République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur et
de la Recherche Scientifique

UNIVERSITÉ Dr Yahia FARES De Médéa
Faculté des Sciences et de la Technologie
Département de Génie de la Matière
Filière Génie Civil

Structures

Mémoire de Projet de fin d'Etudes (PFE)
Pour l'obtention du diplôme Master en Génie Civil
Option : Structures

Thème
Étude D'un Bâtiment (RDC+8étages+entre-sol) À Usage D'habitation

Présenté par :
Mr. TEMMAR Chouaib
Mr. SEMRANI Mohamed Karim

Encadré par :
Dr. DEBIEB Farid

Co-Encadré par :
Mr. BENYAMINA Smain

Juin 2014

Résumé

ملخص

هذا المشروع كما يدل عليه موضوعه يهدف إلى هيكلة و دراسة بناية ذات استعمال سكني مكونة من (تحت ارضي +طابق ارضي+ ثمانية طوابق). و المقرر بناؤها في تيبازة التي هي مصنفة ضمن المنطقة ذات القوة الزلزالية (منطقة III).

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

قياس الأبعاد و نتائج كل العناصر المقاومة طبقا للمعايير و القوانين المعمول بها في الجزائر

- **القواعد الجزائرية المضادة للزلزال (RPA99 version 2003)**
- **قانون الخرسانة المسلحة (CBA93)**

تمت الدراسة الزلزالية وفق الطريقة الرقمية التي تعتمد اساسا على طريقة العناصر المنتهية باستعمال تقنيات حساب الهياكل باستعمال برنامج (SAP2000 version 16)

Ce projet consiste à étudier un bloc en béton armé (entre sol + RDC + 8 étages). destiné à réalisé dans la wilaya de Tipaza, classée dans la zone de fort sismique (zone III). Le contreventement de la structure par un système mixte portiques-voiles. Le dimensionnement et le ferraillage de tous les éléments résistants ont été établis conformément au Règlement Algérien (RPA99 version 2003+CBA93).L'étude sismique a été menée suivant la méthode numérique moyennant(le logiciel SAP2000 V 16)

This project is conception and study of block contain (underground + ground for dealing + 8 stories for dwelling). This project build in Tipaza, which is classified in the area of the seismic force (zone III)

the resistance of the structure for each elements horizontal and vertical direction is insured by a frame system with shear walls.

the measurements and the design of reinforcement of all resistant elements were done according to Algerian Regulation (RPA99 version 2003)

Technical document (CBA93)

The seism study been realized according to the numerical method (finite elements method) using the program (SAP2000V.16)

REMERCIEMENTS

Au premier lieu, nous tenons à remercier **ALAH** qui nous a donné le courage et la volonté pour terminer ce travail, et nos parents pour leurs soutiens et leurs sacrifices.

Nous tenons à remercier vivement tous ceux qui nous ont aidé à élaborer cet ouvrage et en particulier notre Encadreur Dr. DEBIEB Farid et Co-encadreur Mr. BEN YAMINA Smain pour son aide et ses orientations précieuses.

Nous tenons également à remercier les membres du jury, pour l'honneur qu'ils nous ont accordé, en acceptant de juger notre travail.
Nous remercions aussi l'ensemble des enseignants de l'institut de Génie Civil qui ont contribués à notre formation.

Que tous ceux et celles qui nous ont apporté leur soutien et qui nous ont aidé de prés ou de loin pour l'achèvement de ce projet trouvent ici l'expression de notre vive et sincère reconnaissance, en particulier **nos familles et nos amis et en particulier Mr OUELD TURKI Ben aissa**.

Un grand Merci à tous.

DEDICACE

Je dédie ce travail en signe de respect et de reconnaissance :

*A celle qui a tout donnée, tout sacrifiée, à la femme qui règne sur mon cœur ,**ma vie** ma mère.*

A celui qui m'a toujours dirigé, guidé et encouragé afin de me voir affronter la vie avec sérénité et courage, à l'homme qui à toujours souhaité me voir à la hauteur, mon père

A mes frères (Ayoub - Mohamed)

et mes sœurs (Chaimaa - Asmaa) et à toute la famille.

A mes très chers collègues et toute la promotion 2014.

*A tous mes amis(OTHMAN-ISMAIL-RDH-2*ISLEM-2*YOUCEF MAHDI-MOULOUD-MOHAMED-MAHMOUD-CHOUAIB.....)*

ASSIA BEN HELLEL

ET spécialement mon frère BEN AISSA OUELD TURKI

CHOUAIB

DEDICACE

Je dédie ce travail en signe de respect et de reconnaissance :

A celle qui a tout donnée, tout sacrifiée, à la femme qui règne sur mon cœur, ***ma mère.***

A celui qui m'a toujours dirigé, guidé et encouragé afin de me voir affronter la vie avec sérénité et courage, à l'homme qui à toujours souhaité me voir à la hauteur, ***mon père.***

A mes frères, et ma sœur, et à toute la famille.

A mes très chers collègues et toute la promotion 2014.

A tous mes amis.

A tous ceux que j'aime et tous ceux qui me sont très chers.

karim

Sommaire

SOMMAIRE

Remerciements……

Dédécace……..

Résumé…….

Liste des tableaux…….……

Liste des figures……

Notations……...

Introduction générale……

Capitre I

I.1 Introduction……1

I.2 Présentation de l'ouvrage :……1

I.3 caractéristiques géométriques du bâtiment :……1

I.4 Caractéristiques du sol :……1

I.5 Les éléments d'une construction……...2

I.6 les charge :……2

I.7 Conception de la structure :…… 2

I.8 Caractéristiques mécaniques des matériaux :…….. 3

I.9 Combinaison de calcul : ……..…..7

I.10 Les règlements utilisés …….. 7

Chapitre II

II.1. Introduction :……...8

II .2. Pré dimensionnement des planchers :……8

II .2.1. Plancher à corps creux :……8

II.3. Évaluation des charges permanentes et surcharges d'exploitations……..9

II.3.1. Maçonnerie :……..9

II.3.1.a. Murs intérieurs (simple cloison) :……...…9

II.3.1.b. Murs extérieurs (double-cloison) :……....10

II.3.2. Plancher terrasse :……11

SOMMAIRE

II.3.2.a. Charges permanentes :……...11

II.3.2.b. Charges d'exploitation :……..…12

II.3.3. Plancher courant :……12

II.3.3.a. Charges permanentes :……...12

II.3.3.b. charges d'exploitation :……12

II.4. Prédimensionnement des poutres:……...13

II.5. Prédimensionnement des poteaux :……14

II.5.2. Dimensions des poteaux :……14

II.5.3. Calcul de la longueur de flambement Lf :……15

II.5.4. Calcul de l'effort Nu :……16

II.5.5. Détermination des charges et surcharges……...……..18

II.5.6. Descente des charges……19

II.5.6.a. Charges Permanente……..19

II.5.6.b. Charges d'exploitation :……20

II.5.7. Vérification selon le RPA99v2003 :……...22

Chapitre III

III.1.Calcul de l'acrotère :……24

III.1.1.Charges permanentes et d'exploitations :……...24

III.1.2.Calcul des efforts :……24

III.1.3.Calcul du ferraillage :……25

III.1.3.a.À E L U :……..…25

□Condition de non fragilité : ……26

□Armatures de répartition : ……..26

□Espacement : ……..27

III.1.3.b. Vérification à l'E.L.S : ……27

III.1.4.Vérification de l'effort tranchant : ……29

III.1.5.Vérification de l'acrotère au séisme : ……29

SOMMAIRE

III.2. Plancher à corps creux : ……..30

III.2.1. La dalle de compression : ……31

III.2.2. Les poutrelles : ……32

III.2.2.1. avant coulage : ……..33

III.2.2.2. Après coulage : ……34

III.2.2.2.A. Calcul des poutrelles : ……...36

III.2.2.2.A.1. Méthode de calcul :……36

III.2.2.2.A.2. Sollicitations de calcul : ……37

III.2.2.2.C.Calcul du ferraillage : ……43

III.2.2.2.D.Vérification au cisaillement : ……46

III.2.2.2.e.Vérifications préliminaires de la flèche : ……47

III.2.2.2.F.Évaluation détaillée de la flèche : ……...47

III.3.les escaliers : ……48

III.3.1.Introduction : ……48

III.3.2.Définition des éléments d'un escalier : ……49

III.3.3.1.Pré dimensionnement : ……...50

III.3.3.2.Evaluation des charges et surcharges :……51

III.3.3.2.A. Charges permanentes : ……..51

III.3.3.2.B.Charge d'exploitation……...52

III.3.3.3.Détermination des efforts : ……52

III.3.3.3.A. A l'E.L.U : ……...53

III.3.3.3.B. A l'E.L.S : ……54

III.3.3.4 Ferraillage des escaliers : ……...55

III.3.3.4.A.Condition de non fragilité : ……55

III.3.3.4.B.Les armatures de répartition : ……56

III.3.3.4.C.Vérification de l'espacement : ……56

III.3.3.4.D.Vérification de l'effort tranchant : ……56

SOMMAIRE

III.3.3.4.E.Vérification à l'E.L.S : ……....57

III.3.3.4.F.Vérification de la flèche……..57

III.3.4.Calcul de la poutre palière : ……..59

III.3.4.1.Pré dimensionnement : ……..69

III.3.4.2.Evaluation des charges……60

III.3.4.3.Calcul des efforts : ……60

III.3.4.3.ferraillage de la poutre palière ……...……60

III.5.4.4.A.Condition de non fragilité : ……63

III.3.4.4. B.Vérification de l'effort tranchant : ……63

III.3.4.4.C.Vérification de compression dans la bielle de béton:…….63

III.3.4.4.D.Vérification au voisinage de l'appui: ……63

III.3.4.4.E. Armatures transversales: ……64

III.3.4.4.E.1.Vérification du R.P.A 2003 : ……..64

III.3.4.4.F.Vérification à l'E.L.S : ……65

III.3.4.4.G.Vérifications préliminaires de la flèche : ……66

III.4.Calcul des dalles pleines: ……68

III.4.1.Définition: ……68

III.4.2. Méthode de calcul: ……...68

III.4.2.1. Principe de calcul: ……68

III.4.3.Position des lignes de rupture: ……..69

III.4.3. 1.Cas d'une dalle reposant sur 2 appuis : ……69

III.6.4.1.1. Calcul du ferraillage……72

III.5.La dalle machine : ……75

III.5.1. Introduction : ……75

III.5.2.Prédimensionnement : ……...75

III.5.3. Détermination des charges permanentes et charges d'exploitation ……..76

III.5.3.a. Charges permanentes G : ……..76

SOMMAIRE

III.5.3.b. Poids de la machine supportée : ……76

III.5.3.c. La charge d'exploitation : ……..77

III.5.4. calcul des sollicitations : ……..77

III.5.4.a. Méthode de calcul : ……...77

III.5.4.b. Hypothèses (ligne de rupture) : ……78

III.5.4.c. Principe de calcul : ……78

III.5.4.d. Calcul du ferraillage : ……81

III.5.4.e. Condition de non fragilité……..82

III.5.4.f. Condition d'espacement……83

III.5.4.g.Vérification de l'effort tranchant……83

III.5.5.Vérification à l'E.L.S : ……83

III.5.6.Vérification de la flèche :……...84

III.5.6.vérification de non poinçonnement :……...……...84

Chapitre IV

IV.1. Introduction : ……86

IV.2.a. Caractéristiques géométriques de la structure:……87

IV.2.a.1. Centre de masse : ……87

IV.2.a.2. Centre de torsion : ……..89

IV.2.a.3. Excentricité : ……..92

IV.2.a.3.1. Excentricité théorique (statique) : ……92

IV.2.a.3.2. Excentricité accidentelle……...93

IV.2.a.3.3. Effets de la torsion accidentelle……95

IV. 2.b. Choix de la méthode de calcul : ……95

IV. 2.b.1. Introduction : ……..95

IV.2.b.2. Méthode dynamique modale spectrale : ……95

IV.2.b.2.1. Principe : ……95

IV. 2.b.2.2. Modélisation……95

SOMMAIRE

IV2.b.2.3. Le spectre de réponse de calcul : ……96

a. Coefficient d'accélération A……...….96

b. facteur de correction d'amortissement (η): ……96

c. coefficient de comportement R……96

d. facteur de qualité Q……97

e. périodes caractéristiques……..98

IV.2.c. Résultats de l'analyse dynamique : ……98

IV.2.c.1. Vérification de comportement : ……..99

IV. 2.c.2. Vérification de participation massique :……...100

IV. 2.c.4Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul……101

IV. 2.c.5. Vérification de la stabilité au renversement :……102

IV. 2.c.5.1.Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur……..103

IV. 2.c.5.2. Moment de renversement : ……107

IV. 2.c.5. 3. Moment stabilisant : ……108

IV. 2.c.6. Vérification des déplacements……..109

IV. 2.c.7. Vérification vis à vis de l'effet P-*……..111

IV. 2.d. Vérification de cisaillement des éléments : (τ≤τ)……113

IV. 2.d.1. 1. poutre principal : sous combinaison (1.35G+1.5Q):……...114

IV. 2.d.1. 2.poutre secondaire: sous combinaison G+Q+E……114

IV. 2.d.1. 3.poutre palière : sous combinaison G+Q+E……..114

IV. 2.d.1. 4.poteaux 55 x 55 : ……115

IV. 2.d.1. 4.a. Sens-X Sous V2 : ……115

IV. 2.d.1..4.b. Sens -YSous V3 : ……115

IV. 2.d.1. 4.poteaux 50x 50: ……...115

IV. 2.d.1. 4.a. Sens-X Sous V2 : ……...115

IV. 2.d.1..4.b. Sens -Y Sous V3 : ……115

IV. 2.d.1.5.poteaux45x 45 : ……115

SOMMAIRE

IV. 2.d.1.5.a. Sens-X Sous V2 : ……115

IV. 2.d.1.5.b. Sens-YSous V3 : ……..116

IV. 2.d.1.6.poteaux 40 x 40: ……...116

IV. 2.d.1.6.a. Sens-X Sous V2 : ……116

IV. 2.d.1.6.b. Sens-Y Sous V3 : ……116

IV. 2.d.1.6.poteaux35x 35: ……116

IV. 2.d.1.6.a. Sens-X Sous V2 **:** ……116

IV. 2.d.1.6.b. Sens-Y Sous V3 :……..116

IV. 2.d.vérification de l'effort normal réduit : :……..116

Chapitre V

V.1. Introduction : ……..118

V.2. Ferraillage des éléments résistant : ……...118

V.2.1. Ferraillage longitudinal des poutres : ……118

V.2.1.1. Ferraillage longitudinal des poutres principales :……119

V.2.1.2. Ferraillage longitudinal des poutres secondaires :……..120

V.2.1.3.Calcul des armatures transversales des poutres……121

V.2.1.4.Vérification de la flèche des poutres :……123

V.2.2. Ferraillage des poteaux :……..125

V.2.2.1. Etat limite ultime de stabilité de forme:……125

V.2.2.2. Recommandations des règlements: ……..126

V.2.2.3. Détermination des sections d'acier: ……126

V.2.2.5. Vérification des contraintes à l'E.L.S……130

V.2.2.6. Justification des poteaux vis-à-vis l'effort tranchant……...131

V.2.2.7.Armatures transversales: ……...132

V.2. 3. Ferraillage des voiles : ……..134

V.2.3.1. Les voiles pleins : ……134

V.2.3.2.Voiles avec files d'ouvertures : ……134

SOMMAIRE

V.2.3.2.a. Les trumeaux : ……...134

V.2.3.2.b. Les linteaux : ……135

V.2.3.4. Recommandations réglementaires : ……135

V.2.3.4.a. Armatures verticales : ……135

V.2.3.4.b. Armatures horizontales : ……...135

V.2.3.4.c. Armatures transversales : ……136

V.2.3.5. Recommandations pour les voiles et les trumeaux : (RPA 99 et CBA 93)……...136

V.2.3.3. les voiles pleins : ……..137

V.2.3.3.1.les armatures verticale : ……..137

V.2.3.3.2. Calcul des armateurs horizontaux : ……...139

V.2.3.3. la cage d'ascenseur : ……139

V.2.3.3.1.les armatures verticale : ……..139

V.2.3.3.2. Calcul des armateurs horizontaux : ……...142

V.2.3.3.3.Armatures transversales : ……..…..143

V.2.3.4. les voile avec ouverture : ……..144

V.2.3.4.1.les trumeaux : ……144

V.2.3.4.2.les linteaux : ……...146

V.2.3.5.Calcule de ferraillage suivant l'axe X : ……150

V.2.3.5.1.Les armateurs longitudinaux :……150

V.2.3.5.1.Les armateurs tranversaux :……...….151

Chapitre VI

VI.1. Introduction……152

VI.2. Calcul des fondations : ……153

VI. 2.1. Calcul des semelles isolées : ……153

VI.2.1.1 Dimensionnement des semelles isolées: ……..154

VI.2.1.2Vérification du chevauchement entre les semelles isolées:……...155

VI.3 Semelles filantes : ……..157

SOMMAIRE

VI.3.1 Semelles filantes sous voile : ……..157

VI.3.2 Semelles filantes sous poteaux : ……..…160

VI.3.2.1 Ferraillage Longitudinalement : «La poutre de libage »……...163

VI.3.2.1.a. Dimensionnement : ……..163

VI.3.2.1.b. Calcul des moments : ……..…..165

VI.4 Le Radier…….169

VI 4.1. Dimensionnement du radier: …….170

VI 4.2. Ferraillage du radier: ……..170

VI.5. Les longrines : ……...172

VI.5.1. Pré dimensionnement……..172

VI.5.2. Sollicitations : ……172

VI.5.3. Ferraillage : ……173

VI.6. Etude du voile périphérique: ……174

VI.6.1. Evaluation des charges : ……175

VI.6.2. Ferraillage des voiles périphériques : ……176

Liste des Tableaux

LISTE DES TABLEAUX

Chapitre 2

Tableau 2-1 : charge permanente du mur simple cloison 9

Tableau 2-2 : charge permanente du mur double cloison 10

Tableau 2-3 : Charge permanente du plancher terrasse 11

Tableau 2-4 : Charge permanente du plancher courant 12

Tableau 2-5 : Predimentionnement des poutres 14

Tableau 2-6 : prédimensionnement des poteaux 15

Tableau 2-7 : détermination de la longueur de flambement 16

Tableau 2-8: calcule deN¯_u 18

Tableau 2-9 : Tableau des charges permanentes 19

Tableau 2-10 : Tableau des surcharges d'exploitation 20

Tableau 2-11 : Tableau de vérification 21

Tableau 2-12 : vérifications de coffrage des poteaux 22

Tableau 2-13 : Les dimension des voiles 23

Chapitre 3

Tableau 3-1 : Les charges 24

Tableau 3-2 : Les efforts 24

Tableau 3-3 : Les données 25

Tableau 3-4 : les charges de la poutrelle avant collage 33

Tableau 3-5 : Calcul des moments 33

Tableau 3-6 : Détermination le nombre des étaiements 35

Tableau 3-7 : Actions de calcul des poutrelles après coulage 37

Tableau 3-8 : Différentes sollicitations dans la poutrelle à cinq travées (ELU) 38

Tableau 3-9 : Différentes sollicitations dans la poutrelle à cinq travées (ELS) 38

Tableau 3-10 : Différentes sollicitations dans la poutrelle à 4 travées (ELU) 40

Tableau 3-11 : Différentes sollicitations dans la poutrelle à 4 travées (ELS) 40

Tableau 3-12 : Différentes sollicitations dans la poutrelle à 7 travées (ELU) 41

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 3-13 : Différentes sollicitations dans la poutrelle à 7 travées (ELS) 42
Tableau 3-14: Récapitulations des efforts internes..... 43
Tableau 3-15 : calcul des armatures 45
Tableau 3-16 : ferraillages longitudinaux des poutrelles..... 45
Tableau 3-17 : les armatures transversales dans les poutrelles et leur espacement..... 46
Tableau 3-18 : vérifications préliminaires de la flèche des poutrelles 47
Tableau 3-19 : Poids propre du palier de repos de l'escalier..... 51
Tableau 3-20 : Poids propre de la paillasse de l'escalier 52
Tableau 3-21 : Combinaison des charges de l'escalier..... 52
Tableau 3-22 : Récapitulation des efforts de l'escalier E.L.U 53
Tableau 3-23 : Récapitulation des efforts de l'escalier du type .1. E.L.S 54
Tableau 3-24 : les données 55
Tableau 3-25 : Calcul des sections d'acier de l'escalier 55
Tableau 3-26 : Les armatures de répartition 56
Tableau 3-27 : Vérification de l'espacement 56
Tableau 3-28 : Vérification à l'E.L.S 59
Tableau 3-29 : Vérification de la flèche de l'escalier..... 60
Tableau 3-30 : prédimensionnement de la poutre palière..... 60
Tableau 3-31 : Les efforts agissants sur une poutre palière..... 61
Tableau 3-32 : les données 62
Tableau 3-33 : Calcul des sections d'acier de la poutre palière 62
Tableau 3-34 : Vérification à l'E.L.S 66
Tableau 3-35 : vérifications préliminaires de la flèche de la poutre palière..... 66
Tableau 3-36 : Travail externe..... 70
Tableau 3-37 : Travail interne 71
Tableau 3-38 : les données 72
Tableau 3-39 : Calcul des sections d'acier de la dalle..... 72

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 3-40 : vérification a ELS 73

Tableau 3-41 : vérification de l'effort tranchant 74

Tableau 3.42. Vérification de flèche de la dalle pleine 74

Tableau 3-43 : Charges permanentes 76

Tableau 3-44 : Les charges concentrées 77

Tableau 3-45 : Détermination des chargements de la dalle 77

Tableau 3-46 : Travail externe 80

Tableau 3-47 : Travail interne 81

Tableau 3-48 : Les données 82

Tableau 3-49 : Calcul des sections d'acier de la dalle 82

Tableau 3-50 : Calcul de moment à E.L.S 84

Tableau 3-50 : Vérification à E.L.S 84

Chapitre 4

Tableau 4-1 : Calcule du centre de masse 88

Tableau 4-2 : Calcul du centre de torsion 92

Tableau 4-3 : Calcul de l'excentricité théorique 93

Tableau 4-4 : Calcul de l'excentricité accidentelle 94

Tableau 4-5 : Calcul de l'excentricité totale 94

Tableau 4-6 : détermination du facteur de qualité Q 97

Tableau 4-7 : Le comportement des trois premiers modes 100

Tableau 4-8: Coefficient de participation massique 100

Tableau 4-9 : Calcul de la force sismique (M.S.E) 102

Tableau 4-10 : Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul 102

Tableau 4-11 : Forces sismiques selon la hauteur suivant X 104

Tableau 4-12 : Forces sismiques selon la hauteur suivant Y 106

Tableau 4-13 : calcul du moment de renversement 108

Tableau 4-14 : calcul du moment stabilisant 108

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 4-15 : Vérification de stabilisation..... 109

Tableau 4-16 : Vérification des déplacements inter-étages sens X 110

Tableau 4-17 : Vérification des déplacements inter-étages sens-Y 111

Tableau 4-18: Vérification l'effet P-* sens X 112

Tableau 4-19 : Vérification l'effet P-* sens Y 113

Tableau 4-20 : Vérification de cisaillement des poutres 114

Tableau 4-21 : Vérification de cisaillement des poteaux 117

Chapitre 5

Tableau 5-1 : Ferraillage longitudinal des poutres principales..... 119

Tableau 5-2 : vérification de ferraillage des poutres principales avec les règlements 119

Tableau 5-3 :Vérification des contraintes à l'ELS des poutres principales..... 120

Tableau 5-4 : Ferraillage longitudinal des poutres secondaires 120

Tableau 5-5 : Vérification des contraintes à l'ELS des poutres secondaires..... 121

Tableau 5-6 :Calcul de $\tau_{\bar{u}}$ 121

Tableau 5-7 :Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres principales 122

Tableau 5-8 :Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres secondaires 122

Tableau 5-9 :Section d'armatures transversales des poutres principales et secondaires..... 123

Tableau 5-10: Vérification de la flèche des poutres 124

Tableau 5-11: Ferraillage des poteaux..... 127

Tableau 5-12 : vérification de ferraillage longitudinal des poteaux avec les règlements..... 128

