	A_{choisi} cm^2
RDC / 1ere	108	22	230	754.26	4.92	Traction / compression	20	3.56	6HA10= 4.71

- **Les armateurs diagonales**

Tableau V.55. Calcul les armatures diagonales

	$A_{CAL}(cm^2)$	A_{choix}	$A_t(cm^2)$	α	A_D	A_{choix}
Choix	4.75	6HA12 =6.76	2	23.91	16.61	15HA12 =16.96

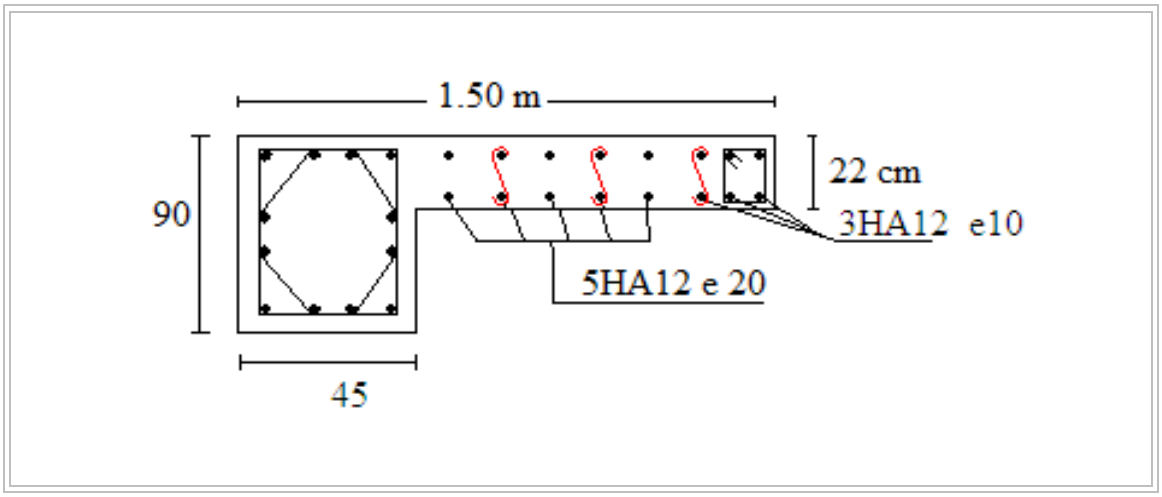


Figure V.25. Disposition des armatures dans le voile plaine 22*150

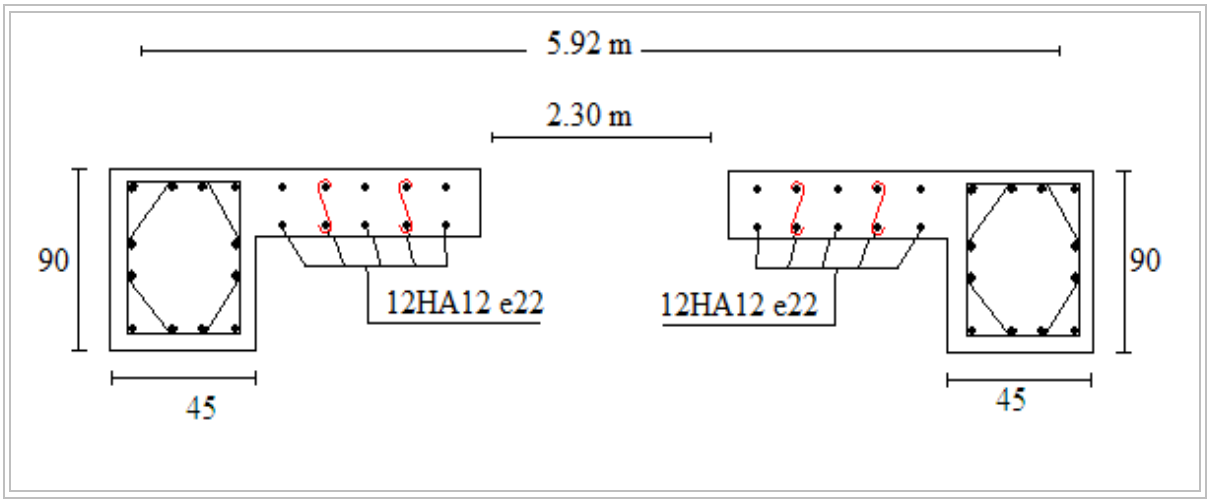


Figure V.26. Disposition des armatures dans le voile avec ouverture1 ;L=5.92m de bloc B

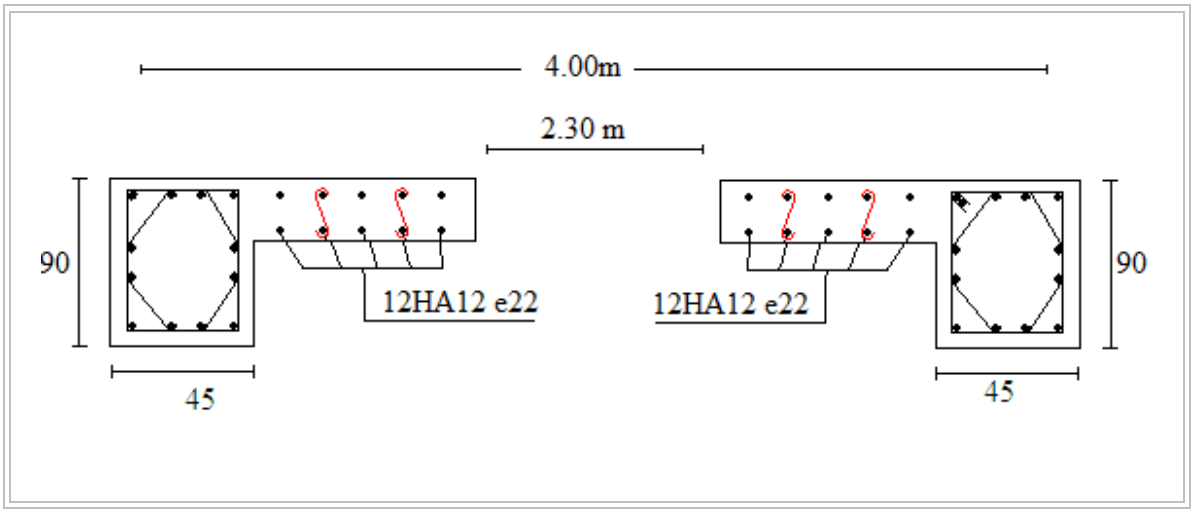


Figure V.26 Disposition des armatures dans le voile avec ouverture2 ;L=4m de bloc B

VI.1. Introduction

Une fondation est un ouvrage de transmission des charges de la superstructure au sol, elle ne peut être calculée que si l'on connaît la superstructure et ses charges, d'une part et les caractéristiques du sol d'autre part.
La répartition des contraintes dans le sol est supposée être généralement linéaire (uniforme, trapézoïdale ou triangulaire).
Les fondations doivent assurer deux fonctions essentielles :

- Reprendre les charges et les surcharges supportées par la structure ;
- Transmettre les charges et les surcharges au sol dans de bonnes conditions, de façon à assurer la stabilité de l'ouvrage.

Le dimensionnement de la fondation doit être compatible avec la capacité portante admissible du sol.

VI.2. Type de la fondation

Pour les fondations on distingue : les fondations superficielles (semelles isolées, semelles filantes, radiers, etc.….) les fondations peu profondes (puits), et les fondations profondes (pieux). On dispose dans la pratique d'une grande diversité de fondations parmi les quelles on devra faire notre choix en tenant compte de plusieurs facteurs comme l'hétérogénéité du sol, les mouvements de nappe phréatique, la diversité des modes d'exécution, l'influence des bâtiments déjà existants sur le sol sous–jacent qui contribuent à la complexité des problèmes de fondations. La solution doit vérifier deux conditions :

- Le coefficient de sécurité vis-à-vis de rupture doit être suffisant ; le calcul des fondations est un calcul à la rupture ;
- Les tassements doivent être admissibles pour ne pas endommager le bâtiment ;
- Les tassements différentiels sont la cause la plus fréquente d'incident pour la structure. Un même tassement différentiel aura des conséquences plus ou moins graves selon la nature de la construction, d'autre part le tassement dépend de la rigidité de la construction qui intervient sur la répartition des efforts au niveau de la fondation.