Tableau 5-13: vérification des poteaux à l'ELS 129

Tableau 5-14 : vérification des contraintes de cisaillement 132

Tableau 5-15 : Choix des armatures transversales est leur espacement 133

Tableau 5-16 : calcul des armateurs verticaux 138

Tableau 5-17 : Calcul des armateurs verticaux 138

Tableau 5-18 : vérification des armatures a ELS des voiles..... 139

Tableau 5-19 : calcul des armateurs horizontaux 139

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 5-20 : calcul des armateurs verticaux 140

Tableau 5-21 : vérification de ferraillage longitudinal des voiles avec les règlements 141

Tableau 5-22: vérification des armatures a ELS des voiles suivant x 141

Tableau 5-23 : vérification des armatures a ELS des voiles suivant y 142

Tableau 5-24 : calcul des armateurs horizontaux suivant x 142

Tableau 5-25 : calcul des armateurs horizontaux suivant y 143

Tableau 5-26 : diamètre des armateurs transversaux 143

Tableau 5-27 : calcul des armateurs verticaux 144

Tableau 5-28 : vérification des armatures a ELS des voiles 145

Tableau 5-29 : calcul des armateurs horizontaux 145

Tableau 5-30 : Calcul de l'armature longitudinal 150

Tableau 5-31 : Calcul de l'armature transversal 151

Chapitre 6

Tableau 6-1 : dimensionnement de la section des semelles isolées 154

Tableau 6-2 : dimensionnement finales des semelles isolées 154

Tableau 6-3 : Vérification de chevauchement des semelles suivant l'axe-X 155

Tableau 6-4 : Vérification de chevauchement des semelles suivant l'axe-Y 155

Tableau 6-5 : dimensionnement de la section des semelles filantes a L'ELS 158

Tableau 6-6 : ferraillage des semelles filantes sous voiles l'ELS 158

Tableau 6-7 : ferraillage des semelles filantes sous voiles l'ELU 159

Tableau 6-9 : Vérification des longueurs de scellement des semelles filantes 159

Tableau 6-10 : Vérification de la stabilité au renversement de la semelle filante 159

Tableau 6-1 Dimensionnement des semelles filantes sous poteaux à l'ELS 161

Tableau 6-12 : Vérifications des semelles filantes sous poteaux à l'ELA 161

Tableau 6-13 : Ferraillage des semelles filantes sous poteaux l'ELS 162

Tableau 6-14 : Ferraillage des semelles filantes sous poteauxl'ELU 162

Tableau 6-15 : Le ferraillage finale des filantes sous poteaux 162

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 6-16 : Vérification des longueurs de scellement des semelles filantes 163
Tableau 6-17 : Vérification de la stabilité au renversement 163
Tableau 6-18 : Détermination des valeurs de q de la poutre de libage 165
Tableau 6-19 : Ferraillage la poutre de libage à l'ELU 166
Tableau 6-20 : vérification des contraintes la poutre de libage à l'ELS 166
Tableau 6-21 : calcul des armatures transversales de la poutre de libage et leur espacement 167
Tableau 6-22 : Vérification de la flèche pour la poutre de libage 167
Tableau 6-23 : calcul des armatures longitudinales à l'ELU du radier 171
Tableau 6-24 : Vérification des armatures du radier à l'ELS 172
Tableau 6-25 : Valeurs de α 173
Tableau 6-26 : Calcul des armatures du voile périphérique à l'ELU 178
Tableau 6-27 : ferraillage du voile périphérique 178
Tableau 6-28 : Vérifications des armatures du voile périphérique à l'ELS 178

Liste des Figures

LISTE DES FIGURES

Chapitre 1

Figure 1-1 : Diagramme Contrainte déformations du béton……...4

Figure 1-2 : Diagramme contrainte déformation d'acier…….....6

Chapitre 2

Figure 2-1 : dimensionnement de plancher à corps creux……...9

Figure 2-2 : Dimensions du corps creux…….9

Figure 2-3 : Simple et double cloisons……..10

Figure 2-4 : composants d'un plancher terrasse…….……...11

Figure 2-5 : composants d'un plancher courant…….……...12

Figure 2-6 : Dimensionnement de la poutre……...……...13

Figure 2-7 : Section réduite du poteau …...……...……...13

Figure. 2-8 : représentation du poteau le plus sollicité……..……...18

Chapitre 3

Figure 3-1 : L'acrotère……..24

Figure 3-2 : Section de B.A à l'ELU……25

Figure 3-3 : Ferraillage de l'acrotère…….……30

Figure 3-4 : disposition constructive des armatures de la table de compression……..32

Figure 3-5 : schématisation de la poutrelle avant coulage……33

Figure 3-6 : Choix de disposition des étaiements…….34

Figure 3-7 : disposition des étaiements…….35

Figure 3-8 : poutrelle a deux travées…….38

Figure 3-9 : Diagramme des moments dans la poutrelle à 2 travées (ELU)…….39

Figure 3-10 : Diagramme des efforts tranchants dans la poutrelle à 2 travées (ELU)……..39

Figure 3-11: Diagramme des moments dans la poutrelle à 2 travées (ELS)…….39

Figure 3-11: poutrelle a quatre travées……..39

Figure 3-12 : Diagramme des moments dans la poutrelle à 4 travées (ELU)……...40

Figure 3-13 : Diagramme des efforts tranchants dans la poutrelle à 4 travées (ELU)……..40

LISTE DES FIGURES

Figure 3-14 : Diagramme des efforts tranchants dans la poutrelle à 4 travées (ELS)……..41

Figure 3-15 : poutrelle a sept travées……41

Figure 3-16 : Diagramme des moments dans la poutrelle à 7 travées (ELU)……...42

Figure 3-17 : Diagramme des efforts tranchants dans la poutrelle à 7 travées (ELU)…….42

Figure 3-18 : Diagramme des moments dans la poutrelle à 7 travées (ELS)……43

Figure 3-19 : les sections considérées pour le calcul des ferraillages……44

Figure 3-20 : ferraillage des poutrelles en zone d'appui (à gauche), en travée (à droite)….48

Figure 3-21 : Représentation d'un escalier……49

Figure 3-22 : escalier a une seule volé……..50

Figure 3-23 : Dimensions de l'escalier……..50

Figure 3-24 : Schéma statique à l'E.L.U……53

Figure 3-25 : Diagramme de moment l'E.L.U……..53

Figure 3-26 : Diagramme d'effort tranchant l'E.L.U……54

Figure 3-27 : Schéma statique à l'E.L.S……54

Figure 3-28 : Diagramme de moment l'E.L.S……..54

Figure 3-29 : Dimensionnement de la poutre palière……59

Figure 3-30 : Diagramme de moment l'E.L.U……..61

Figure 3-31 : Diagramme d'effort tranchant l'E.L.U……61

Figure 3-32 : Diagramme de moment l'E.L.S……..62

Figure 3-33 : ferraillage de la poutre palière……67

Figure 3-34 : dalle reposant sur deux appuis……69

Figure 3-35 : Représentation de lignes de rupture……70

Figure 3-36 : Représentation de la flèche……70

Figure 3-37 : Dimensions de la dalle machine……75

Figure 3-38 : Déférentes charges agissantes sur la dalle……..76

Figure 3-39 : Les lignes de rupture……..…..79

Figure 3-40 : La vérification de non poinconnement……..…..79

LISTE DES FIGURES

Chapitre 4

Figure 4-1 : Vue de la structure en 3D……..86

Figure 4-2-a : disposition des voiles……..88

Figure 4-2-b : disposition des voiles en 3D……...89

Figure 4-3 : Spectre de réponse…….98

Figure 4-4 : Le comportement de 1ére et 2éme modes…….99

Figure 4-5 : Le comportement de 3éme mode……...99

Figure4-6 : Les forces agissent sur la stabilité au renversement……103

Figure 4-7 : Distribution des forces sismiques……104

Figure 4-8 : Concentration des forces sismiques aux étages suivant X……105

Figure 4-8 : Concentration des forces sismiques aux étages suivant Y……107

Chapitre 5

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

Figure 5-2 : Ferraillage des poutres principales……..124

Figure 5-3 : Ferraillage des poutres secondaire……...125

Figure5-4 : ferraillage des poteaux (55x55)……133

Figure5-5 : ferraillage des poteaux (50x50)……133

Figure5-6 : ferraillage des poteaux (45x45)……134

Figure5-7 : ferraillage des poteaux (40x40)……134

Figure5-8 : ferraillage des poteaux (35x35)……134

Figure 5-9 : disposition des armatures verticales dans les voiles……137

Figure 5-10 : disposition des armateurs transversaux (épingles)……...144

Figure 5-11 : Moments et efforts tranchants dans les linteaux……148

Figure 5-12 : Armatures du linteau selon le RPA 99v 2003……..……..149

Figure 5-12 : Disposition des armatures dans les voiles pleine ……...……..151

Figure 5-13 : Disposition des armatures dans les voiles (cage d'assanceur)……..151

Figure 5-14 : Disposition des armatures dans les voiles avec ouverture ……..……..151

LISTE DES FIGURES

Chapitre 6

Figure 6.1.représentation des semelles isolées sous poteauxcarrés…….153

figure 6 -2 :position des semelles isolées……..155

Figure 6 .3.représentation des semelles filantes……..155

Figure 6.4.représentation des semelles Filantes sous poteaux……..…….156

Figure 6.5.représentation des semelles Filantes sous voiles……...156

Figure 6 -6 :position des semelles filante……..157

Figure 6 -7 : schémas d'une Semelle filante sous poteaux poteaux……160

Figure 6-8 : Représentation 3D de la semelle filante sous deux poteaux……160

Figure 6 -9 : Représentation 3D de la semelle filante sous trois poteaux……...161

Figure 6.10.Disposition du ferraillage de la poutre de libage 2……..168

Figure 6.11.Disposition du ferraillage de la poutre de libage 3……..168

Figure 6.12.Disposition du ferraillage de la poutre de libage 5……..169

Figure 6.13: schémas d'un radier partiel…….169

Figure 6.14. Ferraillage des longrines…….174

Figure 6-15 : schéma du chargement qui vient au voile périphérique……175

Figure 6-16 : schéma des dimensions du voile périphérique……..177

Figure 6-17 : disposition de ferraillage du voile périphérique……179

Notations

NOTATIONS:

Majuscules romaines :

A : Section d'acier tendu.

A' : Section d'acier comprimé.

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

A: Section d'un cours d'armatures transversales.

B : Aire du béton.

B_r : Section réduite du béton d'un poteau.

L_t : Largeur de la section tendue.

E.L.S : Etat Limite de Service.

E.L.U : Etat Limite Ultime.

E_v : Module de déformation longitudinale différée du béton.

E_i : Module de déformation longitudinale instantanée du béton.

E_s : Module de déformation longitudinale de l'acier.

I : Moment d'inertie.

I_e : Moment d'inertie équivalent.

M : Moment fléchissant.

M_t : Moment fléchissant en travée d'une poutre.

M_a : Moment fléchissant en appui d'une poutre.

M_u : Moment fléchissant à l'E.L.U.

M_{ser} : Moment fléchissant à l'E.L.S '

N : Effort normal.

N_{ser} : Effort normal de service.

N_U : Effort normal ultime.

T_U : 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.

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

c, c' : Enrobage supérieur et inférieur.

d : Hauteur utile d'une section.

f : Flèche.

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

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

f_e : Limite d'élasticité de l'acier.

f_{tj} : Résistance conventionnelle de la traction du béton à « j » jours.

f_{t28} : Résistance conventionnelle de la traction de béton à «28 » jours.

i : Rayon de giration.

I_f : Longueur de flambement,

S_t : Espacement de cours d'armature transversale.

S_h : Espacement de cours d'armature horizontale.

S_v : Espacement des armatures verticales.

❖ Majuscules grecques :

Δ : Variation.

$\sum$: 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.

OUI : Condition vérifiée.

C.N.V : Condition non vérifiée.

Dur : Durable.

Acc : Accidentelle.

Introduction Générale

INTRODUCTION GENERALE

Ce projet est un étude d'un bloc à usage d'habitation contient (Entre-sol+ RDC + 8Etages), dans le cadre de la construction de 90 logements LSP wilaya de Tipaza, cette région est classée dans la zone de forte sismicité III.

La résistance de la structure aux charges horizontale et verticale est assurée par un système mixte de portiques contreventés par des voiles.

Cette étude met en application les connaissances acquises durant
La période de formation de Master à travers l'étude des ouvrages en béton armé.

Le premier chapitre comporte une présentation de l'ouvrage et ses
Dimensions. Le second traite le calcul de pré dimensionnement des différents éléments porteurs à savoir : les poteaux, les poutres, les planchers et les voiles. Le calcul des éléments secondaires et les vérifications relatives nécessaires sont présentées au troisième chapitre.

Le 4éme chapitre présente l'analyse dynamique de la structure par utilisation du logiciel de calcul "SAP2000 version 16", on présente d'abord les différentes caractéristiques géométriques de la structure qui intervient dans la réponse dynamique,

Les résultats ainsi obtenus (efforts max) servent au calcul du ferraillage des éléments (portiques et voiles), qui est la partie de 5éme Chapitre.

Finalement le bloc est fondé conformément au rapport du sol.

CHAPITRE I

PRESENTATION DE L'OUVRAGE

I.1 Introduction

Le Béton Armé est parmi les matériaux de construction qui est le plus utilisé et le plus économique dans la plupart des constructions .il est le plus répondu dans notre pays car la majorité des ouvrages sont construits en (B.A).

Il constitue une branche de (G.C) qui' a pour but de dimensionner les ouvrages d'une façon économique et sécurité dans la domaine de génie civil .

I.2 Présentation de l'ouvrage :

Notre projet est un bâtiment à usage habitation (entre sol+RDC+8) Contreventé par voile situé au niveau de la wilaya de TIPAZA (zone III) dans le groupe d'usage 2 et implanté dans une zone de fort sismicité selon le (RPA99 V2003)

I.3 caractéristiques géométriques du bâtiment :

Notre projet a une forme rectangulaire avec un décrochement en (plan et élévation)

Dont les dimensions sont les :

- Hauteur d'étage $\mathbf{h_e = 3.24m}$.
- Hauteur de RDC $\mathbf{h_{RDC} = 3.74\ m.}$
- Hauteur totale de bâtiment **H = 33.17 m.**
- Cage d'escaliers : $\mathbf{(3.98 \times 3.65)\ m^2}$.
- Cage d'ascenseur : $\mathbf{2 \times (2.17 \times 1.90)\ m^2.}$
- Largeur du bâtiment **B = 20.09 m.**
- Longueur du bâtiment **L = 28.80 m.**

I.4 Caractéristiques du sol :

_ Le sol d'assise de la construction est un sol meuble d'après le rapport du laboratoire de la mécanique des sols.

_ La contrainte du sol est σ_{sol} = 2.5 bars pour un ancrage D = 1,50 m.

_ L'angle de frottement interne du sol $\varphi = 13°$

_ La cohésion C = 0.85.

I.5 Les éléments d'une construction

Les principaux éléments d'une construction comprennent :

- **Les fondations** : qui permettant à la construction de reposer sur le sol tout en la supportant et en assurant sa stabilité.
- **La structure ou ossature** : qui assure la stabilité aérienne de l'ouvrage, supporte toutes les charges appliquées et transmet aux fondations les sollicitations dues au poids de l'édifice, aux charges d'occupation et aux constructions exercées par le vent, la neige, les secousses sismiques, ... etc.

I.6 les charges :

Elles sont classées en charges « statiques » et « dynamiques ». Les charges statiques comprennent le poids du bâtiment lui-même, ainsi que tous les éléments principaux de l'immeuble .les charges statiques agissent en permanence vers le bas et s'additionnent en partant du haut du bâtiment vers le bas.

Les charges dynamiques peuvent être la pression du vent, les forces sismiques, les vibrations provoquées par les machines, les meubles, les marchandises ou l'équipement stockés.

Les charges dynamiques sont temporaires et peuvent produire des contraintes locales, vibratoires ou de choc.

I.7 Conception de la structure :

1. Planchers :

Nous avons utilisé un seul type de plancher ; plancher corps creux pour tous les niveaux avec un plancher terrasse d'une forme de pente pour permettre l'écoulement des eaux pluviales vers les conduites d'évacuation.

2. Contreventement :

Le contreventement est assuré par les éléments structuraux qui concourent à la résistance et la stabilité de construction contre les actions horizontales telle que le séisme.

En utilisant pour cela :

- Des voiles dans les deux sens longitudinal et transversal.
- Des portiques constituent par des poteaux et des poutres.

3. Escaliers :

Sont des éléments en gradins, ils permettent la circulation verticales des personnes entre les étages. Ils sont construits en B.A.

4. **Ascenseur :**

C'est un appareil automatique élévateur installé, comportant une cabine dont les dimensions et la constitution permettant l'accès des personnes et de matériels. Nous avons choisi deux ascenseurs d'un seul type.

5. **Maçonnerie :**

Ils se composent d'une enveloppe extérieure isolant de l'humidité et du bruit.

- Les murs de façade sont constitués par double parois en briques creuses, dont l'épaisseur est (15 + 10) cm, séparés par une lame d'air de 5 cm.
- Les murs intérieurs de 10 cm d'épaisseur en briques creuses.

6. **Revêtement :**

- Enduit de ciment pour les murs et les plafonds.
- Carrelage pour les planchers et les escaliers.

7. **Fondations :**

L'infrastructure, constitué des éléments structuraux des sous-sols éventuels et le système de fondation doivent former un ensemble résistant et rigide, cet ensemble devra être capable de transmettre les charges sismiques horizontales en plus des charges verticales, de limiter les tassements différentiels .Le système de fondation doit être homogène.

8. **Type de coffrage utilisé :**

Les éléments structuraux « Poteaux, Poutres et les Voiles » sont réalisés par le coffrage métallique ou coffrage en bois.

Pour les planchers corps creux et les escaliers, on utilise les coffrages en bois.

I.8 Caractéristiques mécaniques des matériaux :

1. **Le Béton :**

C'est un matériau de construction reconstituant artificiellement la roche, composé de granulats, de sable, de ciment, d'eau et éventuellement d'adjuvants pour en modifier les propriétés. C'est le matériau de construction le plus utilisé au Monde, que ce soit en bâtiment ou en travaux publics.

Il présente une très bonne résistance à la compression .Par contre il a une mauvaise résistance à la traction.

- **Résistance caractéristique : [1]**

  La résistance à la compression est égale à la rupture par compression à « j » jours sur un cylindre de 200 cm^2 de section.

- Compression : f_{C28} = 25 Mpa « pour j = 28 jours ». ►► Art [A.2.1.1.1.] ◄◄
- Traction : $f_{T28} = 0,6 + 0,06\, f_{C28}$ = 2,1 Mpa**.** ►► Art [A.2.1.1.2] ◄◄

- **<u>Module de déformation longitudinale du béton</u> :[1]**

- Module instantané : ►Art [A.2.1.2.1] ◄ $E_i = 11000\sqrt[3]{f_{c28}} = 32164,195$ Mpa.

- Module différé : ►Art [A.2.1.2.2] ◄ $E_v = 3700\sqrt[3]{f_{c28}} = 10818,9$ Mpa.

- **<u>Contrainte de calcul de béton comprimé :</u> [1]** ►►Art [A.4.3.4.1] ◄◄

a. <u>Etat limite ultime de résistance « E.L.U.R » :</u>

: La déformation du béton à la compression.

Si : $0 \le \zeta_{bc} \le 2‰ \Rightarrow \sigma_{bc} = \dfrac{0,85.f_{c28}}{\theta.\gamma_b.\left[1-\left(2-\dfrac{\zeta_{bc}}{2}\right)\right]}$ ..... I.7.

La courbe est sous forme d'une parabole.

Si : $2‰ \le \zeta_{bc} \le 3,5‰ \Rightarrow \sigma_{bc} = \dfrac{0,85.f_{c28}}{\theta.\gamma_b}$ .....

La courbe est sous forme d'un rectangle.

Avec : $\theta = \begin{cases} 1 & \text{si } t \ge 24 \text{ heures} \\ 0,9 & \text{si } 1 \le t \le 24 \text{ heures} \\ 0,85 & \text{si } t < 1 \text{ heure} \end{cases}$ ..... I.9.

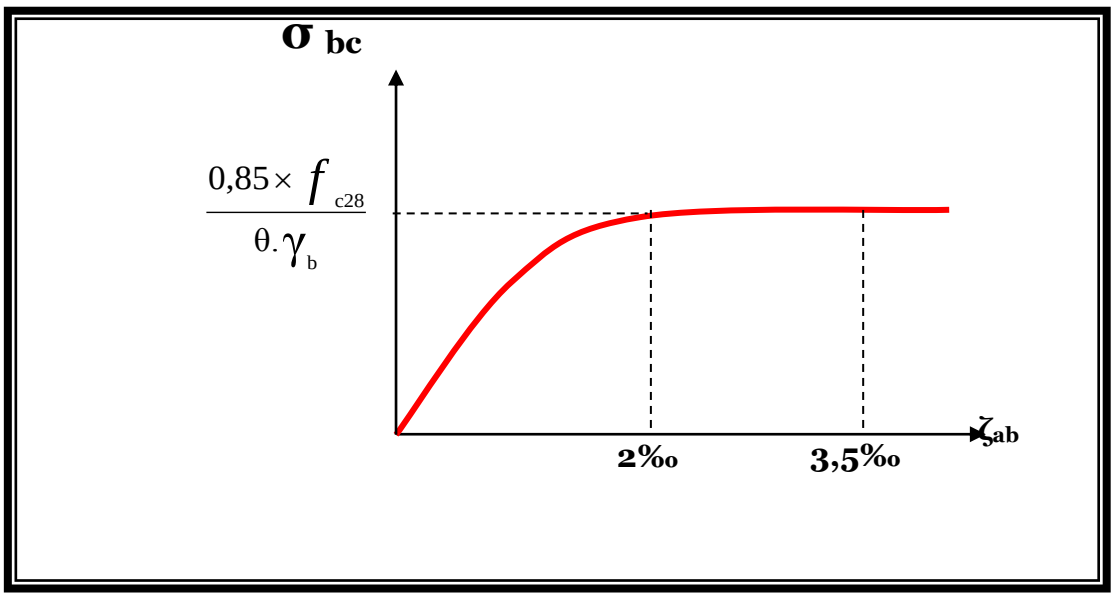


Figure 1 .1 Diagramme Contrainte déformations du béton

b. Etat Limite Service « E.L.S » :

La contrainte admissible du béton à la compression

$$\overline{\sigma_{bc}} = 0{,}6.f_{c28} = 15 \text{ Mpa.}$$

2. Les Armatures :

Les armatures en acier à pour objectif de supporter les efforts de traction dans les pièces fléchies et tendues, et de renforcer les sections de pièces comprimées. La quantité des armatures est calculée de façon à assurer la résistance aux charges déterminées. Les armatures d'acier utilisées dans le béton armé sont fabriquées en barres laminées à chaud et en fils étirés à froids.

- **Type d'acier utilisé :**

➢ Barres lisses ⟶ FeE 235

➢ Barres à haute adhérence ⟶ FeE400

➢ Treillis soudé de diamètre 6 à haute adhérence ⟶ FeE520

Contrainte de calcul d'acier : [1] ►► Art [A.2.2.2] ◄◄:

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

a. Etat Limite Ultime « E.L.U » :

F_e : Limite d'élasticité de l'acier : F_e = 400 Mpa.

γ_s : Coefficient de sécurité γ_s = 1,15.

γ_s = 1 en situation accidentelle.

Es : Module d'élasticité de l'acier $E_S = 2 \times 10^5$ Mpa. [1] ►► Art [A.2.2.1] ◄◄

$$\zeta_L = \frac{F_e}{\gamma_s \times E_s} = \frac{400}{1{,}15 \times 2 \times 10^5} = 1{,}739 \text{ ‰}.$$

$$\zeta_s < \zeta_L \Rightarrow \text{Si} \sigma_s = \zeta_s \times E_s.$$

$$\Rightarrow \sigma_s = \frac{F_e}{\gamma_s} \Rightarrow \sigma_s = \frac{400}{1{,}15} = 347{,}826 \text{ Mpa.}$$

$$\alpha_L = \frac{3{,}5}{3{,}5 + 1{,}739} = 0{,}668 \text{ Mpa.}$$

$$\mu_L = 0{,}8 * \alpha_L (1 - 0{,}4\,\alpha_L) = 0{,}392.$$

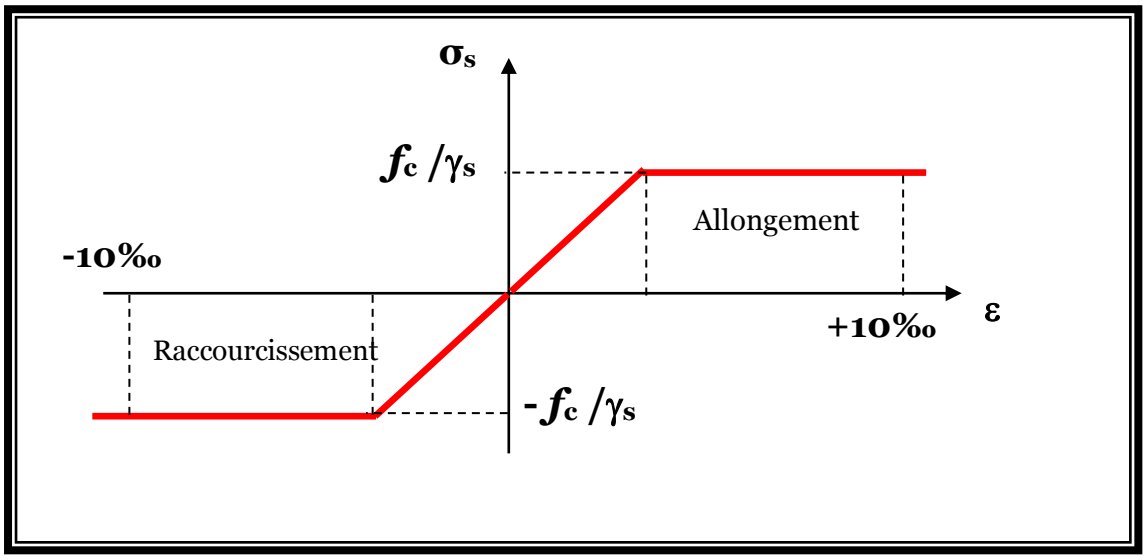


Figure 1 .2 Diagramme contrainte déformation d'acier

b. Etat Limite Service (E.L.S) :

Les contraintes admissibles de l'acier sont données comme suite :

- Fissuration préjudiciable, il n'y a aucune vérification à effectuer en ce qui concerne σ_s. **[1]**
- Fissuration peu préjudiciable.

$$\overline{\sigma_S} < \sigma_S \quad \text{avec} \quad \sigma_s = \min\left(\frac{2}{3} f_e .110.\sqrt{\eta . f_{c28}}\right) \ldots\ldots\ldots\ldots \quad \textbf{[1]}$$

- Fissuration très préjudiciable.

$$\overline{\sigma_S} < \sigma_s \quad \text{avec} \quad \sigma_s = \min\left(\frac{1}{2} f_e .90\sqrt{\eta . f_{c28}}\right) \ldots\ldots\ldots\ldots \quad \textbf{[1]}$$

Avec η: coefficient de fissuration.

$$\eta = \begin{cases} 1{,}0 & \text{pour Rond Lisse.} \\ 1{,}60 & \text{pour Haute Adhérence.} \end{cases}$$

I.9 Combinaison de calcul :

Les sollicitations sont calculées en appliquant à la structure les combinaisons d'actions définies ci-après :

- Les combinaisons de calcul à l'état limite ultime de résistance **« E.L.U »** sont :

1. Pour les situations durables : $P1 = 1{,}35\ G + 1{,}5\ Q$
2. Pour les situations accidentelles « séisme, choc… »

$$P2 = G + Q \pm E.$$

$$P3 = G + Q \pm E.$$

$$P4 = 0{,}8\ G \pm E.$$

- Les combinaisons de calcul à l'état limite service de résistance :

$$P5 = G + Q.$$

Avec

G : Charge permanente.

Q : Charge d'exploitation.

E : L'effort de séisme.

I.10 Les règlements utilisés :.

- C.B.A 93.
- R.P.A 99 Version2003
- D.T.R.

I.11 Les logiciels utilisés :

- SAP2000 (Version 16.0) : Pour la modélisation et d'interprétation des résultats de la structure.
- AUTOCAD 2013 : Pour les dessins des plans.
- Excel
- Robot expert 2010

CHAPITRE II

PREDIMENSIONNEMENT

II.1. Introduction :

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

II .2.Pré dimensionnement des planchers :

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

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

Pour notre bâtiment, deux types de planchers sont utilisés : (condition de rigidité)

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

II .2.1.Plancher à corps creux :

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

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

Avec :

- ♦ L : la portée la plus longue de la poutrelle mesurée à nus des appuis.
- ♦ Pour le cas de notre structure, nous avons : L = **5.10** m.

- ➢ $510/20 \geq ht \geq 510/25$ $\Rightarrow 25.50cm \geq ht \geq 20.40$ cm.
- ➢ Et: $ht \geq 510/22.5$ $\Rightarrow ht \geq 22.66$ cm

On choisit : **ht = 24 cm**

on adoptera donc un plancher à corps creux du type **(20+4)**

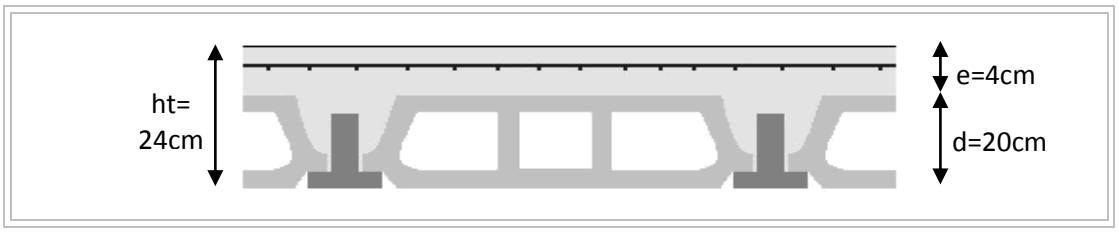


Figure 2-1 : Dimensionnement de plancher à corps creux

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

- ht ≥ 20 cm

D'où on a : 24 cm >20 cm **(condition vérifier).**

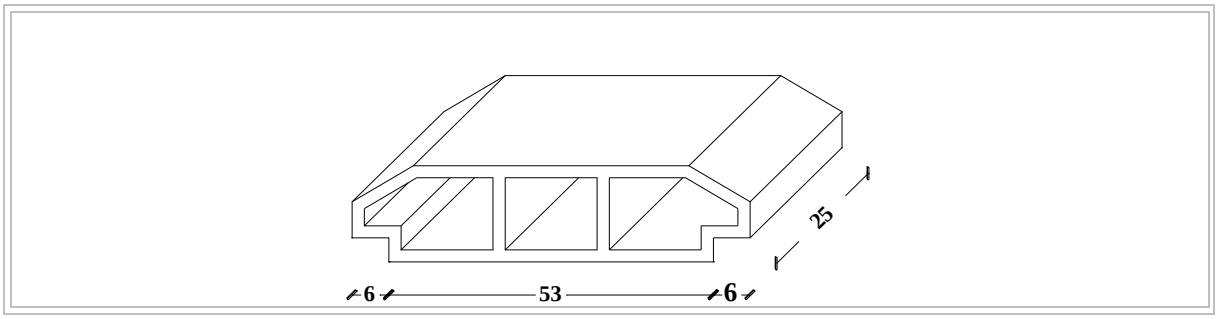


Figure 2-2 : Dimensions du corps

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

II.3.1.Maçonnerie :

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

Tableau 2-1 : Charge permanente du mur simple cloison

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

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

Tableau 2-2 : Charge permanente du mur double cloison

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

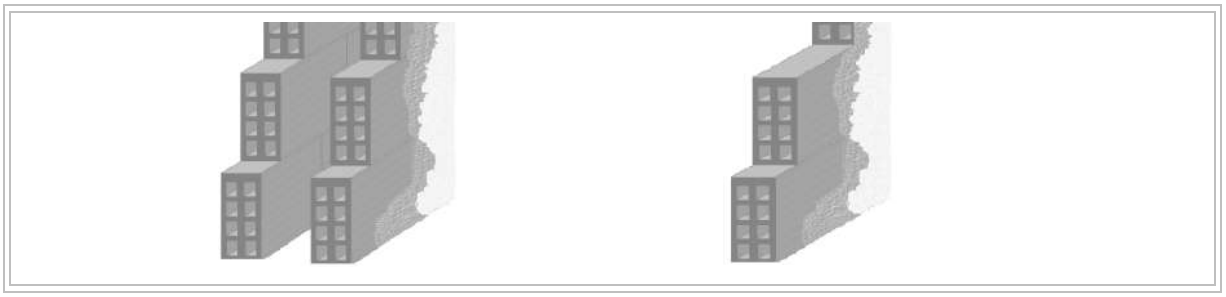


Figure 2-3 : Simple et double cloisons

II.3.2. Plancher terrasse :

II.3.2.a. Charges permanentes :

Tableau 2-3 : Charge permanente du plancher terrasse

N	Composants	Épaisseur (m)	Poids surfacique (KN/m^2)
1	**Gravillon roulé**	0.04	0.72
2	**Étanchéité**	0.02	0.12
3	**Papier kraft**	-	0.05
4	**Forme de pente**	0,14	2.2
5	**Film polyane**	-	0.01
6	**Plaque de liège**	0.03	0.03
7	**Pare vapeur**	0.01	0.06
8	**Planche corps creux**	0.20+0.04	3.20
9	**Enduit de plâtre**	0.02	0.2
		G	6.81

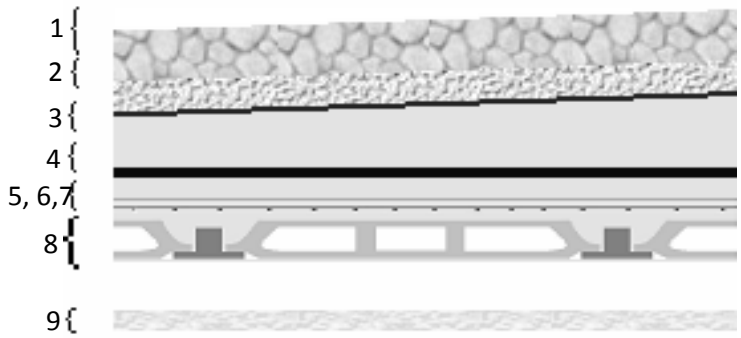


Figure 2-4 : composants d'un plancher terrasse

II.3.2.b. Charges d'exploitation :

_ Terrasse inaccessible Q = 1 KN/m^2. [2]

II.3.3. Plancher courant :

II.3.3.a. Charges permanentes :

Tableau 2-4 : Charge permanente du plancher

N	Composants	Épaisseur (m)	Poids surfacique (KN/m$^{2)}$
1	**Carrelage**	0.02	0.44
2	**Lit de sable**	0.03	0.54
3	**Mortier de pose**	0.02	0.4
4	**Planche corps creux**	0.20+0.04	3.20
5	**Enduit de plâtre**	0.02	0.2
6	**mur simple cloison**	0.1	1.62
		G	6.40



Figure 2-5 : Composants d'un plancher courant

II.3.3.b. charges d'exploitation : Q = 1.5 KN /m^2 (usage d'habitation) [2]

II.4. Prédimensionnement des poutres:

Les poutres sont des éléments linéaires dont leur section est rectangulaire ou en T, leur portée est largement supérieure aux dimensions de la section.
Les poutres sont des éléments structuraux horizontaux chargés de la transmission des charges verticales et horizontales aux éléments porteurs (poteaux et voiles). Elles sont dimensionnées d'après les conditions de résistance et de la flèche, imposées par les règles (CBA 93).

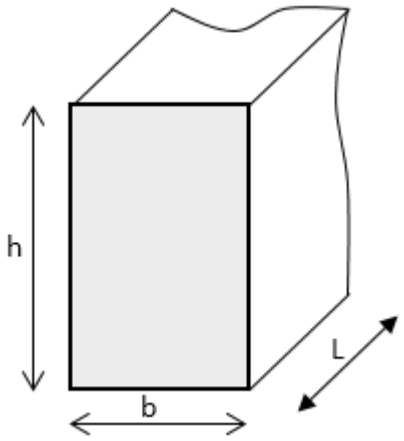


Figure 2-6 : Dimensionnement de la poutre

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

Le redimensionnement des poutres est donné par les formules empiriques suivantes :

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

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

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

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

Tableau 2-5 : Predimentionnement des poutres

	poutres principales	poutres secondaires
Conditions de résistance	L_{max}= 5.48 m ⇒ 36.53cm ≤ h ≤54.80cm on adopte h =50 cm ⇒ 10.5 cm ≤ b ≤24.5cm on adopte b = 30 cm	L_{max} = 5.10m ⇒34cm ≤h≤51cm on adopte h = 40cm ⇒ 9 cm ≤ b ≤ 21 cm on adopte b = 30 cm
Vérification selon le RPA 99	h=50cm≥30cm ; b=30cm≥20cm h/b=1.67≤ 4	h=40cm≥30cm ; b=30cm≥20cm h/b=1.33≤ 4
Condition de rigidité (h/L ≥ 1/16)	(h/L=0.091) ≥ (1/16=0.0625) (condition vérifiée)	(h/L=0.07) ≥ (1/16=0.0625) (condition vérifiée)
Conclusion	h = 50cm ; b = 30 cm	h = 40 cm ; b = 30 cm

II.5.Prédimensionnement des poteaux :

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

II.5.2.Dimensions des poteaux :

Le prédimensionnement des poteaux est supposé sur la base de la condition suivante :

- ✓ MIN (b, h) ≥ 30cm

Tableau 2-6 : Pré dimensionnement des poteaux

Les niveaux		8	7	6	5	4	3	2	1	RDC	E.S
Dimension du poteau	b (cm)	35	40	40	45	45	50	50	55	55	55
	h (cm)	35	40	40	45	45	35	50	55	55	55

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

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

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

Avec L_0 = 3.74m: est comptée entre face supérieure de deux planchers consécutifs ou de sa jonction avec la fondation à la face supérieure du plancher. Pour cela on va procéder à la vérification suivante

Tableau 2-7 : Détermination de la longueur de flambement

Les niveaux	Dimension de poteau	L_f	L_f	$i = \frac{b}{\sqrt{12}}$	λ
8éme	35x35	$0.7L_0$	2.268	0.101	22.447
7éme	40x40	$0.7L_0$	2.268	0.115	19.641
6éme	40x40	$0.7L_0$	2.268	0.115	19.641
5éme	45x45	$0.7L_0$	2.268	0.130	17.459
4éme	45x45	$0.7L_0$	2.268	0.130	17.459
3éme	50x50	$0.7L_0$	2.268	0.144	15.713
2éme	50x50	$0.7L_0$	2.268	0.144	15.713
1éme	55x55	$0.7L_0$	2.268	0.159	14.285
RDC	55x55	$0.7L_0$	2.618	0.159	16.489
E.S	55x55	$0.7L_0$	2.457	0.159	15.475

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

L'effort normal admissible est :

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

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

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

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

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

avec: $\lambda = \dfrac{L_f}{i}$: C'est l'élancement mécanique

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

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

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

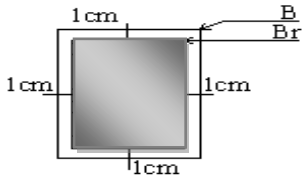


Figure 2-7 : Section réduite du poteau

Tableau 2-8: Calcule de $\bar{N}_u$

Les niveaux	Dimension (cm^2)	Br (mm^2)	λ	α	As (mm^2)	$\bar{N}_u$ (kN)
8éme	35x35	108900	22.447	0.785	122.5	16173.312
7éme	40x40	144400	19.641	0.800	160.00	21827.834
6éme	40x40	144400	19.641	0.800	160.00	21827.834
5éme	45x45	184900	17.459	0.810	202.50	28295.176
4éme	45x45	184900	17.459	0.810	202.50	28295.176
3éme	50x50	230400	15.713	0.817	250.00	35571.867
2éme	50x50	230400	15.713	0.817	250.00	35571.867
1éme	55x55	280900	14.285	0.823	302.00	43655.712
RDC	55x55	280900	16.489	0.814	302.00	43192.745
E.S	55x55	280900	15.475	0.818	302.00	43412.72

II.5.5.Détermination des charges et surcharges [3]

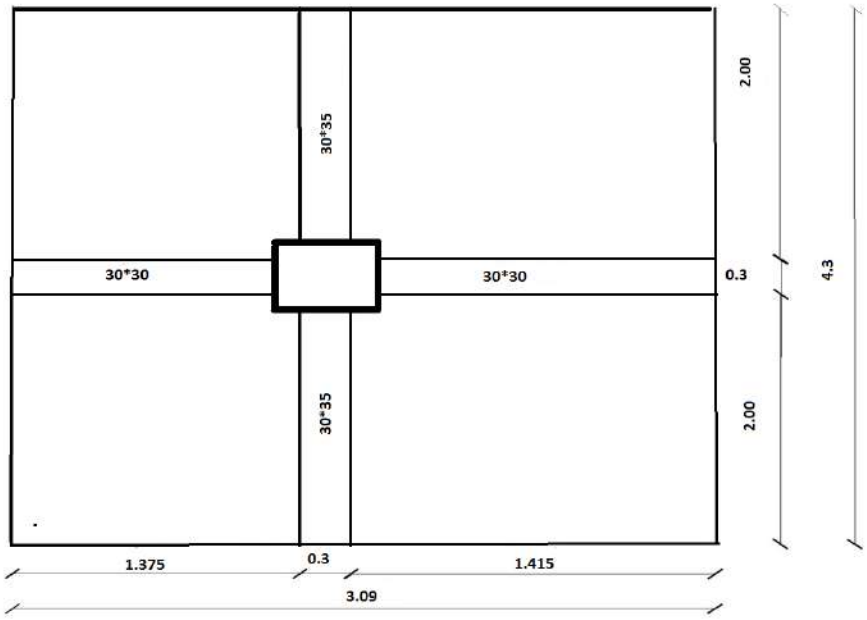


Figure. 2-8 : Représentation du poteau le plus

- Surface du plancher revenant au poteau :

S_p=(3.425-0.30)x(5.78-0.30) $\Rightarrow$ **S_p=17.125m^2**

- Surface totale :

S_t=3.425*5.78 $\Rightarrow$ **St=19.796m^2**

II.5.6.Descente des charges : [3] ►► Art [6.3] ◄◄

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

II.5.6.a.Charges permanentes :

Tableau 2-9 : Tableau des charges permanentes

Les niveaux	$G_{plancher}$ (KN)	G_{poteau} (KN)	$G_{(p.p)}$ (KN)	$G_{(p.s)}$ (KN)	$G_{(étage)}$ (KN)	G_{cum}(KN)
8éme	116.62	9.92	20.55	15.30	162.39	162.39
7éme	109.60	12.96	21.67	16.20	160.43	322.82
6éme	109.60	12.96	21.67	16.20	160.43	483.26
5éme	109.60	16.40	21.67	16.20	163.87	647.14
4éme	109.60	16.40	21.67	16.20	163.87	811.01
3éme	109.60	20.25	21.67	16.20	167.72	978.74
2éme	109.60	20.25	21.67	16.20	167.72	1146.46
1éme	109.60	24.50	21.67	16.20	171.97	1318.44
RDC	109.60	28.28	21.67	16.20	171.97	1494.20
E.S	109.60	28.54	21.67	16.20	174.01	1668.22

II.5.6.b. Charges d'exploitation :

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

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

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

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

Tableau 2-10 : Tableau des surcharges

Les niveaux	Q (kN)		$\frac{3+n}{2n}$	Q_{cum} (kN)
8éme	Q0	19.797		19.797
7éme	Q1	29.695	1	49.491
6éme	Q2	29.695	0.95	76.217
5éme	Q3	29.695	0.90	99.972
4éme	Q4	29.695	0.85	120.759
3éme	Q5	29.695	0.8	138.576
2éme	Q6	29.695	0.75	153.423
1éme	Q7	29.695	0.714	168.211
RDC	Q8	29.695	0.69	183.712
E.S	Q9	29.695	0.66	196.183

Effort normal de résistance : $\begin{cases} N_u = 1.35G + 1.5Q \\ \overline{N}_u = N_u + 10\% N_u = 1.1 N_u \end{cases}$ **[1]**

Tableau 2-11 : Tableau de vérification

Les niveaux	$G_{cumulé}$ (KN)	$Q_{cumulé}$ (KN)	N_u (KN)	$1.1N_u$ (KN)	$\overline{N}_u$ (kN)	$1.1N_u \leq \overline{N}_u$
8éme	162.39	19.79	248.92	273.81	16173.31	OUI
7éme	322.82	49.49	510.05	561.06	21827.83	OUI
6éme	483.26	76.27	766.73	843.40	21827.83	OUI
5éme	647.14	99.97	1023.59	1125.95	28295.17	OUI
4éme	811.01	120.75	1276.01	1403.61	28295.17	OUI
3éme	978.74	138.57	1529.16	1688.08	35571.86	OUI
2éme	1146.46	153.43	1777.86	1955.65	35571.86	OUI
1éme	1318.44	168.21	2032.21	2235.44	43655.71	OUI
RDC	1494.20	183.71	2292.74	2522.01	43192.74	OUI
E.S	1668.22	196.18	2546.37	2801.016	4341271.65	OUI

II.5.7.Vérification selon le RPA99v2003 :

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

Tableau 2-12 : Vérifications de coffrage des poteaux

:

Condition à vérifier	Application de condition	Vérification
Min (b, h) ≥ 30 cm	Min (b, h) = 35 cm 35cm ≥30 cm	Oui
Min (b, h)≥he /20	Min (b, h) =35cm≥ (he/20) = (3.24 - 0.30)/20=14.7cm = (3.74 - 0.30)/20=17.2cm	Oui
0.25 ≤ (b/h) ≤ 4	0.25 ≤ (b/h)=1≤ 4	Oui

II.6. Prédimensionnement des voiles :

Les voiles sont des murs réalisés en béton armé, ils auront pour rôle le contreventement du bâtiment et éventuellement supporter une fraction des charges verticales.
On considère comme voiles les éléments satisfaisant à la condition L ≥ 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 15 cm, de plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et des conditions de rigidité

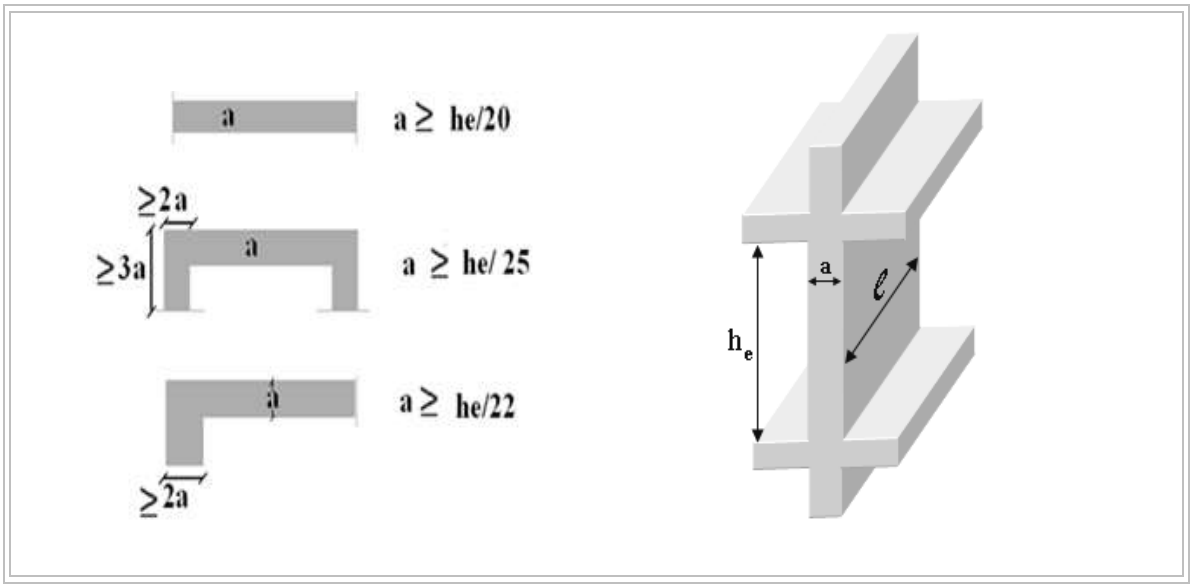


Figure 2- 9 : Coupe de voile en plan (gauche) Voile en 3D (droite)