VI.3. Connaissance du site et du sol

Pour projeter correctement une fondation, il est nécessaire d'avoir une bonne connaissance de l'état des lieux au voisinage de la construction à édifier ; en plus, il est surtout indispensable d'avoir des renseignements assez précis que possible sur les caractéristiques géotechniques des différentes couches qui constituant le terrain de fondation, afin de justifier le type de fondations adopté.

- **Caractéristiques physiques et mécaniques du sol :**
  - **Nature de la couche de fondation :**

Nos investigations géotechniques nous permettent d'attribuer au terrain prévu pour le projet en question, une couche de fondation de nature sableuse, de couleur jaunâtre à sablo argileuse de couleur jaunâtre.

Le sol et de faible humidité.

  - **Fondation des ouvrages :**

La résistance minimale à la pénétration est de 40bar

Le taux de travail admissible est de 1.60bar

Le taux de travail retenu est 1.50bar

La profondeur d'ancrage est de 2.00m

  - **Stabilité du site :**

Les investigations géotechniques n'ont décelé aucun signe défavorable concernant la stabilité majeure du terrain.

Aucun niveau d'eau n'a été repéré jusqu'à la profondeur atteinte.

VI.4. Choix du type de fondation

Le choix du type de fondation dépend de :

- Type d'ouvrage à construire ;
- La nature et l'homogénéité du bon sol ;
- La capacité portante du terrain de fondation ;
- L'exigence économique ;
- La facilité de réalisation ;
- La distance entre axes des poteaux.

Vue la présence des voiles et le rapprochement des poteaux, les semelles seront de 4 natures :

- Semelles isolées ;
- Semelles filantes sous voiles ;
- Semelles filantes sous poteaux ;

Bloc A

Le schéma suivant montre la disposition initiale des semelles :

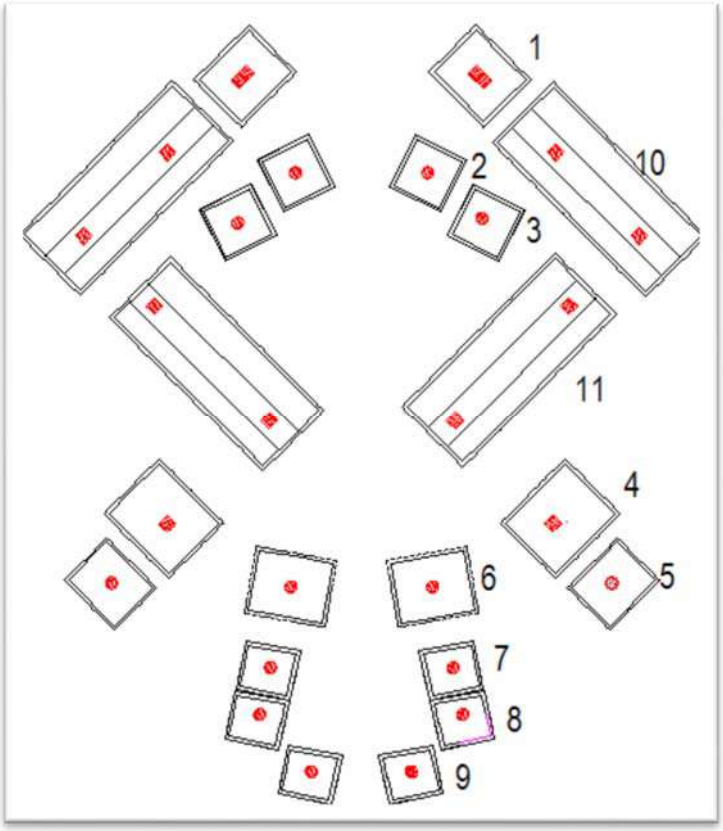


Figure VI.1.Représentation initiale des semelles

VI.4.1. Calcul des semelles isolées:

VI.4. 1.1.Dimensionnement des semelles isolées:

N_{ser}=489,86 KN

M_{ser}= 2.73 KN.m.

L'excentricité de la résultante des efforts est :

$$e_0 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = 0.0055 \text{ m}$$

Avec : $6.e_0 = 0.0126\ m < B$ (répartition trapézoïdale).

Pour avoir une fondation stable avec une répartition trapézoïdale de la charge du sol, on doit vérifier :

$\sigma_m \leq \sigma_{sol}$

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_2 + \sigma_1}{4} = \left(1 + 3\frac{e_0}{B}\right)\frac{N}{B^2} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow \sigma_{sol} B^3 - NB - 3e_0 N \geq 0 .$$

Où : $\sigma_1 = \left(1 - 6\frac{e_0}{B}\right)\frac{N}{B^2}$; $\sigma_2 = \left(1 + 6\frac{e_0}{B}\right)\frac{N}{B^2}$.

AN: $150B^3 - 489.86B - 8.08 \geq 0 \Rightarrow B = 1.65m$, donc, on prend : **B= 2.00 m**

Tableau VI.1. Dimensionnement des semelles isolées S1, S2, à l'ELS et l'ELU

	N_s (kN)	M_{XS} (kN.m)	B (m)	h (cm)	d (cm)	e_0 (cm)	B/6
S1	414.25	1.35	1 .60	35	25	0.0032	0.26
S2	489.86	2.73	2.00	35	30	0.0055	0.33
	Nu(KN)	M_{Xu}	B (m)	h (cm)	d (cm)	e_0 (cm)	B/6
S1	746.03	3.06	2.50	35	30	0.0041	0.41
S2	872.35	4,66	2.50	35	30	0.0053	0.41

VI.4.1.2. Vérification des contraintes de semelle isolée S1 a L'ELS

Tableau VI.2. : Vérification des contraintes de semelle isoléeS1 a L'ELS

Effort	**N1**				
	746.03				746.03
SEMELLE	B	A	h	ρ	
	2.50	2.50	0.35	25	1.50
A.Poteau	B	a	D	ρ	
	0.45	0.45	0.9	25	0.81
Remblai	B	A	D	ρ_{sol}	17.919
	2.50	2.50	0.9	18	4.50
				SOMME	752.84
				σ_{Calcul}	0.056

$\sigma_m \leq \sigma_{sol}$ $\leftrightarrow 0.05 < 0.15$

VI.4.1.3. Vérification des contraintes de semelle isolée S2 a L'ELS

Tableau VI.3. : Vérification des contraintes de semelle isoléeS2 a L'ELS

effort	**N1**				
	872.35				872.35
SEMELLE	B	A	H	ρ	
	2.50	2.50	0.35	25	1.5
A.Poteau	B	a	D	ρ	
	0.45	0.45	0.90	25	0.81
remblai	B	A	D	ρ_{sol}	
	2.50	2.50	0.9	18.1	4.50
				SOMME	879.16
				σ_{Calcul}	0.071

$\sigma_m \leq \sigma_{sol}$ $\leftrightarrow 0.07 < 0.15$

D'après le tableau ci-dessus, on adopte le pré dimensionnement de la semelle

Pour les semelles S1

- B= 2.50 m B= 2.50 m
- A= 2.50 m A= 2.50m

Hauteur utile : $d_b \geq \frac{(B-b)}{4} = 51.25\,cm$;

On prend: d=55cm

Hauteur totale : h = d + c Hauteur totale : h = d + c

$\Rightarrow$**h =60cm**

VI.4. 1.4 .Vérification du chevauchement entre les semelles:

I) Notion des bulbes de pression:

La charge d'une semelle se diffuse dans le sol entrainent des pressions dans les couches sous-jacentes jusqu'à une certaine profondeur (variable suivant le type de fondation),

Si on trace les courbes d'égale pression on obtient un bulbe des pressions, ce qui permet de savoir quelles couches de sol sont touchées par ces pressions.