Tableau 2-13 : Les dimensions des voiles

Les niveaux	Hauteur(cm) (he-30)	(he/25)	(he/20)	(he/22)	a≥max(A ,B,C)	A(cm)
E .C	294	0.11	0.14	0.13	0.147	15
RDC	344	0.13	0.17	0.15	0.172	20
E.S	321	0.12	0.16	0.14	0.1605	20

On adopte : a (2)=15cm a (1) =20cm

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

CHAPITRE III

CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES

III.1.Calcul de l'acrotère :

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

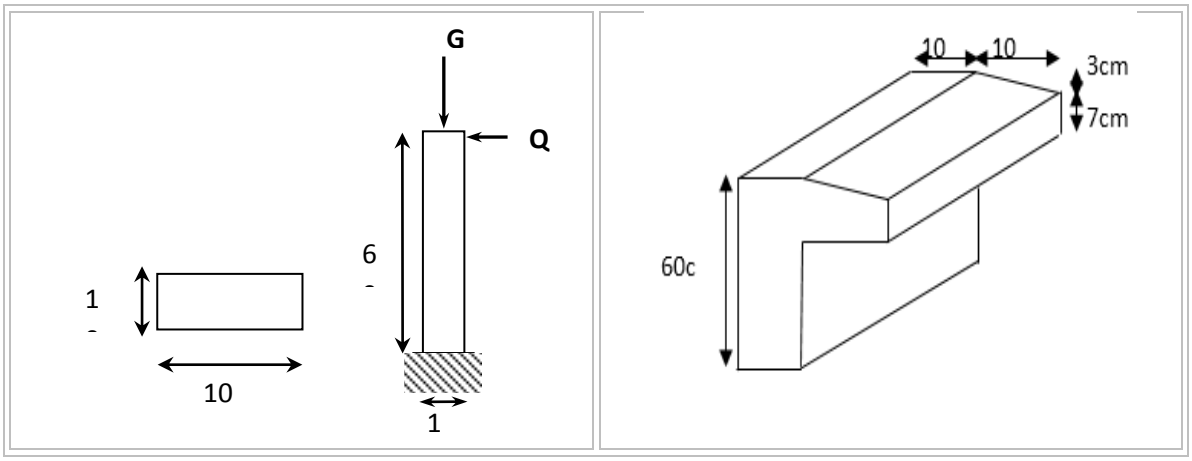


Figure 3-1 : L'acrotère

III.1.1.Charges permanentes et d'exploitations :

Tableau 3-1 : Les charges

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

III.1.2.Calcul des efforts :

Tableau 3-2 : Les efforts

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

III.1.3.Calcul du ferraillage :

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

Tableau 3-3 : 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
$\sigma_{b\ adm}$	14.2 MPa	**c'**	2.5 cm
$\sigma_{s\ adm}$	348 MPa	**b**	100 cm

III.1.3.a.À E L U :

❖ **Calcul de l'excentricité :**

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

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

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

❖ **Calcul du moment de flexion :**

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

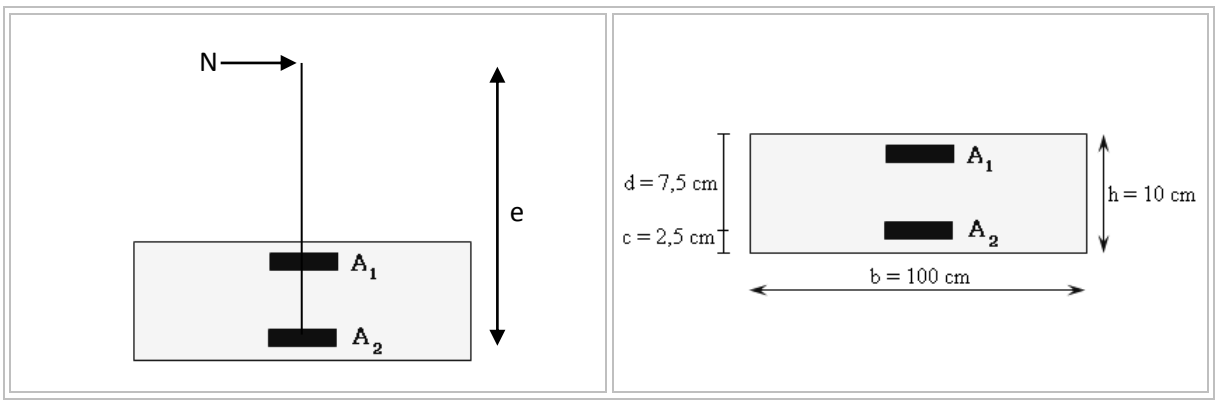


Figure 3-2 : Section de B.A à l'ELU

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

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

❖ **Calcul des armatures verticales :**

Le calcul se fait en flexion simple :

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

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

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

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

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

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

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

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

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

On adoptera : A = 4 HA 8 = 2.01 cm²

❖ **Armatures de répartition : [1]**

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

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

❖ **Espacement : [1]**

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

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

III.1.3.b. Vérification à l'E.L.S : **[1]**

Données: $N_{ser} = 1.712$ kN

$M_{ser} = 0.6$kN.m

❖ **Calcul de l'excentricité:**

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

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

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

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

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

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

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

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

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

Alors : on a une section partiellement comprimée.

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

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

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

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

$y_2^3 + py_2 + q = 0$……."*"

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

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

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

❖ **Application numérique :**

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

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

$$\Delta = q^2 + \frac{4p^3}{27} = -5.43\text{x}10^7 < 0 \Rightarrow \begin{cases} \cos\varphi = \dfrac{3q}{2p}\sqrt{\dfrac{-3}{p}} = -0.990 \Rightarrow \varphi = 171.89° \\ a = 2\sqrt{\dfrac{-p}{3}} = 59.34 \end{cases}$$

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

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.

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

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

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

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

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

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

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

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

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

III.1.4.Vérification de l'effort tranchant : [1]

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

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

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

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

Donc pas de vérification à faire.

III.1.5.Vérification de l'acrotère au séisme : [2] ►►Art [6.2.3] ◄◄

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

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

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

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

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

Donc l'acrotère résiste à la force horizontale.

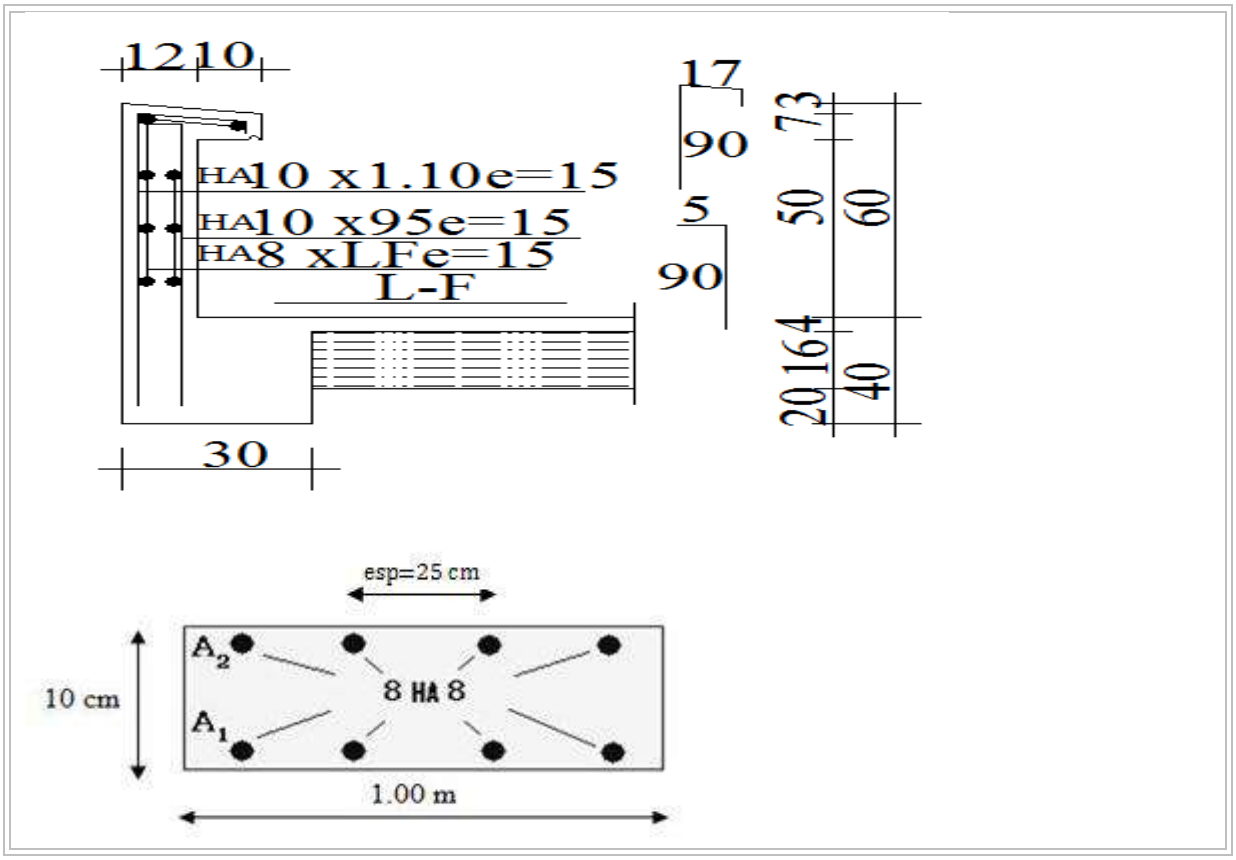


Figure 3-3 : Ferraillage de l'acrotère

III.2. Plancher à corps creux :

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

- Poutrelles préfabriquées en béton armé, disposées parallèlement de 56 cm d'espacement.
- Entrevous (corps creux) en béton de forme adaptée aux poutrelles.
- Une dalle de compression supérieure en béton de 4 cm d'épaisseur, coulée sur l'ensemble poutrelles entrevous qui tient lieu de coffrage (coulé sur place).

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

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

III.2.1. La dalle 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.
La table de compression a une épaisseur de 4 cm avec un espacement de 65 cm entre poutrelles. La section d'armature à prévoir doit satisfaire aux conditions suivantes :

- Espacement pour les armatures perpendiculaires aux nervures au plus égale à :
  20 cm **C.B.A.93**

- Espacement pour les armatures parallèles aux nervures au plus égale à :
  33 cm **C.B.A.93**
- La section d'armatures dans le sens perpendiculaire aux nervures est donnée par

$At \geq 0.02*L*\frac{200}{fe} = \frac{4L}{fe}$ **C.B.A.93**

Avec :

- L : espacements entre axes des nervures (65 cm dans notre ouvrage).
- fe : nuance de l'acier FeE520 (fe=520), le treillis soudé qui sera utilisé sera à maillage carré de 20cm x 20 cm.
- At : Section d'armatures perpendiculaires aux nervures.
  $50cm \leq (L=65cm) \leq 80cm \Rightarrow At \geq 0.476\ cm^2/m.l$

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

$Al \geq \frac{At}{2} = 0.238\ cm^2/m.l$ **C.B.A.93**

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

- TLE520 : de nuance FeE520 avec des armatures de Ø5.et un espacements 20cm x 20 cm.<633

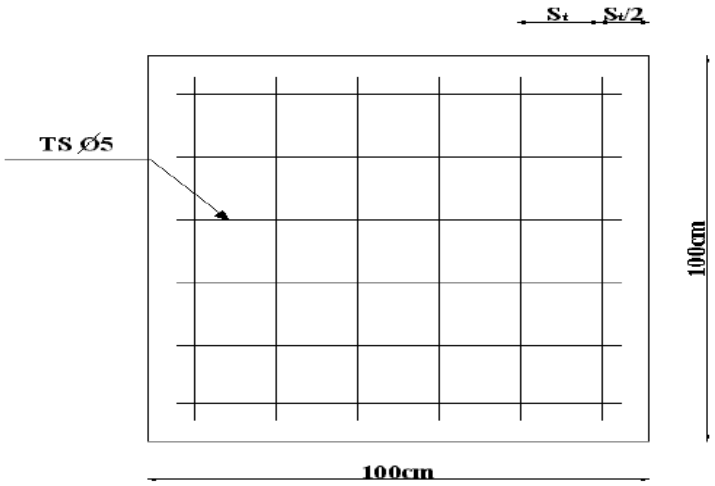


Figure 3-4 : Disposition constructive des armatures de la table de compression

III.2.2. Les poutrelles :

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

- Avant coulage.
- Après coulage.

III.2.2.1. Avant coulage :

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

- son poids propre.
- le poids de corps creux (entrevous).
- une charge concentrée à son milieu dont l'intensité est la plus grande de 1 kN.

ou (0.5*L) kN, qui représente le poids d'**u**n ouvrier

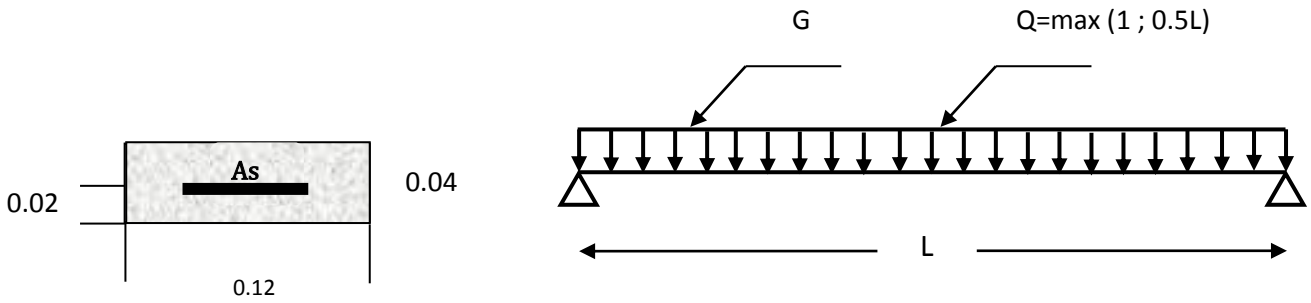


Figure 3-5 : Schématisation de la poutrelle avant coulage

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

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

La travée L	**Q (kN)**	**G (kN/ml)**	
		poids de poutrelle	**poids du corps creux**
5.40	2.7	0.12*0.04*25 = 0.12	**0.65*1 = 0.65**
		0.77	

Le calcul en flexion simple nous octroie :

Tableau 3-5 : Calcul des moments

$\mathbf{M_G(KN.m)}$	$\mathbf{M_Q(KN.m)}$	$\mathbf{M_U(KN.m)}$
$\frac{GL^2}{8} = 2.81$	$\frac{QL}{4} = 3.64$	1. 1.35MG+1.5MQ=9.25

$$\mu = \frac{Mu}{\bar{\sigma}b * b * d^2} = \frac{9.25 * 10^6}{14.2 * 120 * 20^2} = 13.57 \gg \mu max = 0.392$$

Cette valeur de μ=13.57 sort du domaine de la flexion simple ; en plus la poutrelle dans cette étape accusera une grande déformation (flèche) d'où : instabilité de la poutrelle, il faut prévoir des étaiements (pied droits) dont le nombre est déterminé de façon à éliminer le risque de déformation.

Bétonnage : Il doit se réaliser en une seule opération. Déverser et vibrer le béton de façon uniforme à partir des appuis vers le centre pour éviter toute concentration de poids. Enlever les étais après durcissement complet du béton (minimum 3 semaines sauf bétons spéciaux).

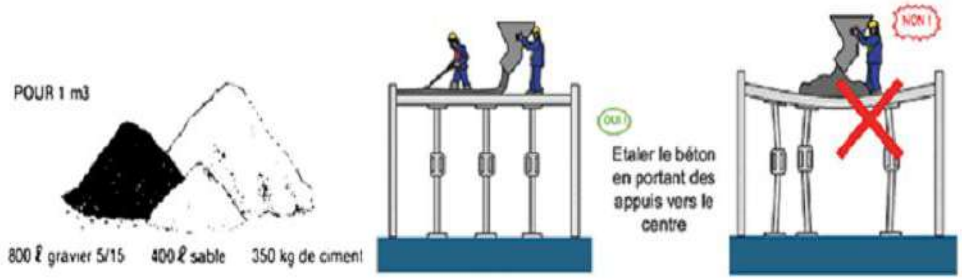


Figure 3-6 : Choix de disposition des étaiements

Le béton coulé doit être vibré au fur et à mesure : il ne doit en aucun cas créer une charge ponctuelle sur le plancher.

III.2.2.2. Après coulage :

G= poids propre de poutrelle + poids de corps creux

- G=0.12+ (6.81*0.24*0.65)=1.18kN/ml
- Q =1*0.65=0.65 kN/ml
- $f = \frac{2.05*(1.35G+1.5Q)*l^4}{384*E*I}$ pour la poutre continue
- $\bar{f} = \frac{L}{1000} + 0.5$ cm pour L >5m
- $\bar{f} = \frac{L}{500}$ pour L <5m

Tableau 3-6 : Détermination le nombre des étaiements

Nombre des étaiements	G (kN/ml)	Q (kN/ml)	1.35G+ 1.5Q (kN/ml)	L (m)	f (cm)	$\bar{f}$ (cm)	$f \leq \bar{f}$
0	1.18	2.7	5.64	5.40	94.10	1.04	+ un étaiement
1	1.18	1.35	3.62	2.7	3.77	0.54	+ un étaiement
2	1.18	1	3.09	1.8	0.64	0.36	+ un étaiement
3	**1.18**	**1**	**3.09**	**1.35**	**0.20**	**0.27**	ok

Résultat :

On place 1 étaiement à une distance **L=1.35**m. pour les poutrelles

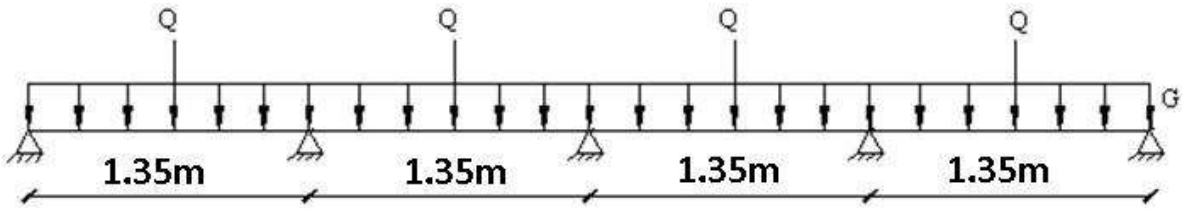


Figure 3-7 : Disposition des étaiements

III.2.2.2.A. Calcul des poutrelles :

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

- Poutrelle à **2** travées.
- Poutrelle à **4** travées.
- Poutrelle à **7** travées.

III.2.2.2.A.1. Méthode de calcul :

Le rapport entre les portés successifs 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.

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

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

- La fissuration est peu nuisible.

- **Exposé de la méthode :**

On désigne chaque travée par :

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

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

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

3) Pour les appuis:

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

Avec :

M_t : Moment en travée.

M_e: Moment max sur l'appui droite.

M_ω : Moment max sur l'appui gauche.

M_a : Moment à l'appui.

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

T_ω=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.

Tableau 3-7 : Actions de calcul des poutrelles après coulage

G (kN/m)	Q (kN/m)	q_u (kN/m)	q_{ser} (kN/m)
6.81*0.65=4.42	1*0.65=0.65	6.942	**5.070**
6.40*0.65=4.16	1.5*0.65=0.975	7.079	**5.135**

On à choisissent G , Q de l'étage courant

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

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

Vérification si la méthode forfaitaire est applicable.

- Q = 1kN/m² $\leq \begin{cases} 2G = 8.84 kN/m^2 \\ 5 \quad kN/m^2 \end{cases}$ **(condition vérifier)**

- l'inertie est constante pour toutes les travées.

- $0.8 < L_{AB} / L_{BC} < 1.25$ **(condition vérifier)**

- La fissuration est peu nuisible

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

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

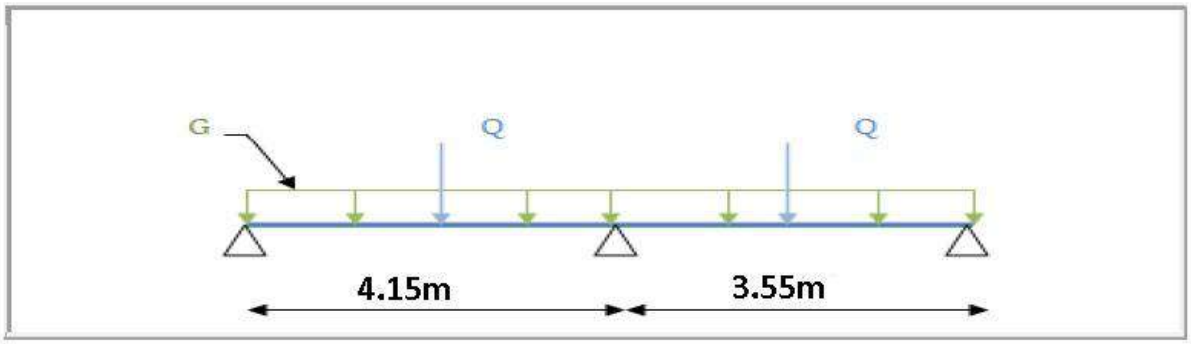


Figure 3-8 : Poutrelle a deux travées

Les résultats sont indiqués dans le tableau suivant :

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

TRAVEE	M0(KN m)	Mt(KN m)	Mw(KN m)	Me(KN m)	Tw(KN)	Te(KN)
A-B	15.24	8.568	-2.142	-15.23	-13.43	20.86
B-C	11.25	5.136	-15.43	-1.284	-19.01	10.32

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

TRAVEE	M0(KN m)	Mt(KN m)	Mw(KN m)	Me(KN m)	Tw(KN)	Te(KN)
A-B	11.05	6.232	-1.558	-11.23	-9.77	15.18
B-C	8.09	3.736	-11.23	-0.934	-13.83	7.51

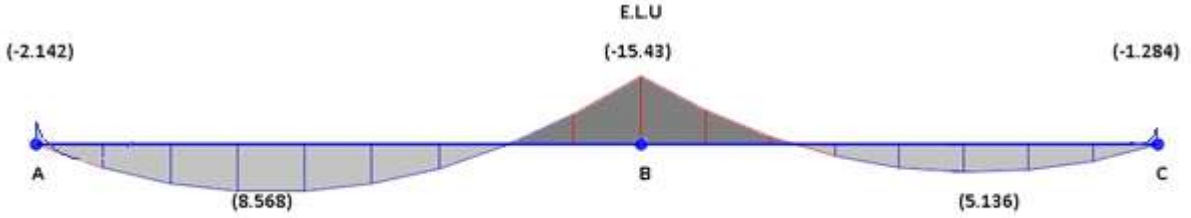


Figure 3-9 : Diagramme des moments dans la poutrelle à 2 travées (ELU)

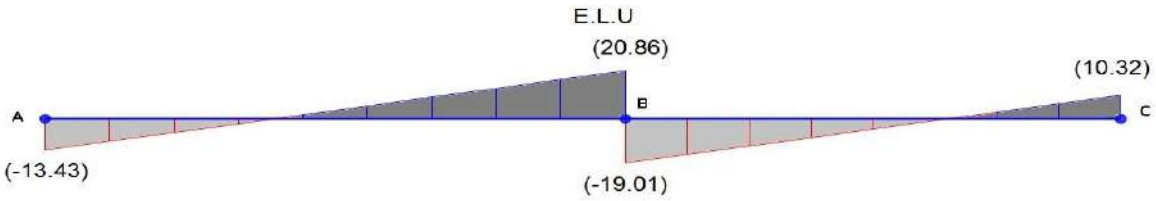


Figure 3-10 : Diagramme des efforts tranchants dans la poutrelle à 2 travées (ELU)

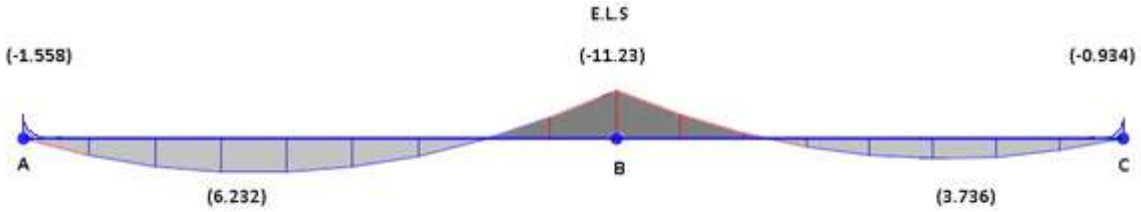


Figure 3-11: Diagramme des moments dans la poutrelle à 2 travées (ELS)

- **<u>Poutrelle à quatre travées Type 2 :</u>**

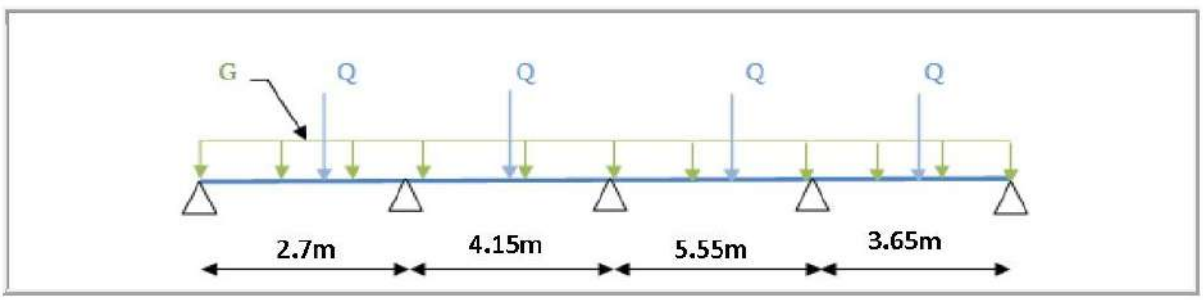


Figure 3-11: Poutrelle a quatre travées

Les résultats sont indiqués dans le tableau suivant :

Tableau 3-10 : Différentes sollicitations dans la poutrelle à 4 travées (ELU)

TRAVEE	M0(KN.m)	Mt(KN.m)	Mw(KN.m)	Me(KN.m)	Tw(KN)	Te(KN)
A-B	6.45	3.21	-0.802	-8.14	-8.20	14.23
B-C	15.24	4.85	-8.14	-18.73	-14.69	19.79
C-D	27.26	13.10	-18.73	-19.05	-23.00	23.12
D-E'	11.79	4.76	-19.05	-1.19	-20.39	9.94

Tableau 3-11 : Différentes sollicitations dans la poutrelle à 4 travées (ELS)

TRAVEE	M0(KN m)	Mt(KN m)	Mw(KN m)	Me(KN m)	Tw(KN)	Te(KN)
A-B	4.68	2.34	-0.584	-5.92	-5.97	10.36
B-C	11.05	3.53	-5.92	-13.63	-10.69	14.40
C-D	19.77	9.54	-13.63	-13.87	-16.74	16.88
D-E'	8.55	3.46	-13.87	-0.866	-14.83	7.24

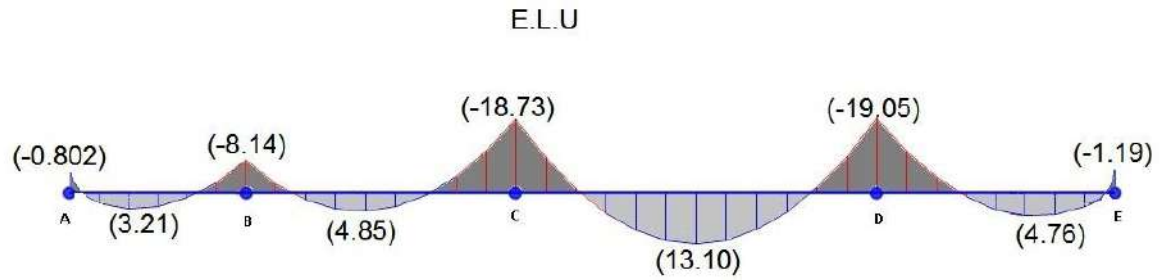


Figure 3-12 : Diagramme des moments dans la poutrelle à 4 travées (ELU)

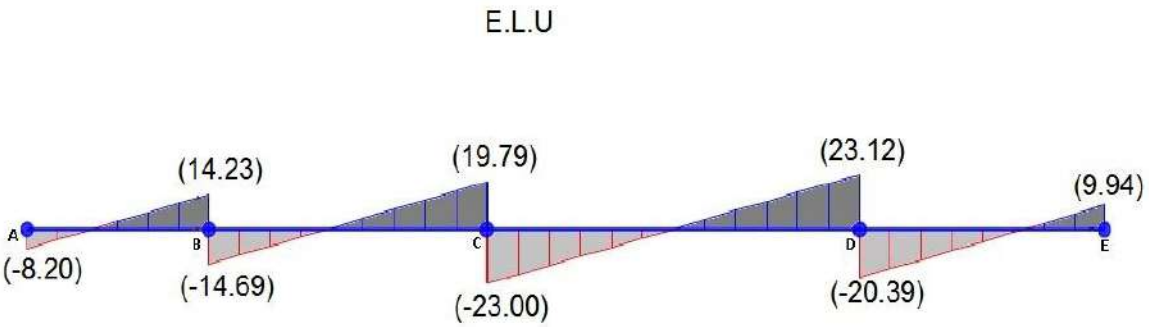


Figure 3-13 : Diagramme des efforts tranchants dans la poutrelle à 4 travées (ELU)

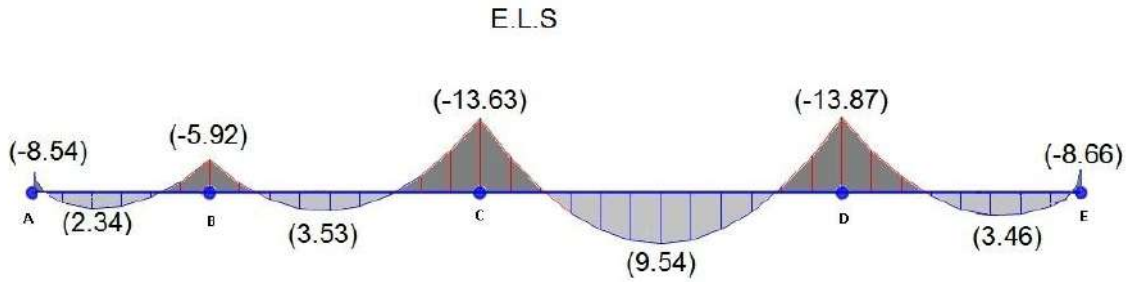


Figure 3-14 : Diagramme des moments dans la poutrelle à 4 travées (ELS)

- **Poutrelle à sept travées Type 3 :**

Toutes les travées ont la même longueur et le même chargement

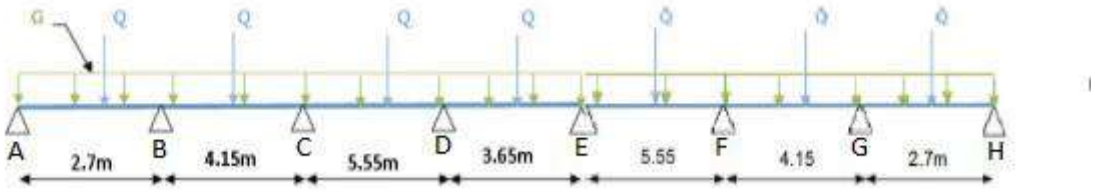


Figure 3-15 : Poutrelle a sept travées

Les résultats sont indiqués dans le tableau suivant :

Tableau 3-12 : Différentes sollicitations dans la poutrelle à 7 travées (ELU)

TRAVEE	M_0 (KN.m)	Mt (KN.m)	Mw (KN.m)	Me (KN.m)	Tw(KN)	Te(KN)
A-B	6.45	3.30	-0.826	-7.85	-8.31	14.12
B-C	15.24	4.59	-7.85	-19.72	-14.38	20.10
C-D	27.26	14.27	-19.72	-15.73	-23.78	22.34
D-E	11.79	-1.89	-15.73	-15.73	-15.17	15.17
E-F	27.26	14.27	-15.73	-19.72	-22.34	23.78
F-G	15.24	4.59	-19.72	-7.85	-20.10	14.38
G-H	6.45	3.30	-7.85	-0.826	-14.12	8.31

Tableau 3-13 : Différentes sollicitations dans la poutrelle à 7 travées (ELS)

TRAVEE	M_0 (KN.m)	Mt(KN m)	Mw (KN.m)	Me (KN.m)	Tw(KN)	Te(KN)
A-B	4.68	2.41	-0.602	-5.11	-6.05	10.28
B-C	11.05	3.34	-5.11	-14.35	-10.46	14.63
C-D	19.77	10.38	-14.35	-11.45	-17.30	16.26
D-E	8.55	-1.38	-11.45	-11.45	-11.04	-11.04
E-F	19.77	10.38	-11.45	-17.35	-16.26	17.30
F-G	11.05	3.34	-14.35	-5.71	-14.63	10.46
G-H	4.68	2.41	--5.71	-0.602	-10.28	6.05

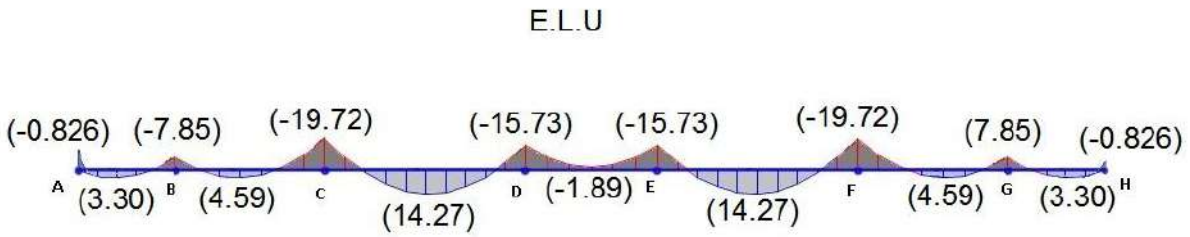


Figure 3-16 : Diagramme des moments dans la poutrelle à 7 travées (ELU)

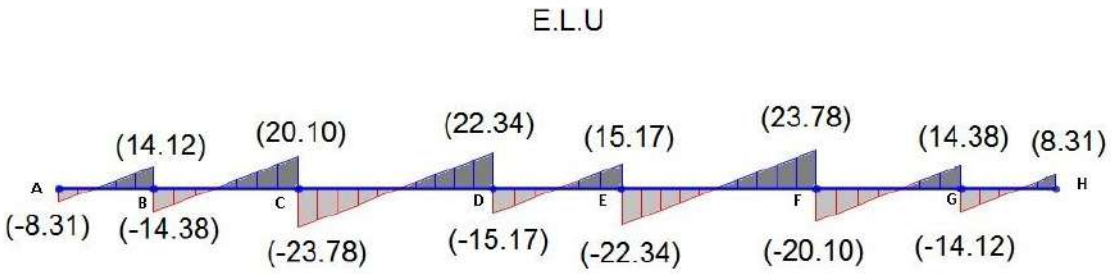


Figure 3-17 : Diagramme des efforts tranchants dans la poutrelle à 7 travées (ELU)

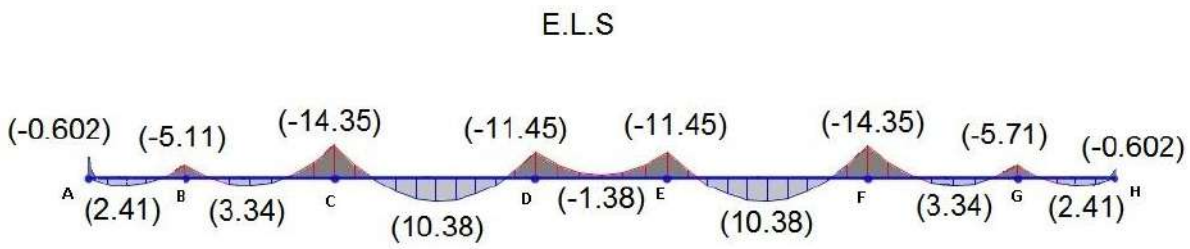


Figure 3-18 : Diagramme des moments dans la poutrelle à 7 travées (ELS)

Récapitulations :

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

Tableau 3-14: Récapitulations des efforts

	ELU			ELS	
	Mau (kN.m)	**Mtu (kN.m)**	**Tu (kN)**	**Ma ser (kN.m)**	**Mt ser (kN.m)**
Sollicitations	19.72	14.27	23.12	14.35	10.38
Référence	**Type3**	**Type3**	**Type2**	**Type3**	**Type3**

III.2.2.2.C.Calcul du ferraillage :

- **Armatures longitudinales :**

Le ferraillage est calculé en flexion simple :

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

- La fissuration est peu nuisible, la situation est durable.

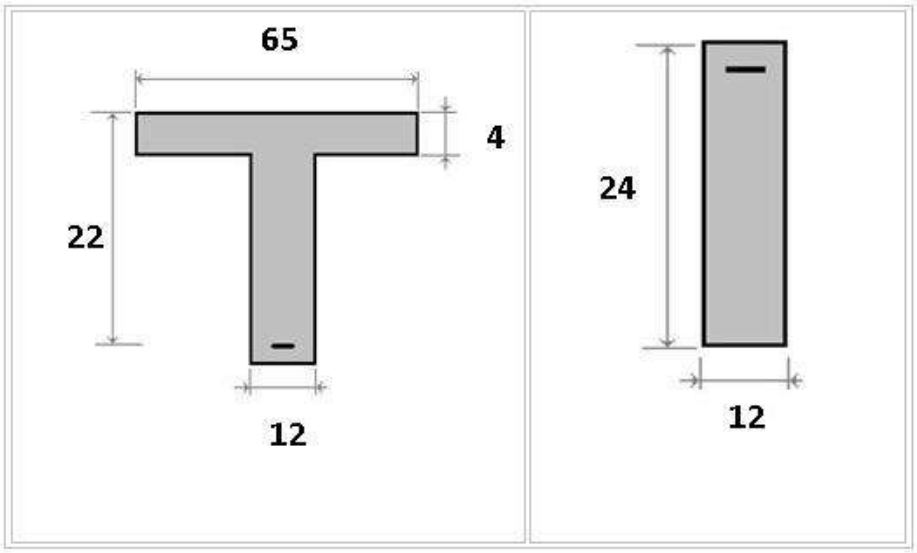


Figure 3-19 : Les sections considérées pour le calcul des ferraillages.

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

Tableau 3-15 : Calcul des armatures

		En travée section T :	Aux appuis section rectangulaire :
ELU	**M_u (kN.m)**	14.27	19.72
	M_0 (kN.m)	M0=b*h0*σb adm*(d-(h0/2)) =73.84 $M_0 > M_u \Rightarrow$ l'axe neutre appartient à la table ⇒ section rectangulaire (b*h)=(65*24)	(b*h)=12*24
	μ	0.032	0.24
	μ_l	0.392	
	$\mu < \mu_l$	Oui	Oui
	β	0.984	0.861
	A (cm^2)	1.71	2.71
	Le choix	3HA12=3.39 cm^2	2HA14=3.08 cm^2
	B/1000	1.3	0.24
	A≥ B/1000	OUI	OUI
Vérification à ELS	**M_{ser} (kN.m)**	10.38	14.35
	σb_{adm}(Mpa)	15	
	y_1 (cm)	5.13	9.72
	I_G (cm^4)	17715.71	10640.20
	K (N/cm^3)	58.59	134.86
	σb (Mpa)	3.01	13.10
	$\sigma b \leq \sigma b_{adm}$	Oui	Oui

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

Tableau 3-16 : ferraillages longitudinaux des poutrelles

Section d'armature	En travée	Aux appuis
	At=3HA12	Aa=2HA14

Pour les appuis des poutrelles en utilisent 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:** [2] ►►Art [7.5.2.2] ◄◄

$S_t \leq Min\begin{cases}0.9d\\40cm\end{cases}$ =(19.80;40 cm) Donc: S_t=20 cm;

- **Diamètre des armatures transversales ϕ_t :**

$\phi_t \leq Min\left\{\frac{h}{35};\phi_l;\frac{b_0}{10}\right\}$ ={6.85;12;12}(mm)

On adopte $\phi_t \leq 6.85$, on prend : ϕ_t=5 mm $\Rightarrow \frac{\pi\phi_t^2}{4}$ =19.63 mm²

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

$A_t=a_t n_t$=0.38 cm².

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

A transversales	Espacement
2ϕ5	20cm

III.2.2.2.D.Vérification au cisaillement :

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.

$\tau u=\frac{T}{b*d}=\frac{23.12*10^3}{120*220}=0.88\ MPa \leq \overline{\tau_u}=Min\left[\frac{0.2\,f_{c28}}{\gamma_b};5MPa\right]=3.33$ Mpa

- **Vérifications nécessaires :**

Section d'armatures transversales (F_eE400).

$$\frac{A_t \cdot f_e}{b_0 \cdot S_t} \geq 0.4\,\text{MPa.} \Rightarrow \frac{38 \times 400}{120 \times 200} = 0.63\,\text{MPa} \geq 0.4\,\text{MPa}$$ **(condition vérifier)**

$$\frac{A_t}{b_0 \cdot S_t} \geq \gamma_s \left(\frac{\tau_u - 0.3 K f_{t28}}{0.9 \cdot f_e [\cos\alpha + \sin\alpha]} \right) \Rightarrow \frac{A_t}{b_0 \cdot S_t} = 0.0015 > 0.00069$$ **(Condition vérifié)**

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

α=90° Pour les armatures transversales

III.2.2.2.e.Vérifications préliminaires de la flèche :

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

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

1ere condition	2eme condition
h/L ≥ Mt/(15 Mo)	$\rho \leq 3.6/fe$
h/ L = 0.24 / 5.4 = 0.044 Mt/(15 Mo)=14.27/(15*27.26)=0.034	ρ=A/(bo*d)=2.35/(12*22)=0.09 3.6/ fe = 3.6 / 400 = 0.009
Condition vérifiée	Condition non vérifiée

Donc : le calcul de la flèche est nécessaire.

III.2.2.2.F.Évaluation détaillée de la flèche :

L=5.40 m

5.40 m >5 m⇒$\bar{f}$ = 0.5cm+(L/500)= 0.5+(540/500)=1.58 cm

$$I = \frac{b * h^3}{12} * \frac{\beta + (1-\beta) * [\alpha^4 - \beta * (1-\alpha)^4]}{\beta + \alpha * (1-\beta)} = 26317.91\ cm^4$$

Tel que :

- $\boldsymbol{\beta}$=bo/b=12/65=0.184
- $\boldsymbol{\alpha}$=ho/h= 4/24=0.17

$$f = \frac{5 * q * L^4}{384 * E * I} = \frac{5 * 5.135 * 10^3 * 5.40^4}{384 * 32164.2 * 10^6 * 26317.91 * 10^{-8}} = 0.0060\ m$$

$f = 0.67\ cm < \bar{f} = 1.58\ cm \Rightarrow$ Condition vérifiée

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

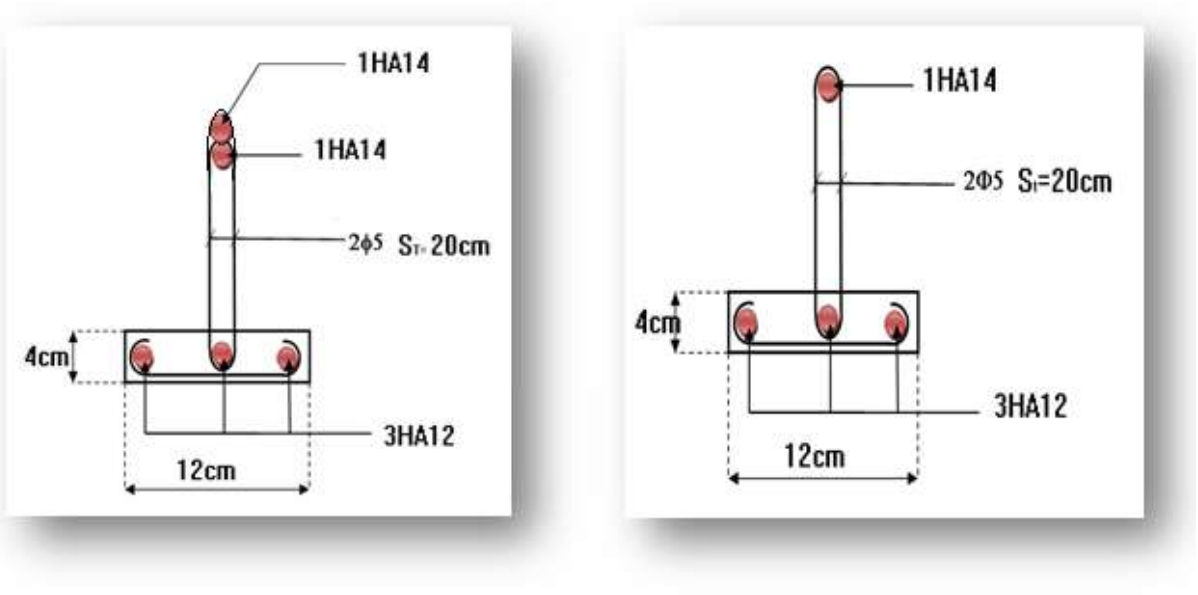


Figure 3-20 : Ferraillage des poutrelles en zone d'appui (à gauche), en travée (à droite)

III.3.les escaliers :

III.3.1.Introduction :

Un escalier est une suite de plans horizontaux disposés en gradins, afin de permettre aux usagers du bâtiment de se déplacer à pied d'un niveau à un autre, un escalier sert donc à

monter et descendre, la montée et la descente doivent se faire aussi aisément que possible et sans danger.

III.3.2.Définition des éléments d'un escalier :

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

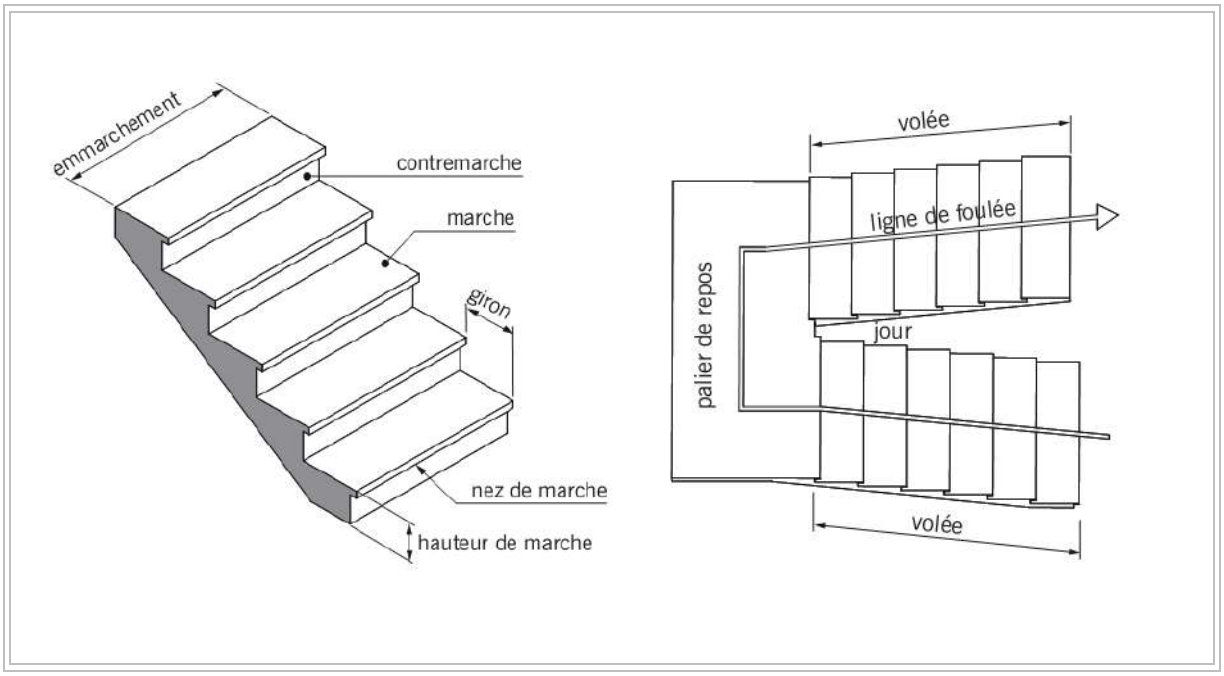


Figure 3-21 : Représentation d'un escalier

- h : Hauteur de la marche.