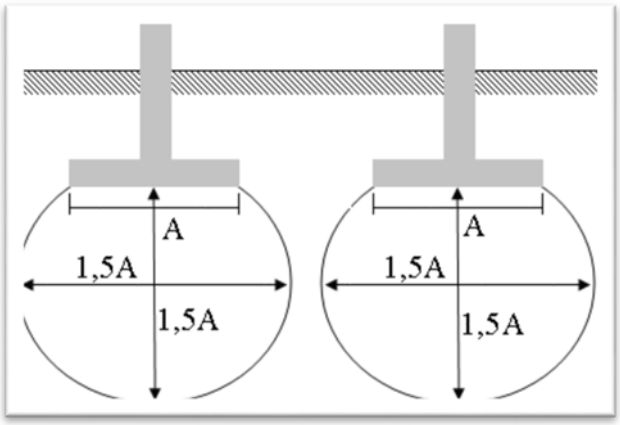


Fig.VI.2: Les bulles de pression

Tableau VI.4: vérification de chevauchement des semelles

semelle	L=	C1	C2	(C1+C2)/2*1.5	L>
S1-S2	3.37	2.50	2.50	3.75	C.N.V

Lorsqu'il y'a deux fondations voisines, leurs bulbes de pression peuvent se chevaucher et la partie du sol située entre les deux fondations supportera plus que s'il y'avait une seule fondation, cette interférence entre bulbes de pression peut causer un tassement plus important entre les deux fondations que sous chaque une des fondations, ainsi que les semelles très chargées auront un bulbe beaucoup plus profond que les autres, le tassement sera plus important que le simple rapport charge/périmètre.
Pour cela on doit procéder aux vérifications suivantes:

Chevauchement entre semelles isolées: $L \geq \frac{c_1+c_2}{2}$x1.5

Chevauchement entre semelles filantes: $L \geq \frac{c_1+c_2}{2}$x2

Ou

L: distance entre deux semelles

C: largeur de la semelle

- **Conclusion :**

D'après ces résultats, on remarque qu'il y a 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. SF2

-Semelles filantes sous voiles. SF1 ; SF3

VI.4.2. Calcul des semelles filantes :

Les dimensions des semelles sont déterminées en fonction des conditions ci-dessous :

- Limitation des contraintes du sol et des tassements différentiels sous semelles ;
- Transmission correcte des efforts par bielles obliques de compression du béton ;
- Bon enrobage des armatures ;
- Non poinçonnement ;

VI.4.2.1. Semelles filantes sous poteaux:

La semelle filante sous deux poteaux comporte 2 éléments, on distingue : la semelle et la poutre de libage.

- La semelle travaille transversalement, et supporte l'effort normal et le moment transversal provenant du poteau.
- La poutre de libage travaille longitudinalement et support les efforts normaux provenant du poteau, elle travaille comme une poutre continue (renversée), en flexion simple.

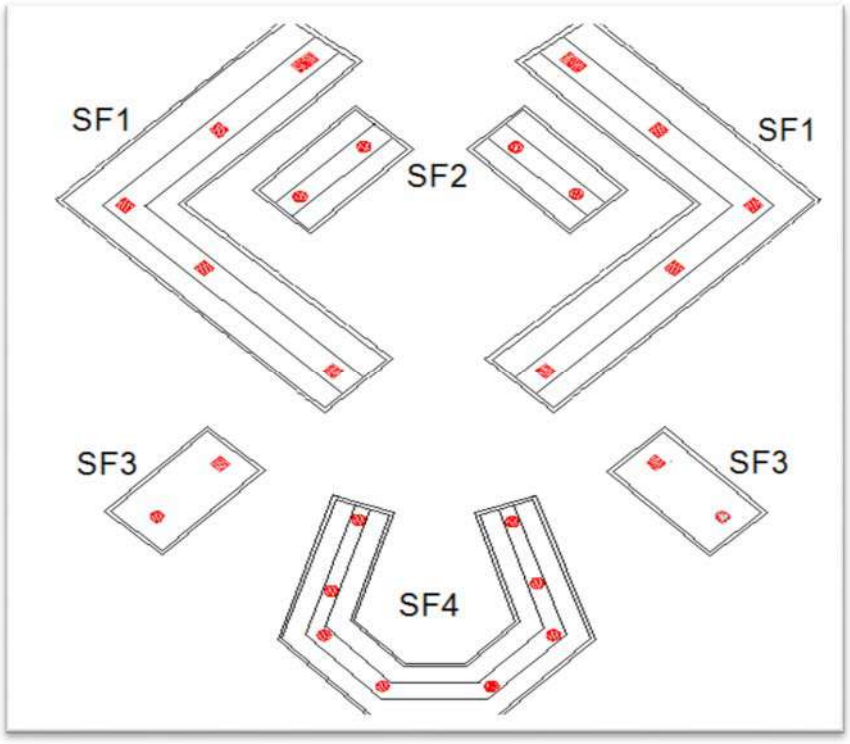


Figure VI.3. Représentation des semelles filante

VI.4.2.2. Dimensionnement des semelles filantes sous poteaux :

N_{ser}=497.51 KN

M_{ser}= 3.53 KN.m.

L'excentricité de la résultante des efforts est :

$$e_0 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = 0.0066 \text{ m}$$

Avec : $6.e_0 = 0.0126$ m< B (répartition trapézoïdale).

Pour avoir une fondation stable avec une répartition trapézoïdale de la charge du sol, on doit vérifier :

$\sigma_m \leq \sigma_{sol}$

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_2 + \sigma_1}{4} = \left(1 + 3\frac{e_0}{B}\right)\frac{N}{B^2} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow \sigma_{sol} B^3 - NB - 3e_0 N \geq 0 .$$

$$\text{Où : } \sigma_1 = \left(1 - 6\frac{e_0}{B}\right)\frac{N}{B^2} \quad ; \qquad \sigma_2 = \left(1 + 6\frac{e_0}{B}\right)\frac{N}{B^2} .$$

AN: $150B^3 - 497.51B - 9.85 \geq 0 \Rightarrow B = 1.99$m , donc, on prend : **B= 2.00 m**

N_{ser}=658.47 KN

M_{ser}= 5.33 KN.m.

L'excentricité de la résultante des efforts est :

$$e_0 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = 0.0080 \text{ m}$$

Avec : $6.e_0 = 0.0126$ m< B (répartition trapézoïdale).

Pour avoir une fondation stable avec une répartition trapézoïdale de la charge du sol, on doit vérifier :

$\sigma_m \leq \sigma_{sol}$

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_2 + \sigma_1}{4} = \left(1 + 3\frac{e_0}{B}\right)\frac{N}{B^2} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow \sigma_{sol} B^3 - NB - 3e_0 N \geq 0 .$$

$$\text{Où : } \sigma_1 = \left(1 - 6\frac{e_0}{B}\right)\frac{N}{B^2} \quad ; \qquad \sigma_2 = \left(1 + 6\frac{e_0}{B}\right)\frac{N}{B^2} .$$

AN: $150\ B^3 - 658.47B - 31.60 \geq 0 \Rightarrow B = 0.50$ m , donc, on prend : **B= 0.50 m**

Tableau VI.4.dimensionnement des semelles filantes SF1 l'ELS

	N ELSml (kN)	B(m)	A(m)	ht (cm)	d (cm)
SF1	497.51	2.00	0.90	30	25

- **Vérification de chevauchement entre les semelles filantes :**

$L-(B+B)/2<50\ cm$

semelle	L	B	B	l-(B+B)/2	l-(B+B)/2 <**50cm**
SF1-SF2	3.37	2.00	2.00	375	C.v

VI.4.2.3. Vérification des contraintes

Tableau VI.6.Vérification des contraintes de semelle filante Sf1 a L'ELS

Efforts	**N1**	**N2**	**N3**	**N4**	**Σ Ni**
Semelle	**B**	**A**	**h**	**ρ**	
	2.00	1.00	0.3	25	15
Remblai	**B**	**L**	**h**	ρ_{sol}	
	2.00	1.00	0.9	18.00	32.4
Voiles	**N**				
	479.51				479.51
A.voiles 2	L	E	D		
	1.10	0.15	0.9	25	3.38
				somme	530.29
					0.126

$$\sigma_m = \frac{N + Psemelle + PA.poteu + \Pr emblai}{Sf} \leq \sigma_{sol}$$

0.126<0.15 (CV).

Tableau VI.7. : Vérification des contraintes de semelle filante Sf1 a L'ELU

Efforts	N1	N2	N3	N4	Σ Ni
Semelle	B	A	h	ρ	
	1	1.00	0.3	25	8.25
Remblai	B	L	D	ρ_{sol}	
	1	1.10	0.9	18	17.82
Voiles	658.47				658.47
A.voiles 2	L	E	D	ρ	
	1.10	0.15	0.9	25	3.38
				somme	687.92
					0.265

$$\sigma_m = \frac{N + Psemelle + PA.poteu + \Pr emblai}{Sf} \leq \sigma_{sol}$$

0.26<0.15*2=0.3 MPa pour B = 1m

VI.4.2.3 Ferraillage :

On a :

$$N' = N\left(1 + 3\frac{e_0}{B}\right) \quad A = N' \cdot \frac{(B-b)}{8 \cdot d_b \cdot \overline{\sigma_s}}$$

Tableau VI.8:calcul de la section d'armature.

ELS	N (kN)	N' (kN)	d(cm)	H (cm)	$A_{cal}(cm^2)$	$A_{ado}(cm^2)$
SF1	479.51	433.78	30	35	4.87	**5HA12=5.65**
ELU	N (kN)	N' (kN)	d(cm)	H (cm)	$A_{cal}(cm^2)$	**$A_{ado}(cm^2)$**
SF1	658.47	609.90	30	35	8.35	**8HA12=9.05**

On adopte le ferraillage maximal des semelles filantes à l'ELU.

❖ **Armatures de répartition :**

$$Arép = \frac{A(cm^2) \cdot B(m)}{4} \quad ; \quad Esp = \frac{B - 2e - \phi}{(n-1)}$$

Tableau VI.9: armatures de répartition de la semelle filante (SF1)

	$A_{répartition}(cm^2)$	Esp (cm)
SF1	**4HA10=3.14/1ml**	**30**

➢ **Vérification de la stabilité au renversement : [1] ►► [Art 10.1.5] ◄◄**

Quelque soit le type de fondation (superficielles ou profondes) on doit vérifier que L'excentrement de la résultante des forces verticales gravitaires et des forces sismiques reste al 'intérieur de la moitié centrale de la base des éléments de fondation résistant au renversement (e= M/N ≤ B/4).

Tableau VI.10.Vérification de la stabilité au renversement des semelles fialnte sous voiles

Sem-elle	N_{ELU} (KN)	M/x (kN.m)	e_X (m)	B (m)	B/4 (m)	e≤ B/4
S2	658.47	1,47	$1.47x10^{-3}$	2.00	0,50	**CV**

❖ **Longitudinalement: (POUTRE DE LIBAGE)**

La semelle travaille comme une poutre continue (renversée), sous deux poteaux et chargée uniformément par : $q = \frac{N_G}{L}$

N_G : La somme des efforts normaux transmis par les poteaux : N = 1337.02 kN

$q = \frac{1337.02}{4.10} = 326.10\ kN/ml$ Donc :

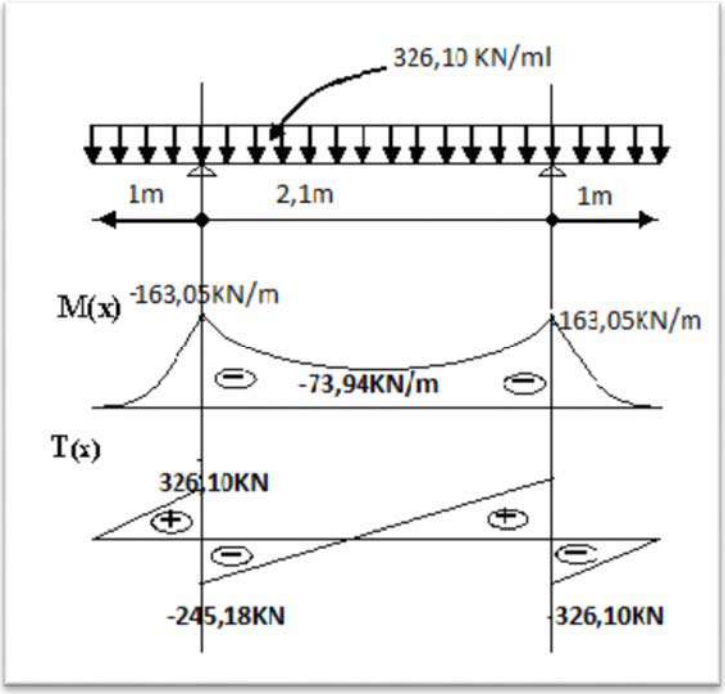


Figure VII.4. Schéma et diagramme des efforts internes de la semelle filante

Ferraillage de la poutre de libage à l'ELU:

Les armatures principales:

Béton: f_{c28} = 25MPa; γ_b =1.15 ; σ_{bc} = 14.2MPa ; f_{t28} = 2.1MPa,

b = 45 cm ;h = 45cm ; d = 42cm.

Acier: FeE400 . Fe = 400 MPa ;γ_s = 1 ; σ_s = 400 MPa.

Tableau VI.11. Calcul des sections d'acier de la poutre de libage

	M_u kN.m	μ	B	A cm²	A' cm²	A_{min} cm²	A_{adopt} cm²
Aux appuis	163,05	0,108	0,942	9,97	0	2,31	4HA14+4HA12=10,67
En travée	73,94	0,049	0,974	5,69	0	2,30	4HA14=6,15

Vérification à l'E.L.S aux appuis et en travée:

Tableau VI.12.Vérification à l'ELS aux appuis et en travée

M_{ser} kN.m	A_{choisi} cm^2	y_1 cm	I_G cm^4	k N/mm^3	σ_b MPa	$\overline{\sigma}_b$ MPa	σ_s MPa	$\overline{\sigma}_s$ MPa	Vérification
-57,21	10,67	14 ,19	171131,69	0,33	4,74	15	141,95	199.50	CV
-49,68	6,15	11,30	111443,25	0,44	5,04	15	199.47	199.50	CV

- **Vérification de l'effort tranchant:**

On doit vérifier que: $\tau_u = \frac{V_u}{b.d} \leq \overline{\tau}_u$

$\overline{\tau_u} = \min\left\{\frac{0.15 \cdot f_e}{\gamma_b}; 4MPa\right\} \Rightarrow \overline{\tau_u} = 3.26\,MPa$ (Fissuration préjudiciable)

Où :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} = \frac{326{,}10 \times 10^3}{450 \times 420} = 1{,}90\,MPa$$

$\tau_u = 1{,}90MPa < \overline{\tau}_u = 3.26\,MPa$ (CV)

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

VII.4.3. Semelles filantes sous voiles:

On dimensionne cette semelle avec la somme des efforts normaux des poteaux et des voiles aux niveaux de la semelle.

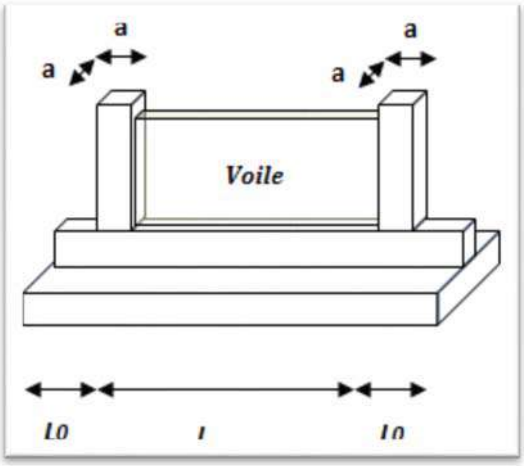


Figure VI.5. Semelle sous poteaux et voile

VI.4.2.1.dimensionnement :

B≥ $\frac{N}{L\,.\,\sigma_{sol}}$; ht≥ $\frac{B-b}{4}$; h = d - c - $\frac{\emptyset}{2}$

$L = \delta + 515 + 0.9 + \delta = 2\delta + 515.90\ cm$

on donne $\delta = 30\ cm \rightarrow L = 610 cm$

(*) $B \geq \frac{N}{\sigma_{sol}.L} = \frac{(240.13).10^3}{0{,}15.1000} = 1778.74.02\ mm = 1.80\ m$

On choisit B =1.80m.

ELU :

(*) $B \geq \frac{\sum N_i}{\sigma_{sol}.L} = \frac{(373.84).10^3}{0{,}15.2.1000} = 1384.59 mm = 1.40 m$

On choisit B = 1.40 m.

Tableau VI.13.dimensionnement des semelles filantes SF1, sous voiles à l'ELS

	N ELSml (kN)	B(m)	A(m)	ht (cm)	d (cm)
SF1	240.13	1.70	1.00	30	25

VI.4.2.2. Vérification des contraintes

Tableau VI.14.Vérification des contraintes desemelle filante Sf1 a L'ELS

Efforts	N1	N2	N3	N4	Σ Ni
Semelle	B	L	h	ρ	
	1.70	1.20	0.3	25	15.3
Remblai	B	L	h	ρ_{sol}	
	1.70	1.20	0.9	18.00	33.04
Voiles	N				
	240.13				240.13
A.voiles 2	L	E	D		
	1.20	0.15	0.9	25	4.05
				somme	292.52
					0.143

$$\sigma_m = \frac{N + Psemelle + PA.poteu + \Pr emblai}{Sf} \leq \sigma_{sol}$$

0.14<0.15 (cv).