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

Le calcul de ces types d'escalier se résume par le calcul de la partie suivante parce que les autres parties se ressemblent :

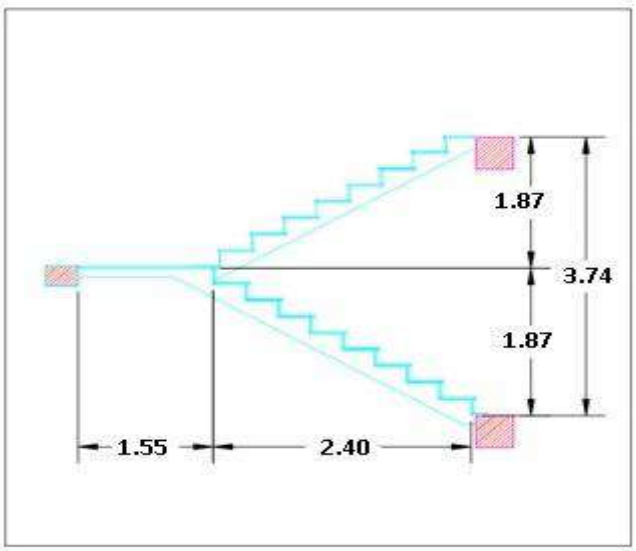


Figure 3-22 : escalier a une seule volé

III.3.3.1.Pré dimensionnement :

Les caractéristiques du premier type d'escalier sont :

- Hauteur du palier intermédiaire : **H = 1.87m**
- largeur de la marche **: g = 30cm**
- nombre de contre marche correspondant **11**
- hauteur de la contre marche : **h = 17cm**

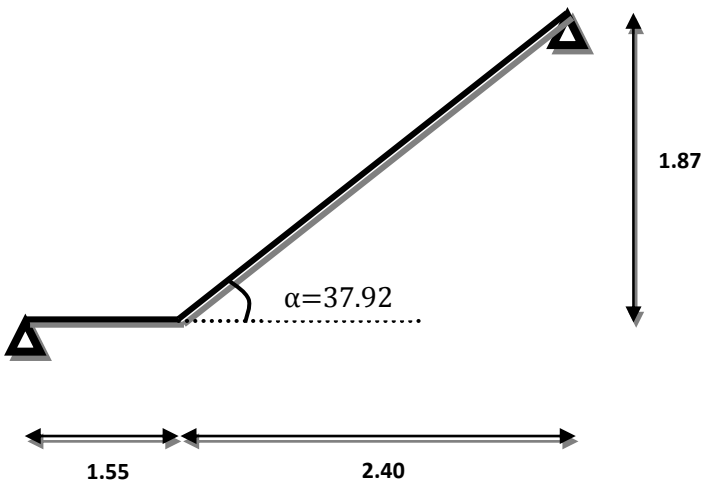


Figure 3-23 : Dimensions de l'escalier

- **Vérification de la formule de BLONDEL :** [4] ►► **[Art 4.1.3]** ◄◄

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

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

Tgα = H / L = 1.87/2.40 = 0.779

Donc : **α =37.92°**

l =1.55+3.04 = **4.59m**

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

$\frac{l}{35} \le e \le \frac{l}{30} \Rightarrow 0.131 \le e \le 0.153$ On adopte **: e = 15cm**

III.3.3.2.Evaluation des charges et surcharges :

III.3.3.2.A. Charges permanentes :

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

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

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

N°	Composants	Épaisseur (m)	Poids volumique (KN/m²)	Poids surfacique (KN/m²)
1	**Carrelage**	0.02	22	0.44
2	**Lit de sable**	0.03	18	0.54
3	**Mortier de pose**	0.02	20	0.40
4	**Poids propre de la paillasse**	0.15 / cos α	25	4.52
5	**Poids des marches**	0.18 / 2	25	2.25
6	**Enduit ciment**	0.02	18	0.36
G				8.51

III.3.3.2.B.Charge d'exploitation :Q = 2.5KN/m2

III.3.3.3.Détermination des efforts :

Al'**E.L.U**: P_u =1.35 G + 1.5 Q

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

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

	G (KN/m²)	Q (KN/m²)	P_u (KN/m²)	P_{ser} (KN/m²)
Palier 1	5.49	2.5	11.16	7.99
Paillasse	8.51	2.5	15.24	11.01

III.3.3.3.A. A l'E.L.U :

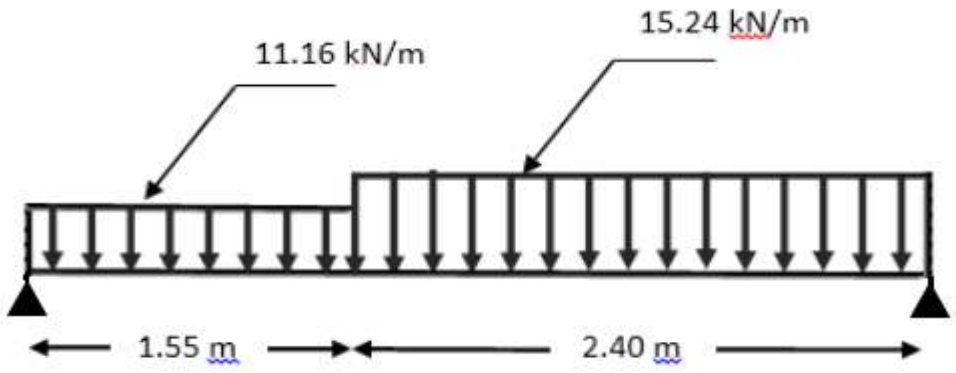


Figure 3-24 : Schéma statique à l'E.L.U

Tableau III-22 : Récapitulation des efforts de l'escalier E.L.U

	ELU		
	Ma u (kN.m)	**Mt u (kN.m)**	**Tu (kN)**
Sollicitation	13.58	23.08	28.86

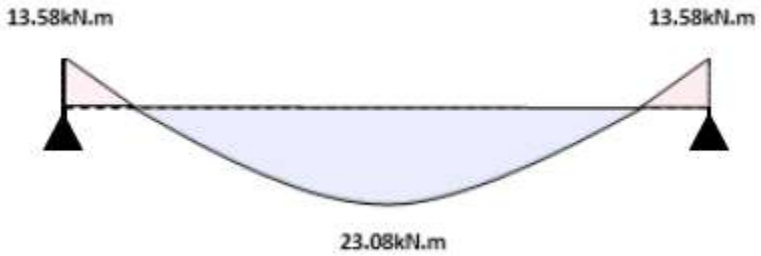


Figure 3-25 : Diagramme de moment l'E.L.U

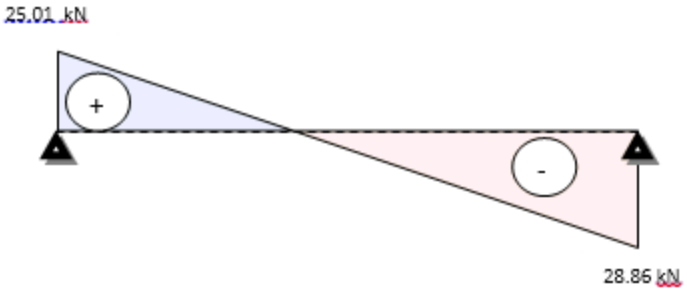


Figure 3-26 : Diagramme d'effort tranchant l'E.L.U

III.3.3.3.B. A l'E.L.S :

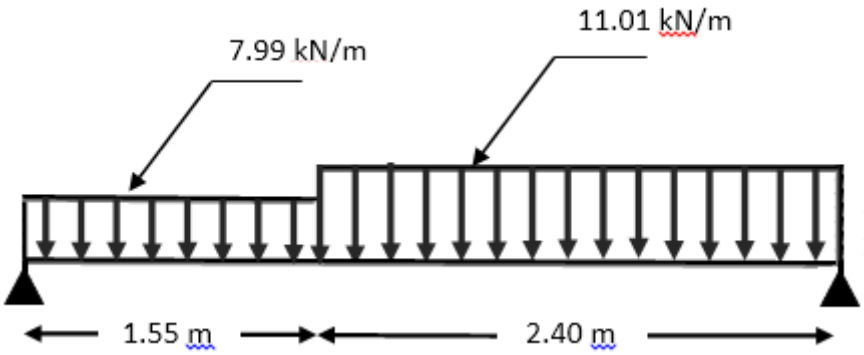


Figure 3-27 : Schéma statique à l'E.L.S

Tableau III-23 : Récapitulation des efforts de l'escalier du type .1. E.L.S

	ELS	
	Ma ser (kN.m)	**Mt ser (kN.m)**
Sollicitation	9.79	16.64

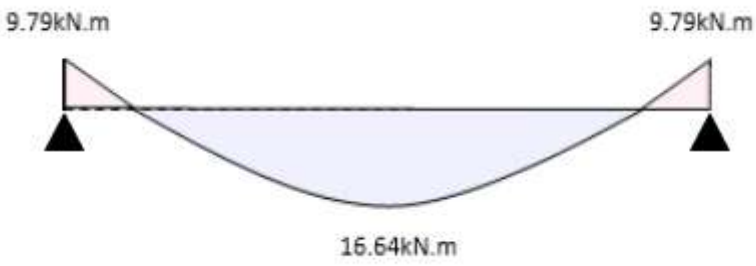


Figure 3-28 : Diagramme de moment l'E.L.S

III.3.3.4 Ferraillage des escaliers :

Tableau 3-24 : 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= 15cm	d=13 cm
Acier	FeE400	f_e=400Mpa	γ_s = 1.15	σ_s = 348 MPa

Tableau 3-25 : Calcul des sections d'acier de l'escalier

	M_u (KN.m)	**μ**	**α**	**β**	**A (cm²)**	**A' (cm²)**	**A_{adopt} (cm²)**
En travée	23.08	0.096	0.127	0.949	5.38	0.00	6HA12=6.78
En appuis	13.58	0.057	0.073	0.971	3.09	0.00	6HA12=6.78

III.3.3.4.A.Condition de non fragilité :

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

En travées: $A = 6.78\,cm^2 \geq A_{min} = \frac{100 \times 15}{1000} = 1.50\,cm^2$ (oui)

En appuis : $A = 6.78\,cm^2 \geq A_{min} = \frac{100 \times 15}{1000} = 1.50\,cm^2$ (oui)

III.3.3.4.B.Les armatures de répartition :

Tableau 3-26 : Les armatures de répartition

	A_x (cm²)	on adopte
En travée	$\frac{A}{4}=\frac{6.78}{4}=1.70$	3 HA 10= 2.35 cm²
En appuis	$\frac{A}{4}=\frac{6.78}{4}=1.70$	3 HA 10= 2.35 cm²

III.3.3.4.C.Vérification de l'espacement :

Tableau 3-27 : Vérification de l'espacement

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

III.3.3.4.D.Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u=\frac{V_u}{b_0.d}=\frac{28.86\times10^3}{1000\times130}=0.222\,MPa$$

On considère la fissuration comme peu nuisible :

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

$$\tau_u=0.222MPa<\overline{\tau}_u=3.33\,MPa \qquad (Oui)$$

III.3.3.4.E.Vérification à l'E.L.S :

La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc on ne doit vérifier que :

$\sigma_b \leq \overline{\sigma}_b$

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

Tableau 3-28 : Vérification à l'E.L.S

	En travées	En appuis
A (cm²)	6.78	6.78
M_{ser} (kN.m)	16.64	9.79
Y (cm)	$50y^2 + 15A.y - 15A.d = 0 \Rightarrow y = 4.225$	$50y^2 + 15A.y - 15A.d = 0 \Rightarrow y = 4.225$
I (cm^4)	$I = \frac{b}{3}y^3 + 15A(d-y)^2 \Rightarrow I = 3668.642$	$I = \frac{b}{3}y^3 + 15A(d-y)^2 \Rightarrow I = 3668.642$
$\overline{\sigma}_b$ (Mpa)	15	
σ_b (Mpa)	$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I}.y = 1.917$	$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I}.y = 1.127$
$\sigma_b \leq \overline{\sigma}_b$	Oui	Oui

III.3.3.4.F.Vérification de la flèche : [1]

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

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{20} \times \frac{M_t}{M_o} \Rightarrow \frac{15}{459} = 0.032 \geq \frac{23.08}{20 \times 19.618} = 0.058 \qquad (non)$$

$$\frac{A}{b_0.d} \leq \frac{2}{f_e} \Rightarrow \frac{6.78}{100 \times 13} = 0.005 \leq \frac{2}{400} = 0.005 \qquad (oui)$$

- Donc la vérification de la flèche nécessaire.

❖ Évaluation de la flèche : (selon l'Annexe D du CBA93)

Il faut avoir : $\Delta f_t = f_v - f_i \leq \overline{f}$ $: \overline{f} = \begin{cases} \frac{L}{500} .....si \quad L \leq 5m \\ 0.5 + \frac{L}{1000} .....si \quad L \geq 5m \end{cases}$

❖ pour les flèches dues aux charges instantanées :

$$f_i = \frac{M_{ser} L^2}{10 E_i I_{fi}}$$

Avec :

- ✓ $E_i = 11000.\sqrt[3]{f_{c28}}$
- ✓ $I_{fi} = 1.1 \frac{I_0}{1 + \lambda_i \mu}$
- ✓ $\lambda_i = \frac{0.05. f_{t28}}{\rho\left(2 + 3\frac{b_0}{b}\right)}$
- ✓ $\rho = \frac{A}{b.d}$
- ✓ $\mu = Max\left[1 - \frac{1{,}75 f_{t28}}{4\rho\sigma_s + f_{t28}}; 0\right]$

❖ pour les flèches dues aux charges de longues durées :

$$f_v = \frac{M_{ser} L^2}{10 E_v I_{fv}}$$

Avec :

- ✓ $E_v = \frac{1}{3} E_i$
- ✓ $I_{fv} = 1.1 \frac{I_0}{1 + \lambda_v \mu}$

✓ $\lambda_v = \frac{2}{5}\lambda i$

❖ Détermination de l'axe neutre :

$$Y_G = \frac{\frac{b.h^2}{2} + 15A.d}{b.h + 15} = 8.30\,cm$$

❖ Moment d'inertie de la section totale :

$$I_0 = b/3\left[y^3 + (h-y)^3\right] + 15A(y-d)^2 \Rightarrow I_0 = 31329.27cm^4$$

Tableau 3-29 : Vérification de la flèche de l'escalier

A (cm²)	M (KN.m)	ρ	σs (MPa)	μ	y (cm)	I_0 (cm⁴)
5.65	14.95	0.0043	225.88	0.39	8.30	31329.27
I_{fi} (cm⁴)	I_{fv} (cm⁴)	Fi (mm)	F_v (mm)	ΔF (mm)	F_{adm} (mm)	ΔF < F_{adm}
11468.46	18864.67	8.16	15.49	7.33	9.18	Oui

III.3.4.Calcul de la poutre palière :

III.3.4.1.Pré dimensionnement :



Figure 3-29 : Dimensionnement de la poutre palière

Tableau 3-30 : Prédimensionnement de la poutre palière

Poutre palière	
Conditions de résistance	L_{max}= 3.65 m ⇒24.33 cm ≤ h ≤36.5cm on adopte h = 30 cm ⇒ 9cm ≤ b ≤21cm on adopte b = 30 cm
Vérification selon le RPA 99	h=30cm≥30cm ; b=30cm≥20cm h/b=1
Condition de rigidité (h/L ≥ 1/16)	(h/L=0.082) ≥ (1/16=0.0625) (condition vérifie)
Conclusion	h = 30cm **;** b = 30 cm

III.3.4.2.Evaluation des charges

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

✓ Réaction d'escalier : ➔ $Ru = 26.28KN$, $Rs = 19.47KN$

✓ $G_=$ (P_p+ P_m)=2.25+8.415 : ➔ G (répartitions)=10.67 KN/m

✓ Poids du demi-mur : ➔ Pm= 0.30×0.5×3.74×18 = 8.415 KN/m

P_u=1.35 (P_p+ P_m) +R_u : ➔**P_u=40.68 KN/m**

P_s = (P_p+ P_m+R_s) : ➔**P_s = 30.14 KN/m**

III.3.4.3.Calcul des efforts :

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

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

Tableau 3-31 : Les efforts agissants sur une poutre palière

Niveau	Ra(kN)	Ma(kNm)	Mt(kNm)
ELU	74.24	45.16	22.58
ELS	55.00	33.46	16.73

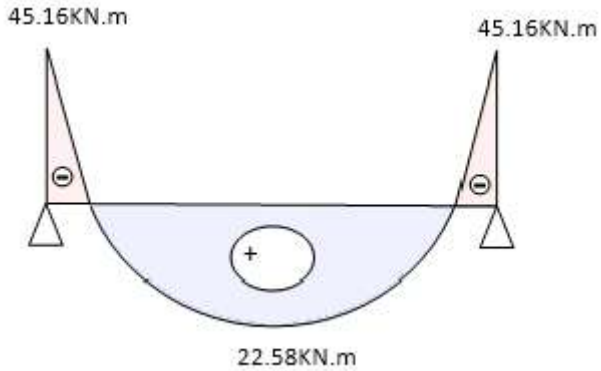


Figure 3-30 : Diagramme de moment l'E.L.U

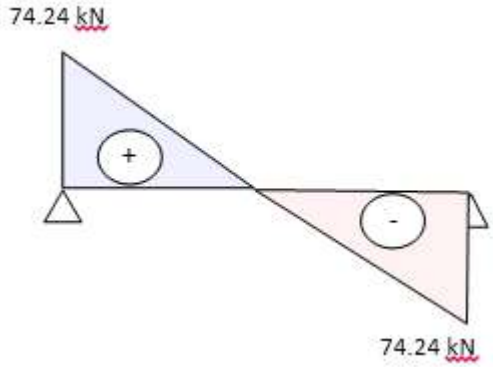


Figure 3-31 : Diagramme d'effort tranchant l'E.L.U

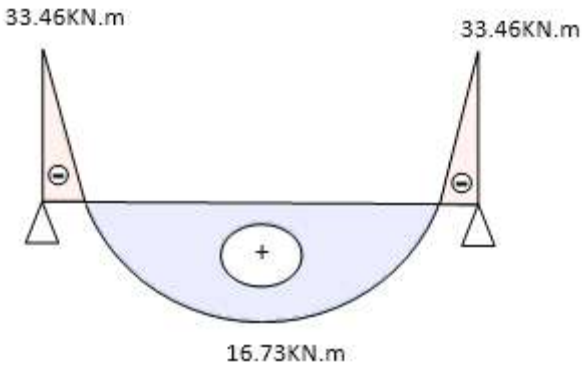


Figure 3-32 : Diagramme de moment

III.3.4.4.Ferraillage de la poutre palière

Tableau 3-32 : Les données

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

Tableau 3-33 : Calcul des sections d'acier de la poutre palière

	M_u (KN.m)	**μ**	**β**	**A (cm²)**	**A' (cm²)**	**A_{adopt} (cm²)**
En travée	22.58	0.072	0.963	2.495	0.00	3HA12=3.39
En appuis	45.16	0.15	0.918	5.235	0.00	3HA12+3HA10=5.74

III.5.4.4.A.Condition de non fragilité :

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

En travées: $A = 3.39\,cm^2 \geq A_{min} = \frac{30 \times 30}{1000} = 0.9\,cm^2$ (condition vérifier)

En appuis : $A = 5.74\,cm^2 \geq A_{min} = \frac{30 \times 30}{1000} = 0.9\,cm^2$ (condition vérifier)

III.3.4.4. B.Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0.d} = \frac{74.24 \times 10^3}{300 \times 270} = 0.916\,MPa$$

On considère la fissuration comme peu nuisible :

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

$\tau_u = 0.916\,MPa < \overline{\tau}_u = 3.33\,MPa$(condition vérifier)

III.3.4.4.C.Vérification de compression dans la bielle de béton:

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

$a = Min[b - c - 2; 0.9d] = Min[25\,cm; 24.3\,cm] = 24.30\,cm$

$V_u = 74.24KN \leq 0.4\left(\frac{25}{1.5}\right) \times 300 \times 243 = 486\,KN$ **(condition vérifier)**

III.3.4.4.D.Vérification au voisinage de l'appui:

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

$$\frac{2\times 74.24\times 10^3}{300\times 243}=2.03<0.8\times\frac{25}{1.15}=17.39$$ **(condition vérifier)**

$$A=5.74\,cm^2\geq\frac{\gamma_s\cdot V_u}{f_e}=\frac{1.15\times 74.24\times 10^3}{400}=2.13cm^2$$ **(condition vérifier)**

III.3.4.4.E. Armatures transversales:

$$\varphi_t=Min\left[\frac{h}{35}=8.6\,mm\,;\ \varphi_l=12\,mm;\frac{b_0}{10}=30\,mm\right]$$

$$\varphi_t=8\,mm<0.86\,cm$$

$$A_t=\frac{\pi.\varphi_t^{\,2}}{4}=0.5\,cm^2$$

Donc on adoptera: **A_t = 2 Ø 8 = 1 cm².**

III.3.4.4.E.1.Vérification du R.P.A 2003 : ►►Art [7.5.2.2] ◄◄

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

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

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

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

On a A_t= 1 cm².

$$S_t=5\,cm\Rightarrow A_t=1\,cm^2>A_{t\,min}=0.003.b.S_t=0.45\,cm^2$$

$$S_t=15\,cm\Rightarrow A_t=1\,cm^2>A_{t\,min}=0.003.b.S_t=1.35\,cm^2$$

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

Pour la zone courante A < A_{min} , donc on retiendra A_t = 4 HA 8 = 2 cm².

et on procédera à la vérification des paramètres suivants:

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

avec k = 1 (flexion simple)

$\alpha = 90°$

Zone nodale: $\frac{2\times10^2}{300\times50} = 0.013 \geq \frac{1.15(0.916 - 0.3\times2.1\times1)}{0.9\times400\times(0+1)} = 0.001$ (condition vérifier)

Zone courante: $\frac{2\times10^2}{300\times150} = 0.0044 \geq \frac{1.15(0.916 - 0.3\times2.1\times1)}{0.9\times400\times(0+1)} = 0.001$ (condition vérifier)

❖ $$A_t \geq A_{min} = \frac{0.4.b_0 \cdot S_t}{f_e}$$

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

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

III.3.4.4.F.Vérification à l'E.L.S : [1]

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

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

Tableau 3-34 : Vérification à l'E.L.S

	En travées	**En appuis**
A (cm^2)	3.39	5.74
M_{ser} (kN.m)	16.73	**33.46**
Y (cm)	$12.5y^2+15A.y-15A.d=0 \Rightarrow y=8.02$	$12.5y^2+15A.y-15A.d=0 \Rightarrow y=9.90$
I (cm^4)	$I=\frac{b}{3}y^3+15A(d-y)^2 \Rightarrow I=23476.72$	$I=\frac{b}{3}y^3+15A(d-y)^2 \Rightarrow I=34879.49$
$\overline{\sigma}_b$ **(mpa)**	15	
σ_b **(mpa)**	$\sigma_b=\frac{M_{ser}}{I}.y=5.71$	$\sigma_b=\frac{M_{ser}}{I}.y=9.49$
$\sigma_b \leq \overline{\sigma}_b$	Oui	Oui

III.3.4.4.G.Vérifications préliminaires de la flèche : [1]

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

Tableau 3-35 : Vérifications préliminaires de la flèche de la poutre palière

1ere condition	**2eme condition**
h/L ≥ Mt/(10 Mo)	$\rho \leq 4.2/fe$
h/ L = 0.3 / 3.65 = 0.082 Mt/(10 Mo)=16.73/(10*23.70)=0.060	ρ=A/(bo*d)=3.39/(25*27)=0.005 4.2/ fe = 4.2 / 400 = 0.01
Condition vérifiée	**Condition vérifiée**

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

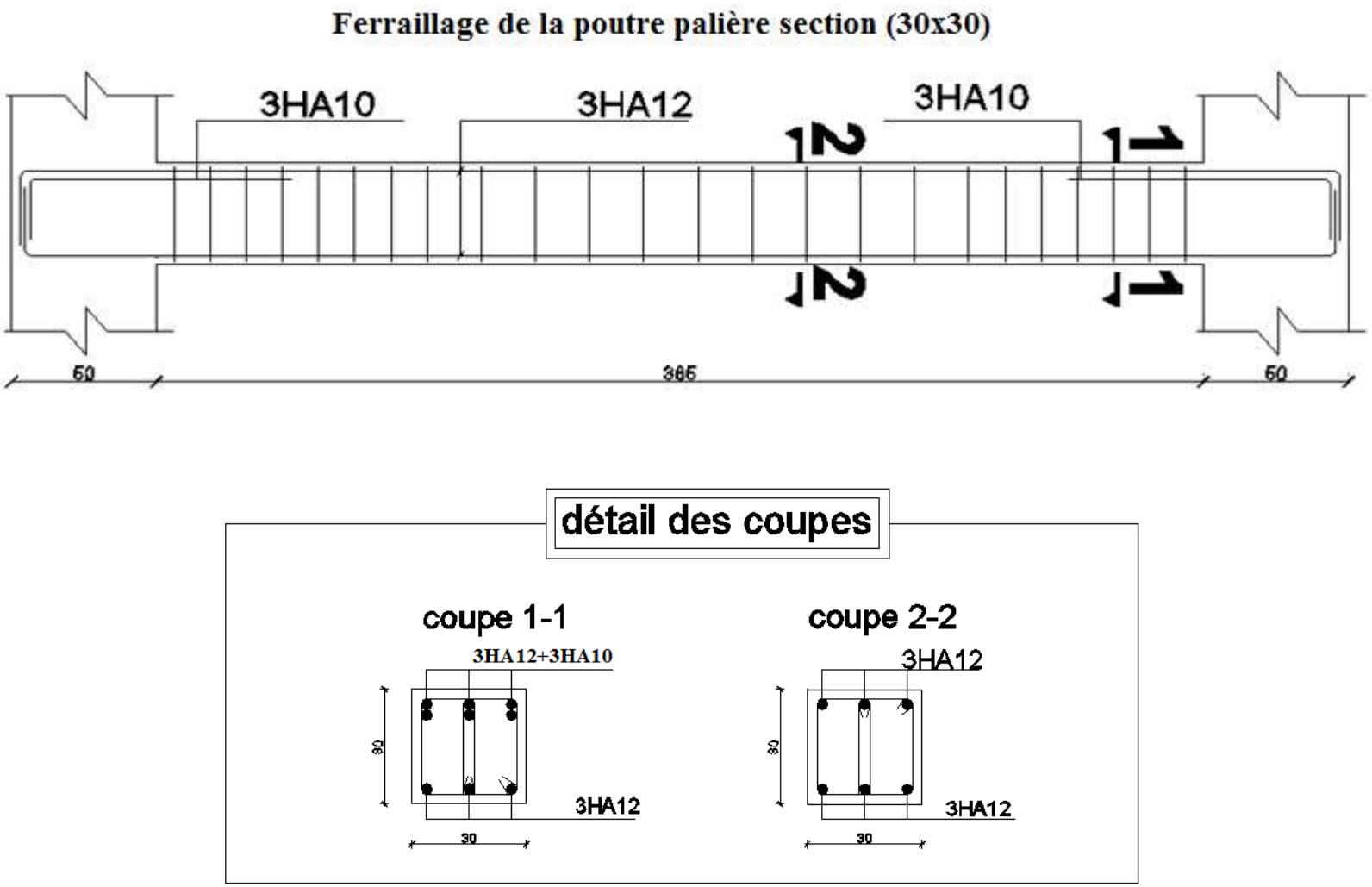


Figure 3-33 : Ferraillage de la poutre palière

III.4.CALCUL DES DALLES PLEINES:

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.