Tableau VI.15. : Vérification des contraintes de semelle filante Sf1 a L'ELU

Efforts	N1	N2	N3	N4	Σ Ni
Semelle	B	A	h	ρ	
	1.4	1.20	0.3	25	12.6
Remblai	B	A	D	ρ□□□	
	1.4	1.10	0.9	18	27.21
Voiles	373.84				373.84
A.voiles 2	L	e	D	ρ	
	1.20	0.15	0.9	25	4.05
				somme	687.92
					0.265

$$\sigma_m = \frac{N + Psemelle + PA.poteu + \Pr emblai}{Sf} \leq \sigma_{sol}$$

0.21<0.15*2=0.3 MPa pour B = 1.4m

VI.4.2.3Ferraillage :

On a :

$$N' = N\left(1+3\frac{e_0}{B}\right) \quad A = N' \cdot \frac{(B-b)}{8 \cdot d_b \cdot \overline{\sigma_s}}$$

Tableau VI.16:calcul de la section d'armature.

ELU	N (kN)	N' (kN)	d(cm)	H (cm)	$A_{cal}(cm^2)$	$A_{ado}(cm^2)$
SV1	**373.84**	**364.58**	**30**	**35**	**6.58**	**6HA12=6.79**

On adopte le ferraillage maximal des semelles filante à l'ELU.

❖ **Armatures de répartition :**

$$Arép = \frac{A(cm^2) \cdot B(m)}{4} \quad ; \quad Esp = \frac{B - 2e - \phi}{(n-1)}$$

Tableau VI.17: armatures de répartition de la semelle filante (SV1)

	$A_{répartition}(cm^2)$	Esp (cm)
SV1	**5HA10=/1ml=3.39**	**20**

Vérification de la stabilité au renversement : [1] ►► [Art 10.1.5] ◄◄

Quelque soit le type de fondation (superficielles ou profondes) on doit vérifier que L'excentrement de la résultante des forces verticales gravitaires et des forces sismiques reste al 'intérieur de la moitié centrale de la base des éléments de fondation résistant au renversement (e= M/N ≤ B/4).

Tableau VI.18.Vérification de la stabilité au renversement des semelles fialnte sous voiles

Sem-elle	N_{ELU} (KN)	M/x (kN.m)	e_X (m)	B (m)	B/4 (m)	e≤ □/□
SV1	373.84	1,67	$1.17x10^{-3}$	1,60	0,40	CV

❖ **Vérification des longueurs de scellement**

La contrainte admissible d'adhérence ηs = 2.8 MPa.
La longueur de scellement égale à : ls=∅∗fe4∗τs

Tableau VI.19. Longueur de scellement

SEMELLE	∅(mm)	*ls*	B /8	B /4	ANCRAGE
SF1	12	42.40	21	42.5	**Courbe ou rectiligne**

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 '' S3'', les dimensions minimales de la section

Transversale des longrines sont : 25 x 30cm².
On adopte une section de (b x h) = (25 x 30) 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/α) ≥ 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** = 10. Selon le tableau. (cf. 3.3) RPA 99 version2003.

TableauVI.20 de coefficient α

Site	zone		
	I	IIa	**IIb** et III
S1	-	-	-
S2	-	15	12
S3	15	12	**10**
S4	12	10	8

- **Les sollicitations de calcul sont**

a) l'E L U :

$N_u = 1797.47$ Kn

$f_u = \frac{1797.47}{10} = 179.74$ Kn

b) **l'E L S :**

$N_{ser} = 1307.53$ Kn

$f_{ser} = \frac{1307.53}{10} = 130.75$ Kn

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:

$A_u = \frac{F_u}{\sigma_s}$

$A = \frac{F}{\sigma_s} = \frac{179.74*10^3}{348} = 516.5\ mm^2 = 5.16\ cm^2$

A_{choisi} = 6HA12 = 6.79 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 :

$$B \leq \frac{A * f_e}{f_{tj}}$$

$B = bxh = 25x30 = 750\ cm^2 \leq B \leq \frac{A*f_e}{f_{tj}} = \frac{679*400}{2.1} = 129333.33\ mm^2 = 1293.33\ cm^2$

La condition de non fragilité est vérifiée.

Vérification des contraintes a l'etat limite de service

La fissuration est considérée comme préjudiciable.

La fissuration est considérée comme préjudiciable.

$\sigma_s = \frac{F_{ser}}{A_{choisi}} = \frac{130.75*10^3}{679}$ =192.56 MPa

$\bar{\sigma}_s = \min\left[\frac{2}{3} f_e\ ;\ 110\sqrt{\eta * f_{tj}}\right]$ = 202 MPa

Donc $\sigma_s < \bar{\sigma}_s$

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 :

$$A_{min} = \frac{0.6 * b * h}{100}$$

$A_{min} = \frac{0.6*25*30}{100} = 4.5\ cm^2$

Alors on adopte : $A_{chosi} = 6.79\ cm^2$

❖ **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 ; 15Φℓ)

$\varphi_t \geq \frac{\varphi_l}{3} = \frac{12}{3} = 4$ mm
On adopte $\varphi_t = 8$ mm
$A_t = 4T8 = 201\ mm^2$

❖ **Espacement:**

$S_t \leq$ min [20 cm ; 15 φ_l] = min [20 cm ; 18 cm]
On adopte : $S_t = 15$ cm

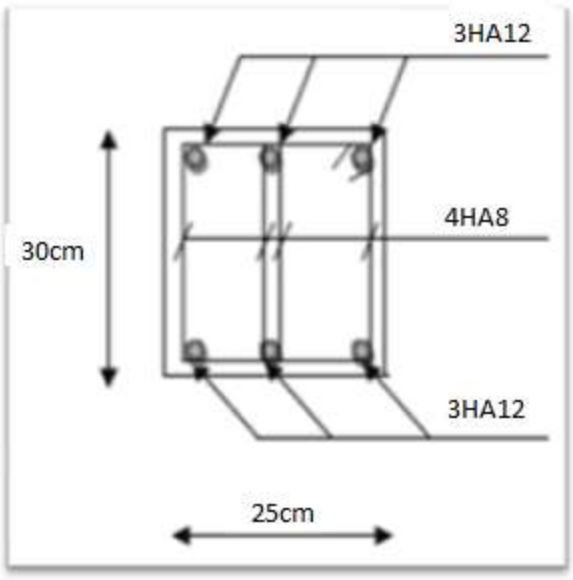


Figure VI.6. Ferraillage des longrines

Bloc B :

VI.6.Radier général

VI.6.1. Introduction

Un radier est une dalle pleine réalisée sous toute la surface de la construction. Cette dalle peut être massive (de forte épaisseur) ou nervurée; dans ce cas la dalle est mince mais elle est raidie par des nervures croisées de grande hauteur.
Dans notre cas, on optera pour un radier nervuré (plus économique que pratique).
L'effort normal supporté par le radier est la somme des efforts normaux de tous les poteaux.

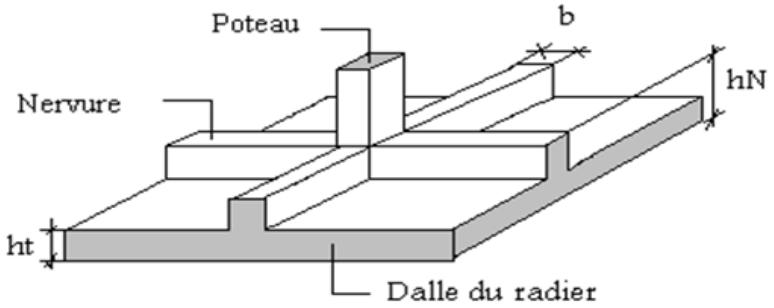


Figure VI.7. : Schéma d'un radie

VI.6.2. Surface nécessaire

Pour déterminer la surface du radier in faut que: $\sigma_{max} \leq \sigma_{sol}$

$$\sigma_{max} = \frac{N}{S_{nec}} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow S_{nec} \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$$

Pour: $\begin{cases} N = 28128.43kN \\ \sigma_{sol} = 1.5bar \end{cases}$

On trouve: $S_{ne} \geq 187.52m^2$
La surface du bâtiment $S_b = 317.28m^2$
Donc la surface totale du radier est $317.28m^2$

$$\sigma_{max} = \frac{N}{S_{nec}} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow 0.88bar \leq 1.5bar$$: **vérifiée**

VI.6.3. Prédimensionnement de radier

1. **Dalle**

L'épaisseur de la dalle du radier doit satisfaire aux conditions suivantes :

a. **Condition forfaitaire[1]**

$$h \geq \frac{L_{max}}{20}$$

Avec
L_{max}: La longueur maximale entre nus des poteaux.

$L_{\max} = 14.5m \Rightarrow h \geq 72.5cm$

b. <u>Condition de cisaillement</u>[2]

On doit vérifier que: $\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \overline{\tau}_u = Min(0{,}1 f_{c28}; 4MPa) = 2{,}5MPa$

Avec

$T_u = \frac{qL}{2}$; $q = \frac{N_u 1ml}{S_{rad}}$

q=82.58kN
L=14.5 m ; b=1m

$\tau_u = \frac{v}{bd} = \frac{q*l/2}{b*0.9h} \leq 0.05 fc28$

$\Rightarrow h_2 \geq 54cm$

c. Condition de la raideur:

Pour étudier la raideur de la dalle du radier, on utilise la notion de la longueur élastique définie par l'expression suivante: $L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} L_e$

Avec:

I: Inertie de la section transversale du radier $\left(I = \frac{bh^3}{12} \right)$

E: Module d'élasticité du béton (prendre en moyenne *E=20000MPa*).
b=1: Largeur de la semelle par bande d'un mètre (b=1m).
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.

On aura: $h_2 \geq \sqrt[3]{\frac{3K\left(\frac{2L_{\max}}{\pi}\right)^4}{E}} \Rightarrow h_2 \geq 163.43cm$

<u>Conclusion</u>:

On trouve que h ≥ 163.43cm. C'est une grande épaisseur ; donc on choisit un radier nervuré.

2. dimensionnement des nervures

***a.* hauteur des nervures**

- ***Condition de coffrage :***

$h \geq \frac{L_{max}}{10} = \frac{1450}{10} = 145$ cm $\Rightarrow$ **h = 145cm**

b. hauteur des nervures

- ***Condition de poinçonnement***

Il faut vérifier :

$N_u \leq 0{,}045 U_c . h . \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$ .....(1) **[1]**

N_u : Effort normal ultime à la base du poteau RDC N_u=2556.44kN.

U_c : Périmètre du contour au niveau du feuiller moyen avec :

$U_c = 2[(a+b)+2h]$

a,b : les dimensions du poteau du RDC (45×90).

D'après l'équation (1) on a :

$h_{n1} \geq 56cm$ On prend : h_{n1}=60 cm.

- ***Condition de la raideur:***

Pour étudier la raideur d'une semelle continue (nervure) sous poteaux, nous utilisons la théorie de la poutre sur sol élastique.

L'expression de la longueur élastique est donnée par:

$L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{Kb}}$ …… (*)

Si les charges sont transmises à la poutre (ici nervure ou dalle du radier), par l'intermédiaire de poteaux de largeur *a* non négligeable, on pourra admettre la répartition linéaire des contraintes du sol sur une longueur totale de la semelle égale à :

$$\frac{\pi}{2} L_e + a$$

- Si l'entre axe des poteaux est inférieur à cette valeur, la poutre se calcule, alors, comme une poutre continue (nervure) soumiseà la réaction du sol (répartition linéaire).

Le projecteur pourra généralement choisir une section de poutre (hauteur de la semelle) telle que cette condition soit remplie.

- Si l'entre axe des poteaux est supérieur à $\frac{\pi}{2} L_e + a$ le calcul devra être effectué conformément à la théorie de la poutre sur sol élastique.

AN:

On veut que: $\frac{\pi}{2}$ $L_e + a \geq l_{\text{entre axe}}$ or: a = 45 cm (largeur du poteau), et $l_{\text{entre axe}}$ = 14.5m

$\Rightarrow$ L_e = 8.95 m

A partir de la formule (*) on calcule la valeur de *h*:

On aura: $h_{n2} \geq \sqrt[3]{\frac{3K(L_e)^4}{E}} \Rightarrow h_{n2} \geq 156.72cm$

$\Rightarrow h_{n2} = 160cm$

- ***Condition de la flèche:***

La hauteur des nervures se calcule par la formule qui suit:

$$\frac{L_{\max}}{15} < h_{n3} < \frac{L_{\max}}{10}$$

On a : $L_{max}=14.5\ m$

$\Rightarrow 96.66cm < h_{n3} < 145cm$

On prend: $h_{n3} = 65cm$

Donc: $h_N \geq \max(h_{n1}; h_{n2}; h_{n3}) = 160cm \Rightarrow$ h_N = 160 cm

Résumé :

- Epaisseur de la dalle du radier h_r=75cm

- Les dimensions de la nervure: $\begin{cases} h_N = 145cm \\ b = 75cm \end{cases}$

VI.6.4.Vérification de la stabilité du radier

Il est très important d'assurer la stabilité au renversement de cet ouvrage qui est dû aux efforts horizontaux.

Le rapport $\frac{M_s}{M_R}$ doit être supérieur au coefficient de sécurité *1,5* $\left(\frac{M_s}{M_R} > 1{,}5\right)$

Avec:

M_s: Moment stabilisateur sous l'effet du poids propre.

M_R: Moment de renversement dû aux forces sismique.

Avec: $M_R = \sum M_0 + V_0 h$

M_0: Moment à la base de la structure.

V_0: L'effort tranchant à la base de la structure.

h: Profondeur de l'ouvrage de la structure.

Sens x-x:

M_0=44824.2kNm ; V_0=403.07kN ; h=2.00 m

Donc: M_R=45630.34kNm

$N_G=N_{G1}+N_{G2}+N_{G3}$

Avec:

N_{G1}: Poids propre de la superstructure.

N_{G2}: Poids propre de l'infrastructure.

N_{G3}: Poids propre du radier.

$N_{G3}=\rho_b.S.h=25\times 317.28\times 0{,}75=5949$ kN

Donc: $N_G=15076.27$kN

$M_s=N_G.\ X_G=109302.95$kNm

$$\frac{M_s}{M_R}=2.39>1{,}5..Vérifiée$$

Sens y-y:

$M_0=64298.32$kNm ; $V_0=262.37$ kN ; h=2m

Donc: $M_R=64823.06$kNm

$M_s=N_G.Y_G=15076.27*11.34=170964.9$kNm

$$\frac{M_s}{M_R}=2.63>1{,}5.Vérifiée$$

Conclusion :

Le rapport du moment de stabilité et du moment de renversement est supérieur à *1,5;* donc notre structure est stable dans les deux sens.

*VI.6.5.*vérification des contraintes dans le sol

On doit vérifier la contrainte du sol

$$\sigma_{ser}=\frac{N_{ser}}{S_{rod}}\le\overline{\sigma}_{sol}$$

$$\sigma_{ser}=\frac{20487\ .32}{317\ .28}=0.65\,bar\ <1.5\,bar\ .....\ ....vérifiée$$

On doit vérifier aussi les contraintes sous le radier (σ_1, σ_2) avec :

$$\sigma_{1,2}=\frac{N}{S}\pm\frac{M_r\times V_{\max}}{I}$$

Avec : σ_1 : Contrainte maximale du sol.

σ_2 : Contrainte minimale du sol.

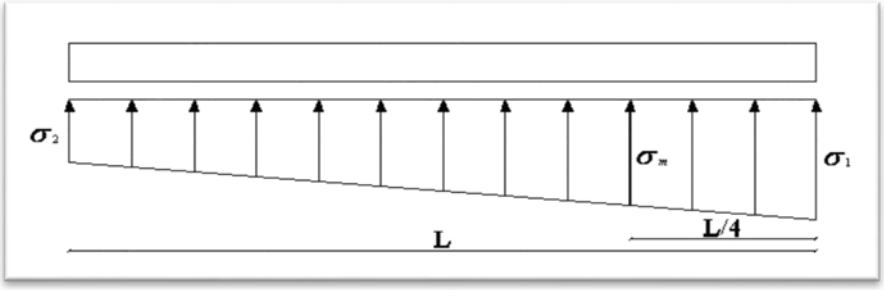


Figure VI.8:Contraintes sous le radier

On vérifie que :

σ_1: Ne doit pas dépasser $1,5\sigma_{sol}$
σ_2: Reste toujours positif pour évite des tractions sous le radier.
$\sigma\left(\frac{L}{4}\right) = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4}$ Reste toujours inférieur à σ_{sol} (1)

ELU:

On a: $N_u = 75864.95kN; S = 317.28m^2$

Le tableau suivant regroupe tous les résultats:

Tableau.VI.21. Contraintes sous le radier à l'ELU

	$\sigma_1(kPa)$	$\sigma_2(kpa)$	$\sigma_m(kpa)$
Sens x-x	145,28	141,91	**144,44**
Sens y-y	151,80	135,99	**147,85**
vérification	***<1,5 σ_{sol} =225kPa***	***>0***	***<1,33 σ_{sol} =200kpa***