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.

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

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

Avec:

P : Charge totale

S : Surface de répartition de la charge

f : flèche du centre de gravité de S.

b) Travail interne :

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

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

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:

III.4.3. 1.Cas d'une dalle reposant sur 2 appuis :

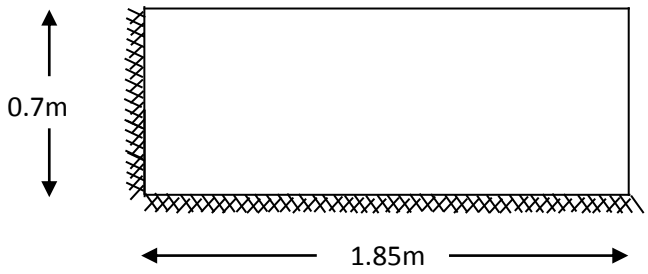


Figure 3-34 : Dalle reposant sur deux appuis

a)Travail externe : Text =q.s.f

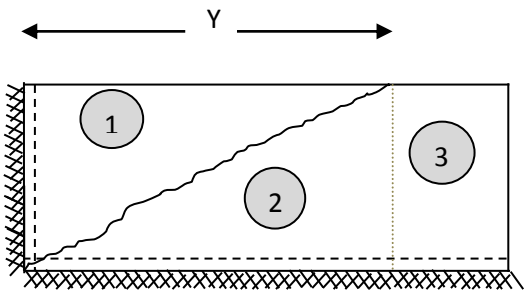


Figure 3-35 : Représentation de lignes de rupture

Tableau 3-36 : Travail externe

éléments	Aire de chargement	déplacement de CG	travail externe pour une charge qu
1	0.7* y/2	f/3	0.12.y.f.qu
2	0.7* y/2	f/3	$0.12.y.f.q_u$
3	0.7 (1.85- y)	f/2	(0.64-0.35y).f.qu
		Σ	f.qu. (0.64-0.11y)

b) Travail interne: Tint= M.l.θ ;

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

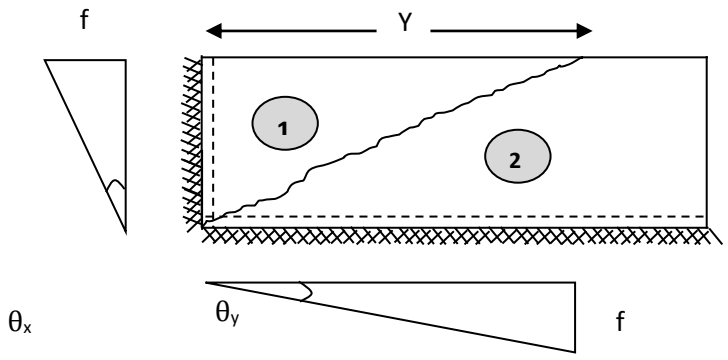


Figure 3-36 : Représentation de la flèche

Tableau 3-37 : Travail interne

Eléments		moment de rupture (M)	longueur de ligne de rupture (L)	rotation (θ)	travail interne = M.L.θ
1	+	M	0.7	f/y	(0.7).M.f/y
	-	0.5M	0.7	f/y	(0.35).M.f/y
2	+	M	y	f/(0.7)	f.M.y/(0.7)
	-	0.5M	y	f/(0.7)	(0.71).M.f.y
				Σ	M.f.(1.05/y+2.14y)

Principe du travail virtuel :

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

f.qu. (0.64-0.11y) = M.f.(1.05/y +2.14y)

M=qu $\frac{(0.64-0.11y)}{(1.05/y+2.14y)}$

$\frac{dM}{dy} = 0 \Longrightarrow$ y =0.628 m

Donc :

M_u= 0.19q_u

qu = 1,35.(5.49)+1,5.(3.5) = 12.66 KN $\Longrightarrow$ M_u= 2.40KN.m

qs=5.61+3.5=8.99 KN $\Longrightarrow$ M_s=1.70KN.m

- **Moment en travée (E.L.U) :**

  M_t=M= 2.40kN.m

- **Moment aux appuis(E.L.U) :**

M_a = 0.5M = 1.20kN.m .

- **Moment en travée (E.L.S) :**

M_t=M= 1.70kN.m

- **Moment aux appuis(E.L.S) :**

M_a = 0.5M = 0.85 kN.m .

III.6.4.1.1. Calcul du ferraillage

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

$\rho = \frac{lx}{ly} = \frac{0.7}{1.85} = 0.37 > 0.4$ donc la dalle travaille suivant une seul direction :

Hauteurs utiles : $d = 15 - 2.5 = 12.5\,cm$

Tableau 3-38 : Les données

Béton	fc28 = 25 MPa	γb = 1.5	σbc = 14.2 MPa	d= 12.5cm
	ft28 = 2.1 MPa	b = 100 cm	h= 15 cm	
Acier	FeE400	fe=400Mpa	γs = 1.15	σs = 348 MPa

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

Les résultats sont ordonnés dans le tableau suivant :

Tableau 3-39 : Calcul des sections d'acier de la dalle

		M_u (kN.m)	μ	β	A(cm²)	A_{min} (cm²)	Achoisi	Afinal (cm²)
Une seul direction	**En travée**	2.40	0.010	0.995	0.55	1.5	4HA10	3.14
	En appuis	1.20	0.006	0.997	0.28	1.5	4HA10	3.14

d) les vérifications nécessaires

- **Vérification de l'espacement**

$S_T \leq Min\begin{cases} 3h = 45\ cm \\ 33cm \end{cases}$ $S_T = 25\ cm$

- **Vérification de l'ELS**

Tableau 3-40 : Vérification a l'ELS

	Les moments	
	Mt	**Ma**
M_{ser} (kN.m)	1.70	0.85
σb_{adm}(Mpa)	15	
y_1 (cm)	2.99	2.99
I_G (cm^4)	5150.75	5150.75
K (N/cm^3)	33.00	16.50
σb (Mpa)	0.98	0.49
$\sigma b \leq \sigma b_{adm}$	c.v	

Donc on adopte la section calculée à l'ELU.

- **Vérification de l'effort tranchant**

Tableau 3-41 : Vérification de l'effort tranchant

V(KN)	Te=(-ql/2)=(-12.66*1.85/2) **Te=-11.71**	Tw=(ql/2)=(12.66*1.85/2) **Tw=11.71**
$\tau_{u(MPa)}$	$\frac{11.71 * 1000}{1000 * 125} = 0.094$	
$\bar{\tau}_u$	$\frac{0.07 * f_{cj}}{\gamma_b} = \frac{0.07 * 25}{1.5} = 1.16MPa$	
$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$	oui	

Alors, les armatures de cisaillement ne sont pas nécessaires.$

- **Vérification de la flèche préliminaire**

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

M_0=Pu*Lx^2/8=0.78 (KN.m)

Tableau 3.42. Vérification de flèche de la dalle pleine

1ere condition	**2eme condition**
h/L ≥ Mt/(20 Mo)	$\rho \leq$ 2/fe
h/ L = 0.15 / 0.7 = 0.21 Mt/(20 Mo)=2.40/(20*0.78)=0.15	ρ=A/(bo*d)=3.14/(100*12.5)=0.0025 2/ fe = 2 / 400 = 0.005
c.v	c.v

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

III.5.La dalle machine :

III.5.1. Introduction :

La dalle machine est une dalle pleine, qui reprend un chargement important par rapport à celle des dalles de l'étage courant ou terrasse, cela est due au mouvement de l'ascenseur ainsi qu'à son poids, en tenant compte de la variation des efforts de la machine par rapport à la dalle. Elle est composée de :

- Le moteur (machine)
- Dalle supportant la machine
- Cabine d'ascenseur.

III.5.2.Prédimensionnement :

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

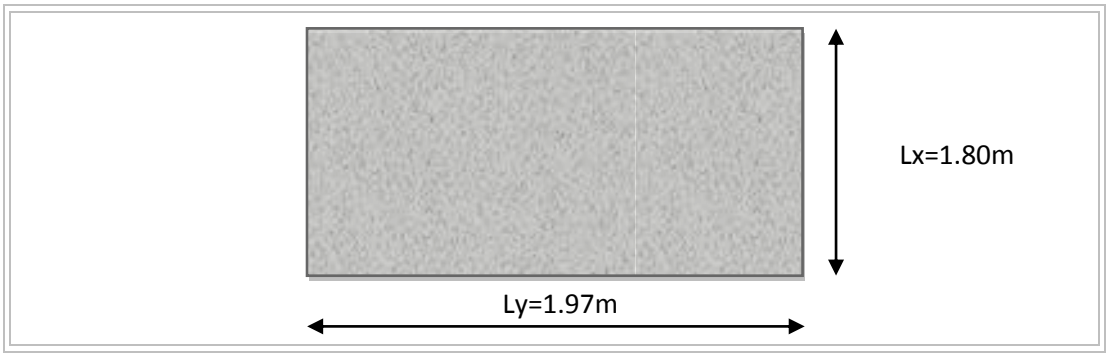


Figure 3-37 : Dimensions de la dalle machine

Nous avons deux conditions à vérifier :

- **Résistance à la flexion : [1]**

$$\frac{L_x}{50} \le e \le \frac{L_x}{40} \Rightarrow \frac{197}{50} \le e \le \frac{197}{40} \Rightarrow 3.94cm \le e \le 4.92cm$$

- **Condition de l'E.N.A :**

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

III.5.3. Détermination des charges permanentes et charges d'exploitation :

III.5.3.a. Charges permanentes G :

Tableau 3-43 : Charges permanentes

N°	composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m^3)	Poids surfacique (kN/m^2)
1	**Gravier roulé**	0.05	20	1.00
2	**Etanchéité multicouche**	0.02	6	0.12
3	**Papier kraft**	-	-	0.05
4	**Forme de pente**	0.10	22	2.20
5	**Film polyane**	-	-	0.01
6	**Pare vapeur**	0.01	6	0.06
7	**Dalle pleine**	0,25	-	6,25
8	**Enduit en ciment**	0.02	10	0.36
Charge permanente G				**10.05**

III.5.3.b. Poids de la machine supportée :

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

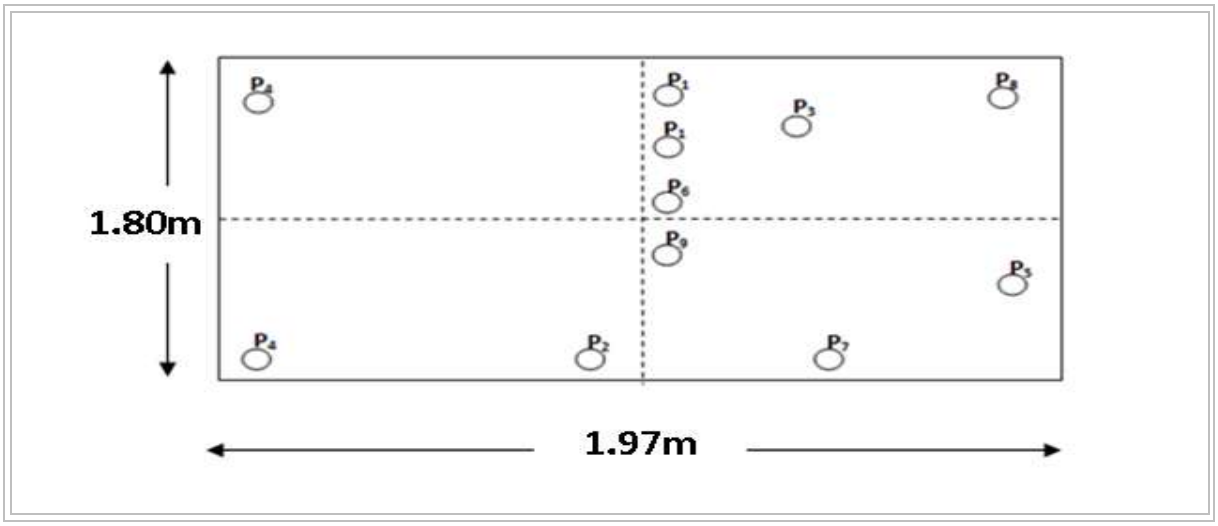


Figure 3-38 : Déférentes charges agissantes sur la dalle

Tableau 3-44 : Les charges concentrées

P (kgf)								
P1	**P2**	**P3**	**P4**	**P5**	**P6**	**P7**	**P8**	**P9**
8400	3200	200	600	800	1250	750	1100	1000

$$q = \frac{\sum P_i}{S} = 4878.73 kg/m^2 = 48.79 kN/m^2$$

G_{tot}=10.05 + 48.79 = 58.84 KN/m^2

III.5.3.c. La charge d'exploitation :

L'ENA exige une charge d'exploitation plus importante que celle d'une terrasse inaccessible de l'ordre de :

Q=5kN/m2

Tableau 3-45 : Détermination des chargements de la dalle

G (kN/m^2)	Q (kN/m^2)	P_U (kN/m^2)	P_{Ser}(kN/m^2)
58.84	5	73.37	53.79

III.5.4. calcul des sollicitations :

On a: $\rho = \frac{L_X}{L_Y} = \frac{1.8}{1.97} = 0.91$

Donc la dalle travaille suivant les deux directions

III.5.4.a. Méthode de calcul :

Il existe deux méthodes pour le calcul des dalles pleines :

- ✓ la méthode forfaitaire : utilisable aux formes géométriques simples et régulière sous chargement modéré.

- ✓ La méthode des lignes de rupture : utilisable pour les cas des charges élevées et les formes géométriques irrégulières, basée sur le mécanisme des fissures.

Donc on utilise pour notre cas la méthode des lignes de rupture.

III.5.4.b. Hypothèses (ligne de rupture) :

- ➢ La ligne de rupture devise la dalle en plusieurs régions qui s'appellent régions rigides, elles sont supposées demeurer plane après déformation.
- ➢ Les lignes de rupture sont des lignes droites.

III.5.4.c. Principe de calcul :

Travail extérieur = Travail intérieur.

Travail extérieur: en fonction de (charge, portée).

Travail intérieur: en fonction du moment.

Pour le cas des charges réparties:

$$T_{ext} = q.S.f_{cdg}$$

- q: charge répartie.
- S: surface de la région rigide.
- $f$cdg: flèche au niveau du c.d.g de la région rigide.

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

- M: moment de flexion.
- L: projection de la ligne de rupture sur l'axe de rotation.
- θ: l'angle de rotation.

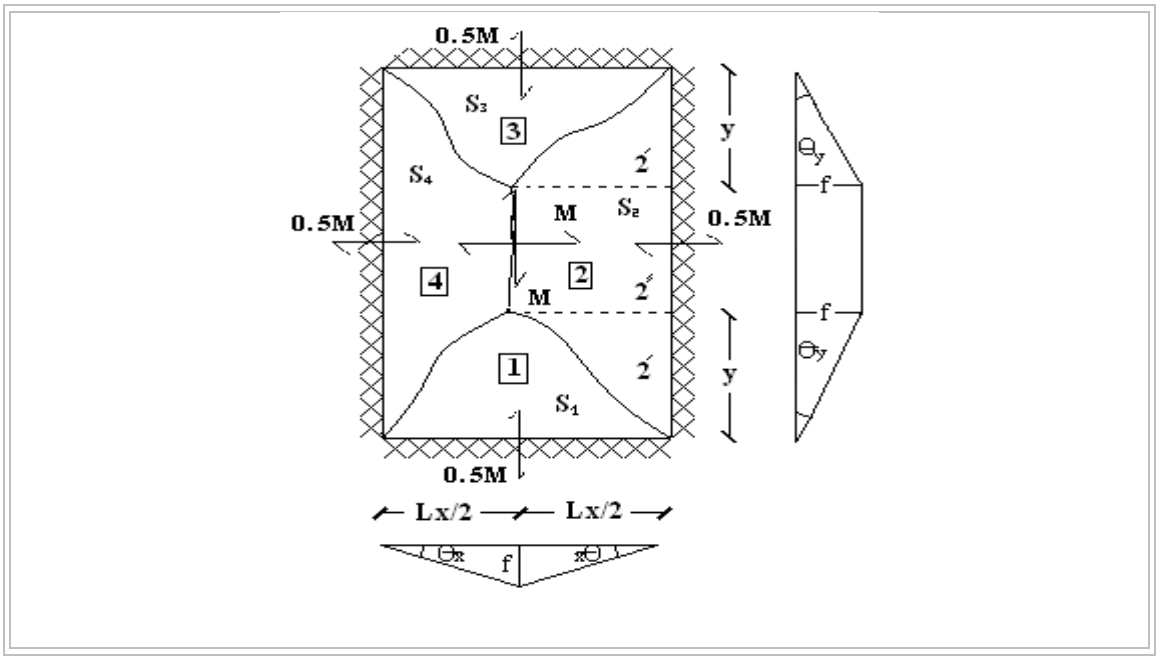


Figure 3-39 : Les lignes de rupture

❖ **Travail externe :**

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

Avec :

- $T_{ext}^{1} = T_{ext}^{3}$
- $T_{ext}^{2} = T_{ext}^{4}$

$$T_{ext}^{1} = q.S_1 \frac{f}{3} = q.f\left(\frac{1}{6} L_x.y\right)$$

$$T_{ext}^{2} = 2T_{ext}^{2'} + T_{ext}^{2''} = q.f\left(\frac{1}{4}.L_x.L_y - \frac{1}{3}.L_x.y\right)$$

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

❖ **Travail interne :**

$$T_{int} = T_{int}^{1} + T_{int}^{2} + T_{int}^{3} + T_{int}^{4}$$

Avec :

- $T_{int}^{1} = T_{int}^{3}$
- $T_{int}^{2} = T_{int}^{4}$

$$T_{int}^{1} = 0.5M.L_x.\theta_y + M.L_x.\theta_y \ \theta_y = tg\,\theta_y = \frac{f}{y}$$

$$T_{int}^{1} = 1.5M.L_x.\frac{f}{y}$$

$$T_{int}^{2} = M.L_y.\theta_x + 0{,}5\ M\ .L_y.\theta_x \ \theta_x = tg\,\theta_x = \frac{2f}{L_x}$$

$$T_{int}^{2} = 3M.\frac{L_y}{L_x}.\ f$$

$$T_{int} = 3M.\left(\frac{L_x}{y} + 2\frac{L_y}{L_x}\right) f$$

❖ **Principe du travail virtuel :**

$$T_{ext} = T_{int}$$

Tableau 3-46 : Travail externe

éléments	Aire de chargement	déplacement de CG	travail externe pour une charge qu
1	2*1.8* y/2	f/3	0.6.y.f.q_u
2	4*0.9* y/2	f/3	0.6.y.f.q_u
3	2*0.9 (1.97- 2y)	f/2	(1.89-1.8y).f.qu
		Σ	f.qu. (1.89-0.6y)

Tableau 3-47 : Travail interne

Eléments		moment de rupture (M)	longueur de ligne de rupture (L)	rotation (θ)	travail interne = M.L.θ
1	+	M	2. 1	f/0.9	2.33.M.f/0.9
	-	0.5M	2.1	f/0.9	1.16. M.f/0.9
2	+	M	1.8	f/y	1.8.f.M/y
	-	0.5M	1.8	f/y	0.9.M.f/y
				2*Σ	2*(3.87+2.7/y).M.f./y

$$q = M\frac{\left(\frac{5.4}{y} + 6.56\right)}{1.773 - 0.60y}$$

Pour déterminer " y " on dérive " q " par rapport a " y ".

$$\frac{dq}{dy} = 0 \Rightarrow 3.94y^2 + 6.48\,y - 9.57 = 0 \Rightarrow y = 0.94\,m$$

On remplace " y " on trouve : M=0.098 q

$$M_t = M = 0.098.q_u = 0.098 \times (73.37) = 7.19\,KN.m$$

$$M_a = 0.5.M = 0.5 \times 7.19 = 3.59\,KN.m$$

III.5.4.d. Calcul du ferraillage :

Le calcul du ferraillage se fait pour une bande de 1 m de largeur

la fissuration est peu nuisible.

Tableau 3-48 : Les données

f_{c28}	25 MPa	**h**	25 cm
f_{t28}	2,1 MPa	**d**	23 cm
f_e	400 MPa	**c**	2 cm
$\sigma_{b\ adm}$	14.2 MPa	**c'**	2 cm
$\sigma_{s\ adm}$	348 MPa	**b**	100 cm

utiles: $\begin{cases} d_x = 25 - 2 - \frac{1.2}{2} = 22.4\,cm \\ d_y = 22.4 - \frac{1.2+1.2}{2}. = 21.2\,cm \end{cases}$

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

Les résultats sont ordonnés dans le tableau suivant:

III.5.4.e. Condition de non fragilité : **[1]**

$$A_{min} = \frac{B}{1000} = \frac{25 \times 100}{1000} = 2.5\,cm^2$$

Tableau 3-49 : Calcul des sections d'acier de la dalle

		M_u (kN.m)	μ	β	A(cm²)	A' (cm²)	A_{min} (cm²)	A_{choisi} (cm²)
Sens x	**En travée**	7.19	0.010	0.995	0.93	0.00	2.50	3HA12=3.39
	En appuis	3.59	0.006	0.997	0.46	0.00	2.50	3HA12=3.39
Sens y	**En travée**	7.19	0.012	0.994	0.98	0.00	2.50	3HA12=3.39
	En appuis	3.59	0.006	0.997	0.48	0.00	2.50	3HA12=3.39

III.5.4.f. Condition d'espacement :[1]

$$\overline{S}_t = \text{Min}[2h = 50\,\text{cm}, 22\,\text{cm}] = 22\,\text{cm}$$

On prend : S = 25 cm

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

Suivant Lx: $\tau_{ux} = \dfrac{V_{ux}}{b_0 \cdot d_x} \le \overline{\tau}_u = \dfrac{0.07\, f_{c28}}{\gamma_b}$

$$V_{ux} = \frac{P_u \cdot L_x \cdot L_y}{2L_y + L_x} = 45.32KN$$

$$\tau_{ux} = \frac{45.32 \times 10^3}{1000 \times 224} = 0.202\,\text{MPa} < \overline{\tau}_u = 1.16\,\text{MPa}\,(\text{Condition vérifié})$$

Suivant Ly: $\tau_{uy} = \dfrac{V_{uy}}{b_0 \cdot d_y} \le \overline{\tau}_u = 1.16MPa$

$$V_{uy} = \frac{P_u \cdot L_x \cdot L_y}{3L_y} = 44.02KN$$

$$\tau_{uy} = \frac{44.02 \times 10^3}{1000 \times 212} = 0.207\,\text{MPa} < \overline{\tau}_u = 1.16\,\text{MPa}\,(\text{Condition vérifié})$$

Donc le béton peut supporter tout seul l'effort de cisaillement, donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

III.5.5.Vérification à l'E.L.S : [1]

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

Acier : La fissuration est considérée comme non préjudiciable.