ELS:

Le tableau suivant regroupe tous les résultats:

Tableau VI.22. : Contraintes sous le radier à l'ELS

	$\sigma_1(kPa)$	$\sigma_2(kPa)$	$\sigma_m(kPa)$
Sens x-x	*106.90*	*104.14*	***106.21***
Sens y-y	*113.43*	*97.62*	***109.48***
vérification	***<1,5 σ_{sol} =300kPa***	***>0***	***<1,33 σ_{sol} =200kpa***

VI.6.6. Ferraillage du radier :

Le radier fonctionne comme un plancher renversé, donc le ferraillage de la dalle du radier se fait comme celui du plancher.
Le panneau constituant le radier est uniformément chargé et sera calculé comme une dalle appuyée sur quatre cotés et chargée par la réaction du sol, La fissuration est considérée préjudiciable, pour cela on utilise la méthode des lignes de rupture.

a. Ferraillage de la dalle du radier :

Parce que les panneaux n'ayant pas les mêmes dimensions, on adoptera le même ferraillage pour tous les panneaux du radier, on considérant les sollicitations maximales du panneau le plus sollicité.

a.1 Détermination des efforts:

On a: Lx=5.92 *m* ; Ly=14.5 *m*

$\frac{L_x}{L_y} = \frac{5.92}{14.5} = 0.41$ Panneau de dalle travaillant suivant deux directions

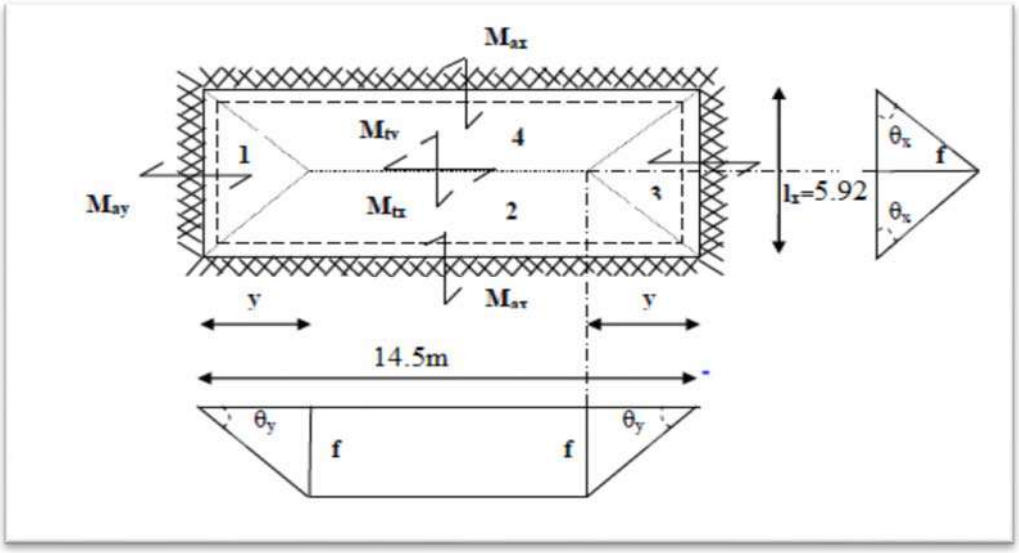


Figure VI.9. : Les lignes de ruptures dans le panneau.

-Travail externe : $T_{ext}=T^1_{ext}+T^2_{ext}+T^3_{ext}+T^4_{ext}$

Avec : $T^2_{ext}= T^4_{ext}$; $T^1_{ext}= T^3_{ext}$

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

$$T^2_{ext}=2T_{ext}{}^{2''} + 2T_{ext}{}^{2'} = q.f\left(\frac{1}{4}.L_x.L_y - \frac{1}{3}L_x.y\right)$$

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

-Travail interne :

$M_{tx} = M_{ty} = M.$

$M_{ax} = M_{ay} = 0{,}5M$

$T_{int} = T_{int}^{1} + T_{int}^{2} + T_{int}^{3} + T_{int}^{4}.$

Avec : $T_{int}^{1} = T_{int}^{3}$ et : $T_{int}^{2} = T_{int}^{4}$

$$T_{int}^{1} = 1.5M.L_x.\frac{f}{y}.$$

$$T_{int}^{2} = 3M.\frac{L_y}{L_x}.f.$$

$$T_{int} = 3M\left(\frac{L_x}{y} + 2\frac{L_y}{L_x}\right)f$$

$$T_{int} = M\left(\frac{17.76}{y} + 4.90\right)f$$

- **Principe du travail virtuel :**

$$T_{ext} = T_{int}$$

$$q(y) = 3M\frac{\left(\frac{17.76}{y} + 4.90\right)}{29 - 1{,}33y} \quad \text{.....(*)}$$

Pour déterminer " y " on dérive " q " par rapport a " y ".

$\frac{dq}{dy} = 0 \Rightarrow 4{,}46y^2 + 10{,}64\,y - 53{,}6 = 0 \Rightarrow y = 2{,}47\,m$

On remplace " y "dans(*), on trouve : **M=0,66.q_u.**

a.2 Valeur de la pression sous radier:

- **ELU:** $q_u = \sigma_m^u.1m = 147.85kN/m$
- **ELS:** $q_{ser} = \sigma_m^{ser}.1m = 109.48kN/m$

a.3 Calcul des moments:

-ELU: $M_t = 0.66\,x\,q_u = 0.66\times(147.85) = 97.58\,(KN.m)$

$M_a = 0.5\,x\,M_t = 0.5\times 97.58 = 48.79\,(KN.m)$

-ELS: $M_t = 0.66\,x\,q_{ser} = 0.66\times 109.48 = 72.26\,(KN.m)$

$M_a = 0{,}5\,x\,M_t = 0{,}5\times 72.26 = 36.12\,(KN.m)$

a.4 Calcul du ferraillage:

b =100*cm* ; h=75*cm* ; e (enrobage)=*5cm;* fe=400*MPa* ; fc28=25*MPa*

d=0,9h=67cm.

Tableau VI.23. : ferraillage des panneaux

	Sens	M_u(kNm)	C_{calcul}	A_{choisi}(cm^2)	A_s^{adp}(cm^2)	S_t(cm)
Travée	*x-x*	*97.58*	06.17	6.17	*5HA14=7.69*	*20*
	y-y	*48.96*	03.45	3.45	*5HA12=5.65*	*20*
Appui	*x-x*	*97.58*	06.17	6.30	*5HA14=7.69*	*20*
	y-y	*48.96*	3.48	3.48	*5HA12=5.65*	*20*

a.5 Vérifications nécessaires :

1. Condition de non fragilité: [1]

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

- En travées : A=7.69 *(cm2)* > 07.00 (*cm2*)…… *(c.v)*

- Aux appuis: A=5.65 (*cm2)* > 07.00 (*cm2)*…… *(c.v)*

2. Vérification de l'espacement:

-En travées : $S_{t=}$ 20cm< Min[3h= 150cm ; 33 cm] 33 cm …..**(c.v).**

- Aux appuis: St= 20cm< Min[3h =150cm ; 33 cm] 33 cm ….. **(c.v).**

3. Vérification de l'effort tranchant:

- **Suivant L_x:** $\tau_{ux} = \frac{V_{ux}}{b_0 \cdot d_x} \leq \overline{\tau}_u = \frac{0.07 f_{c28}}{\gamma_b}$

$$V_{ux} = \frac{q_u \cdot L_x \cdot L_y}{2L_y + L_x} = 363.44\text{KN}$$

$$\tau_u = \frac{363.44.10^3}{1000 \times 670} = 0{,}54 MPa < \overline{\tau}_u = 1.16 MPa \ldots\ldots\ldots\ldots \textit{Vérifiée}$$

- **Suivant L_y:** $\tau_{uy} = \frac{V_{uy}}{b_0 \cdot d_y} \leq \overline{\tau}_u = 1{,}16 MPa$

$$V_{uy} = \frac{q_u \cdot L_x \cdot L_y}{3L_y} = 291.75\ KN$$

$$\tau_u = \frac{291.75.10^3}{1000 \times 670} = 0{,}43 MPa < \overline{\tau}_u = 1.16 MPa \ldots\ldots\ldots\ldots \textit{Vérifiée}$$

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

4. Vérification des contraintes à l'ELS :

La fissuration est préjudiciable Il faut vérifier que:

$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0{,}6 f_{c28} = 15\ MPa$

$\sigma_s \leq \overline{\sigma_s} = \min((2/3)\,\text{xfe}\,;\ 110\sqrt{\eta \times f_{tj}}) = 202\ MPa$

Tableau VI.24. : vérification des contraintes de L'ELS

	position	M_{ser}	$A_s(cm^2)$	σ_s (MPa)	σ_b(MPa)	$\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$	$\sigma_b \leq \overline{\sigma}_{bc}$
Sens X X	Travée	72.26	6.5	96.35	2.03	OUI	OUI
	Appuis	36.12	6.2	73.03	1.55	OUI	OUI
Sens YY	Travée	72.26	6.5	99.23	2	OUI	OUI
	Appuis	36.12	6.2	85.71	2.01	OUI	OUI

Tableau VI.25. Vérification des contraintes de L'ELS

M_{ser}(kn.m)	A_s (cm^2)	Y(cm)	I (cm^4)	σ_b(MPa)	σ_s (MPa)	verification
54.74	7.60	9.7	$1.84*10^4$	1.4	67.65	oui

VI.6.7. Ferraillage des nervures:

Les nervures sont considérées comme des poutres de dimension :

- ✓ b=75cm
- ✓ h=145cm

Simplement appuyées, la charge revenant à chaque nervure :

$q_u = \sigma_{moyu} \times b q_u = 147.85 \times 0.75 = 110.88$ KN/ml

$q_{ser} = \sigma_{moyser} \times b q_u = 109.348 \times 0.75 = 82.011$ KN/ml

ELU : $M_t^{ma} = 970.65$ KN.m

$M_a ma = 1942.71$ KN.m

ELS : $M_t^{ma} = 817.45$ KN.m

$M_a ma = 1436.9$ KN.m

Tableau VI.26. Ferraillage de la nervure.

	Mu(KN.m)	μ	β	A(cm^2)	Achoisi

travée	970.65	0.046	0.976	20.41	11HA16 =22.12
appuis	1942.71	0.094	0.951	37.87	19HA16 =38.20

- **Vérification des contraintes à L'ELS :**

Tableau .VI.27. Vérification des contraintes à L'ELS :

	Mser(KN. m)	**As(cm²)**	**Y(cm²)**	**I(cm⁴)**	***σb(MPa)***	***σs (MPa)***	***verification***
travée	817.45	22.12	**32.93**	**1.035*10⁶**	**2.60**	**115.59**	**OUI**
appuis	1436.9	38.20	**44.82**	**2.361*10⁶**	**2.73**	**78.22**	**OUI**

Armatures transversales :

Calcul de la contrainte de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd}$$

$$T_u = \frac{q_u L}{2} = \frac{110.88 * 14.5}{2} = 803.88kN$$

$$\tau_u = \frac{803.88.10^3}{800 \times 1080} = 0{,}82MPa < \bar{\tau}_u = 2{,}5MPa..CV$$

En appliquant les mêmes formules qu'on a vues dans les chapitres précédents pour une fissuration préjudiciable les armatures transversales sont :

$ø_t$=10mm .
S_t=10 cm.

VI.7.Longrines:

VI.7.1. Pré dimensionnement des longrines (RPA99 version2003 [Art 10.1.1.b])

Pour un sol de fondation de catégorie '' S3'', les dimensions minimales de la section transversale des longrines sont : 25 x 30cm².

On adopte une section de (b x h) = (35x 35) cm².
Les sollicitations de calcul sont :

c) l'E L U :

N_u= 2876.54 KN

$f_u = \frac{2876.54}{10} = 287.654KN$

d) **l'E L S :**

N_{ser} = 1753.73 KN

$f_{ser} = \frac{1753.73}{10} = 175.373$ KN

VI.4.3. Ferraillage

Les armatures longitudinales sont données par:

a) l'E L U :

$$A_u = \frac{F_u}{\sigma_s}$$

$A = \frac{F}{\sigma_s} = \frac{□□□.□□□ *10^3}{348} = 826.6\ mm^2 = 8.26cm^2$

A choisi = 6HA14 = 9.24 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:

$$B \leq \frac{A * f_e}{f_{tj}}$$

$B= b*h = 35x35 = 1225\ cm^2 \leq B \leq \frac{A*f_e}{f_{tj}} = \frac{924*400}{2.1} = 176000\ mm^2 = 1760cm^2$

La condition de non fragilité est vérifiée.

Vérification des contraintes a l'état limite de service

La fissuration est considérée comme préjudiciable.

$□_□ = \frac{□_{□□□}}{□_{□□□□□□}} = \frac{175.37 *10^3}{924} = 189.79MPa$

$\bar{□}_□ = \min\left[\frac{2}{3}□_□\ ;\ 110\sqrt{□ * □_{□□}}\right] = 202$ MPa

Donc $□_□ < \bar{□}_□$

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 :

$$□_{□□□} = \frac{0.6 * □ * □}{100}$$

$□_{□□□} = \frac{0.6*35*35}{100} = 7.35\ cm^2$

Alors on adopte : $A_{choisi} = 9.24\ cm^2$

Armatures transversales :

$\phi_t \geq \frac{\phi_l}{3} = \frac{12}{3} = 4$ mm

On adoptee $\phi_t = 8$ mm

A_t = 4HA8 = 201 mm²

Escapement:

$S_t \leq$ min [20 cm; 15 ϕ_l] = min [20 cm; 18 cm]

On adopte : S_t = 15 cm

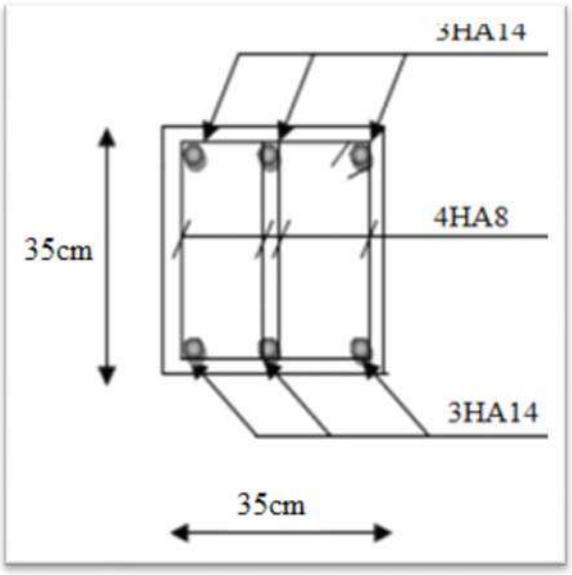


Figure VI.10. Ferraillage des longrines

Conclusion générale

La réalisation de ce projet de fin d'étude nous a permis de faire les constats suivants pour l'analyse d'une structure en béton armé :

- Le pré dimensionnement est une étape nécessaire pour la suite de l'analyse, néanmoins certaines vérifications telles que la flèche des poutres ne sont pas nécessaires à ce stade de l'étude. ;
- L'analyse dynamique est l'étape la plus importante dans l'analyse de la superstructure, en effet, elle permet de donner une vision proche de la réalité du comportement de la structure après les vérifications nécessaires des codes réglementaires RPA 99 Version 2003, CBA93
- choix de la fondation de la structure dépend de la nature du sol et du volume des charges provenant de la structure ;
- Enfin, ce projet nous a donné la possibilité de récapituler nos connaissances acquises durant le cursus universitaire, de les améliorer, et de les enrichir par des nouvelles tel que le logiciel " ROBOT 2010 ".

Dans cette optique, on a dimensionné et vérifié les éléments résistants principaux et secondaires de la superstructure et de l'infrastructure en mettant en pratique nos connaissances théoriques acquises durant notre formation universitaire.

Pour la structure étudiée, une ossature contre venté par des voiles (voiles + portiques) a été exigée par le règlement parasismique algérien. Cette ossature, soumise aux charges de service et sismique montre bien qu'elle est tout a fait fiable dans la mesure où les sollicitations résultantes sont reprises en toutes sécurité, en respectant les règles de bonne construction. Parallèlement, on a fait valoir, autant que possible les principaux critères admis, à savoir : l'exploitation, l'économie et l'esthétique, la sécurité.

Références Bibliographiques

Documents réglementaires :

- Règles de conception et de calcul des structures en Béton Armé C.B.A.93.
- Règles Parasismiques Algériennes R.P.A.99version 2003.
- Charges permanentes et charges d'exploitation D.T.R B.C.2.2.

Manuels techniques :

- Calcul des ouvrages en Béton Armé. M. BELAZOUGHI.
- Cours de formation

Logiciels :

- ROBOT 2010
- AUTOCAD 2010
- Microsoft excel