Tableau 3-50 : Calcul de moment à E.L.S

		M_{ser} (Kn.m)
Sens x	**travée**	$0.098*q_{ser}=0.098*53.79=5.27$
	appuis	$0.5*M_t=0.5*5.27=2.64$
Sens y	**travée**	$0.098*q_{ser}=0.098*53.79=5.27$
	appuis	$0.5*M_t=0.5*5.27=2.64$

❖ **Détermination de la valeur de « y » :**

$$50y^2+15Ay-15Ad=0$$

Moment d'inertie : $I=\frac{by^3}{3}+15A_s(d-y)^2$

Les résultats trouvés en travée et sur appui dans les deux sens sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau 3-51 : Vérification à l'ELS

		M_{ser} (Kn.m)	A_s (cm^2)	Y (cm)	I (cm^4)	K (N/mm^3)	σ_{bc} (MPa)	$\sigma_{bc}\leq\overline{\sigma}_b$
Sens x	**travée**	5.27	3.39	2.13	21215.00	0.024	0.51	**OUI**
	appuis	2.64	3.39	2.13	21215.00	0.012	0.25	**OUI**
Sens y	**travée**	5.27	3.39	4.16	17164.60	0.030	1.25	**OUI**
	appuis	2.64	3.39	4.16	17164.60	0.015	0.62	**OUI**

III.5.6.Vérification de la flèche :

Il n'est pas nécessaire de faire la vérification de la flèche, si les trois conditions citées ci-dessous sont vérifiées simultanément :

$$\begin{cases} * \dfrac{h}{L} \geq \dfrac{M_t}{20M_x} \\ * \dfrac{h}{L} \geq \dfrac{1}{27} à \dfrac{1}{35} \\ * \dfrac{A_s}{bd} \leq \dfrac{2}{fe} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 0{,}126 > 0{,}05 \text{.....} vérifiée \\ 0{,}126 > 0{,}028 à 0{,}037 \text{.....} vérifiée. \\ 1.474.10^{-3} < 5.10^{-3} \text{.....} vérifiée \end{cases}$$

Les trois conditions sont vérifiées donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire

III.5.7. Vérification de non poinçonnement :

Si la condition suivante est vérifiée, aucune disposition supplémentaire n'est nécessaire.

$$Q_u \leq 0{,}045 \times U_c \times h \times \frac{f_{cj}}{\gamma_b}$$

Le calcul se fera pour la force concentrée maximale uniquement

Q_u= 84 KN ,γ_b = 1.5 , f_{cj} = 25 MPa , h = 25 cm

Uc = 2(u + v)

u = a + 2(e + h/2)

v = b + 2(e + h/2)

Uc = 2(a+b) + 8e + 4h

Avec : a=b=e=0

Uc = 4h = 100 cm

Q_u = 84 KN < 0.045 x Uc x h x (fc28/γb) =1875 KN…… (Condition vérifiée)

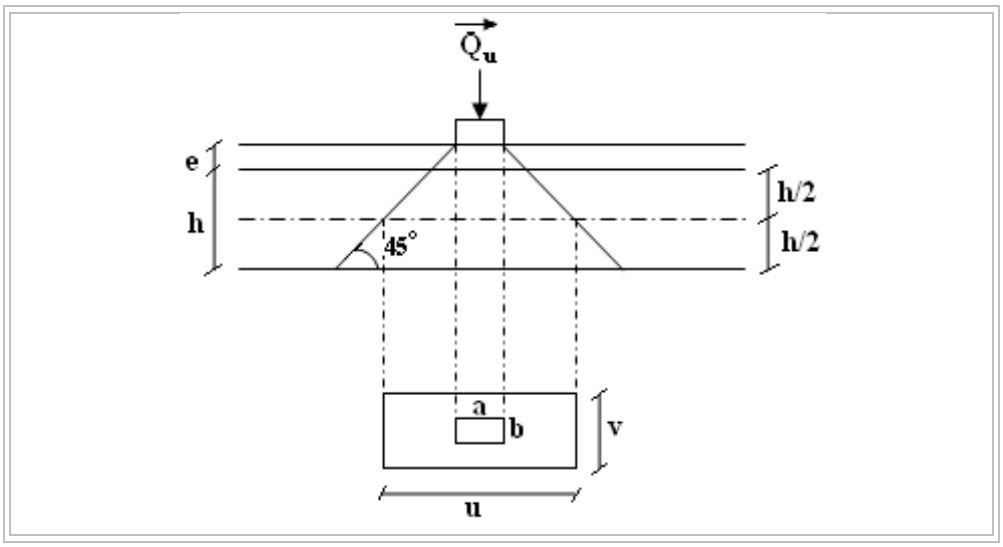


Figure 3-40 : La vérification de non poinçonnement

CHAPITRE IV

ETUDE DYNAMIQUE

IV.1.Introduction :

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

Donc le système de contreventement doit être disposé de façon à :

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

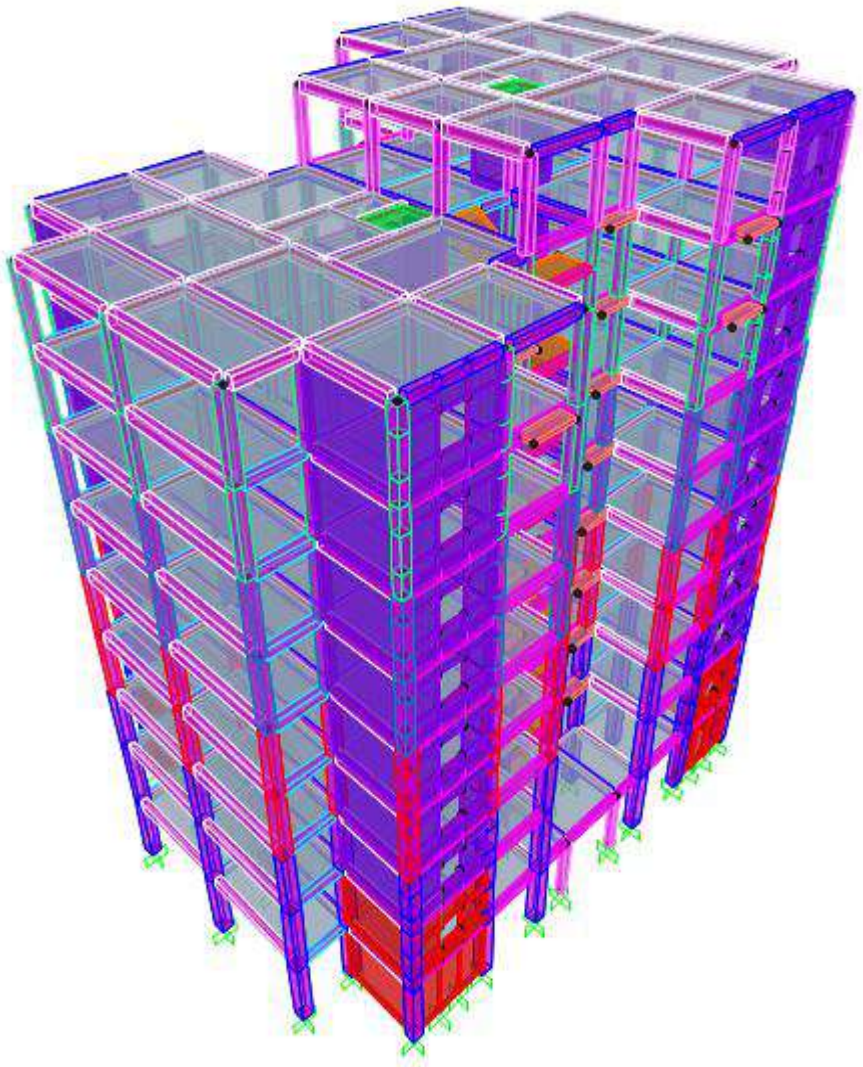


Figure 4-1 : Vue de la structure en 3D

IV.2.a.Caractéristiques géométriques de la structure:

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

- Le centre de Masse
- Le centre de Torsion

IV.2.a.1.Centre de masse :

Le principe de calcul est de déterminer le centre de masse de chaque niveau des éléments constructifs qui ont une influence sur la stabilité du bâtiment (planchers, maçonnerie, escaliers, voiles, poutres, poteaux).

Le centre de masse est repéré dans un système d'axes choisi, il est défini par la formule suivante :

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

Avec :

- $\mathbf{W_i}$: Le poids total de la masse concentrée de l'élément (i) du niveau considéré
- $\mathbf{X_i}$ et $\mathbf{Y_i}$: Les coordonnées du centre de gravité de l'élément (i) par rapport au repère global.
- $\mathbf{X_G}$et $\mathbf{Y_G}$: Les coordonnées du centre de masse du niveau par rapport au repère global

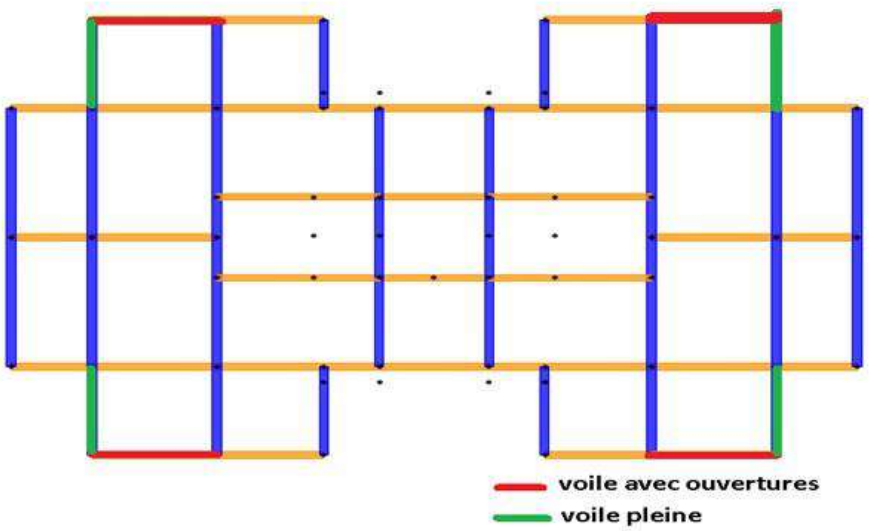


Figure 4-2-a : Disposition des voiles

Tableau 4-1 : Calcule du centre de masse

Niveau(m)	∑Wi (kN)	∑Wi*Xi	∑Wi*Yi	X_G(m)	Y_G(m)
+33.17	2829.31	57831.10	27444.31	20.44	9.7
+29.93	5094.87	72194.31	49471.19	14.17	9.71
+26.69	5246.86	73823.32	51051.95	14.07	9.73
+23.45	5261.23	74025.51	51191.77	14.07	9.73
+20.21	5327.46	74957.36	51889.46	14.07	9.74
+16.97	5401.66	76001.36	52612.17	14.07	9.74
+13.73	5475.68	77042.82	53333.12	14.07	9.74
+10.49	5557.7	78196.84	54132.00	14.07	9.74
+7.25	5802.77	81703.00	56518.98	14.08	9.74
+3.51	6380.38	89835.75	61506.86	14.08	9.64

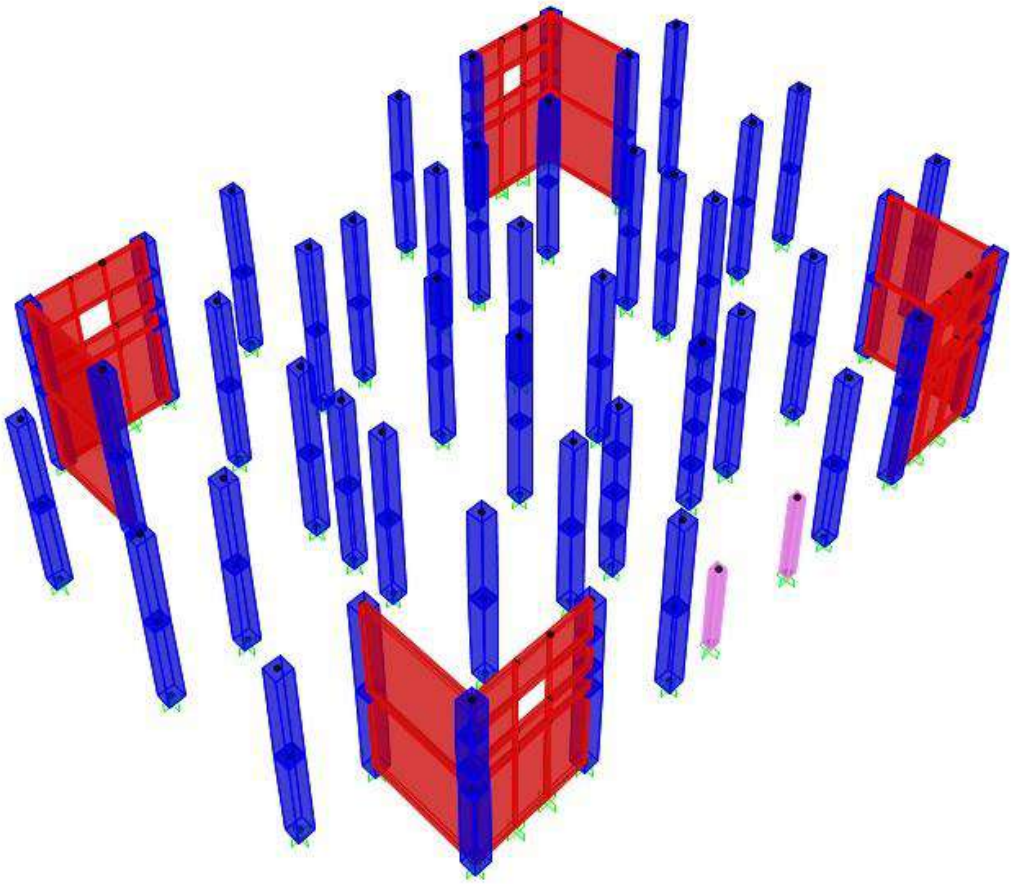


Figure 4-2-b : disposition des voiles en 3D

IV.2.a.2.Centre de torsion :

Le centre de torsion T est un point caractérisé par :

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

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

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

Avec :

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

Il est rappelé que :

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

Avec :

a_n: coefficient qui dépend du nombre de niveaux.

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

I: inertie totale du refend.

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

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

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

I_i : moment d'inertie des trumeaux.

A_i: aire des éléments du refend.

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

a: demi portée de l'ouverture.

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

H_0: hauteur totale du refend.

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

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

H: hauteur d'étage.

$A_0(\alpha, \xi)$: est une fonction de " α " et " ξ " qui vaut:

$$A_0(\alpha, \xi) = \frac{2}{3} + \frac{2-\alpha^2}{\alpha^3}.\frac{sh\,\alpha}{ch\,\alpha} - \frac{2}{\alpha^2 ch\,\alpha} \text{ si } \xi = 0.$$

Avec:

$\xi = \frac{x}{H}$ si $0 < \xi < 1$.

$$A(\alpha, \xi) = \frac{1}{3}(2 - 3\xi + \xi^3) + \frac{2}{\alpha^2}\xi + \frac{2-\alpha^2}{\alpha^3 ch\,\alpha}.sh\,\alpha(1-\xi) - \frac{2}{\alpha^2}\frac{ch\,\alpha.\xi}{ch\,\alpha}$$

Remarque:

si $\alpha > 10$, on peut dire que le linteau est très rigide, l'ouverture est très petite, le voile est considéré comme étant plein.

Tableau 4-2 : Calcul du centre de torsion

Niveau(m)	$\sum I_{Xi}$	$\sum I_{Yi}$	$\sum I_{Yi} * X_i$	$\sum I_{Xi} * Y_i$	X_I(m)	Y_I(m)
+33.17	0.3684	1.7489	38.3184	3.5477	21.91	9.63
+29.93	0.7675	3.5285	49.6813	7.3757	14.08	9.61
+26.69	0.7675	3.5285	49.6813	7.3757	14.08	9.61
+23.45	0.8265	3.5875	50.5120	7.9592	14.08	9.63
+20.21	0.8265	3.5875	50.5120	7.9592	14.08	9.63
+16.97	0.9089	3.6699	51.6722	8.7618	14.08	9.64
+13.73	0.9089	3.6699	51.6722	8.7618	14.08	9.64
+10.49	1.0201	3.7811	53.2379	9.8440	14.08	9.65
+7.25	1.1614	4.7289	66.6302	11.2191	14.09	9.66
+3.51	5.39	4.81	67.72	51.63	14.08	9.58

IV.2.a.3.Excentricité :

IV.2.a.3.1.Excentricité théorique (statique) :

C'est la distance entre le centre de masse et le centre de torsion suivant les deux axes, elle est calculée comme suit :

$E_x = |X_T - X_G|$ $\qquad$ $E_Y = |Y_T - Y_G|$

Tableau 4-3 : Calcul de l'excentricité théorique

	Direction X			Direction Y		
Niveau(m)	**X_G(m)**	**X_I(m)**	**$E_{x\ Théo}$ (m)**	**Y_G(m)**	**Y_I(m)**	**$E_{y\ Théo}$ (m)**
+33.17	20.44	21.91	1.47	9.7	9.63	0.07
+29.93	14.17	14.08	0.09	9.71	9.61	0.1
+26.69	14.07	14.08	0.01	9.73	9.61	0.12
+23.45	14.07	14.08	0.01	9.73	9.63	0.1
+20.21	14.07	14.08	0.01	9.74	9.63	0.11
+16.97	14.07	14.08	0.01	9.74	9.64	0.1
+13.73	14.07	14.08	0.01	9.74	9.64	0.1
+10.49	14.07	14.08	0.01	9.74	9.65	0.09
+7.25	14.08	14.09	0.01	9.74	9.66	0.08
+3.51	14.08	14.08	0	9.64	9.58	0.23

IV.2.a.3.2.Excentricité accidentelle : [2] ►►Art 4.2.7◄◄

Pour toutes les structures comportant des planchers ou diaphragmes horizontaux rigides dans leur plan, on supposera qu'a chaque niveau et dans chaque direction, la résultante des forces horizontales a une excentricité par rapport au centre de torsion égale à la plus grande des deux valeurs :

- 5% de la plus grande dimension du bâtiment à ce niveau (cette excentricité doit être prise en considération de part et d'autre du centre de torsion).

- Excentricité théorique résultant des plans.

$$\begin{cases} E_x = 0{,}05.\ L_x \\ E_y = 0{,}05.\ L_y \end{cases}$$

Les valeurs des excentricités accidentelles sont représentées dans le tableau suivant :

Tableau 4-4 : Calcul de l'excentricité accidentelle

	Direction X			Direction Y		
Niveau(m)	$E_{x\ Théo}$	$E_{x\ ACC}$	$E_{x\ Théo}+E_{x\ ACC}$	$E_{y\ Théo}$	$E_{y\ ACC}$	$E_{y\ Théo}+E_{y\ ACC}$
+33.17	1.47	0.80	2.27	0.07	0.97	1.04
+29.93	0.09	1.41	1.50	0.10	1.04	1.14
+26.69	0.01	1.41	1.42	0.12	1.04	1.16
+23.45	0.01	1.41	1.42	0.10	1.04	1.14
+20.21	0.01	1.41	1.42	0.11	1.04	1.15
+16.97	0.01	1.41	1.42	0.10	1.04	1.14
+13.73	0.01	1.41	1.42	0.10	1.04	1.14
+10.49	0.01	1.41	1.42	0.09	1.04	1.13
+7.25	0.01	1.41	1.42	0.08	1.04	1.12
+3.51	0	1.41	1.41	0.23	1.04	0.81

Tableau 4-5 : Calcul de l'excentricité totale

Niveau(m)	Lx**(m)**	Ly**(m)**	Ex**(m)**	Ey**(m)**
+33.17	15.9	19.46	0.80	0.97
+29.93	28.15	20.73	1.41	1.04
+26.69	28.15	20.73	1.41	1.04
+23.45	28.15	20.73	1.41	1.04
+20.21	28.15	20.73	1.41	1.04
+16.97	28.15	20.73	1.41	1.04
+13.73	28.15	20.73	1.41	1.04
+10.49	28.15	20.73	1.41	1.04
+7.25	28.15	20.73	1.41	1.04
+3.51	28.15	20.73	1.41	1.04

IV.2.a.3.3.Effets de la torsion accidentelle : [2] ►►Art 4.3.7◄◄

Dans le cas où il est procédé à une analyse tridimensionnelle, en plus de l'excentricité théorique calculée, une excentricité accidentelle (additionnelle) égale à ±0.05L, (L étant la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique) doit être appliquée au niveau du plancher considéré et suivant chaque direction.

IV. 2.b.Choix de la méthode de calcul :

IV. 2.b.1.Introduction :

On admet toujours que les efforts horizontaux s'appliquent au niveau des planchers. Pour analyser ces efforts, on utilise généralement deux méthodes:

- Méthode statique équivalente
- Méthode dynamique modale spectrale

Nous cas notre bloc la régularité en plan n'est pas vérifiée ainsi que la hauteur de ce dernier dépasse les **17 m**, donc selon **le RPA 2003 Art 4.1.2**, la Méthode statique équivalente n'est pas applicable, on utilise donc la méthode modale spectrale d'une manière automatique moyennant le logiciel d'analyse **'SAP2000.v16'.**

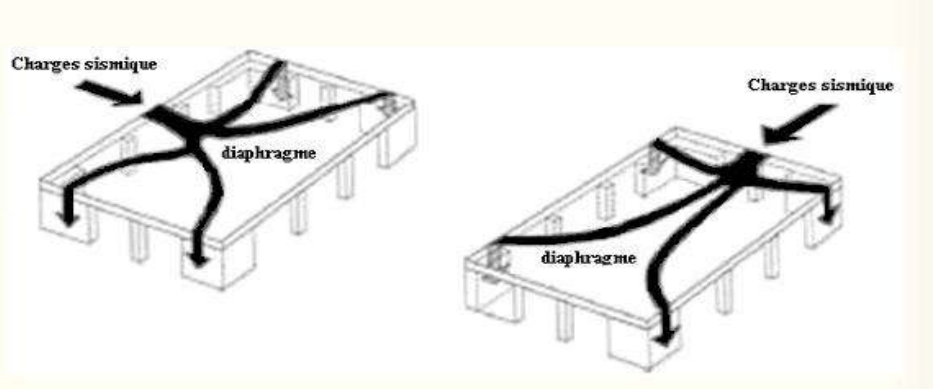
IV.2.b.2.Méthode dynamique modale spectrale :

IV.2.b.2.1.Principe :

Par cette méthode il est recherché, pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de structure.

IV. 2.b.2.2.Modélisation :[2] ►► [Art 4.3.2] ◄◄

-Le modèle choisi dans la modélisation sur le **'SAP2000.v16'** est le diaphragme rigide, la théorie du plancher rigide. Suite à la concentration de la masse son mouvement est donné par le mouvement du plancher.



IV2.b.2.3.Le spectre de réponse de calcul :

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1{,}25A\left(1+\frac{T}{T_1}(2{,}5\eta\frac{Q}{R}-1)\right) & 0 \le T \le T_1 \\ 2{,}5\eta(1{,}25A)(\frac{Q}{R}) & T_2 \le T \le T_2 \\ 2{,}5\eta(1{,}25A)(\frac{Q}{R})(\frac{T_2}{T})^{\frac{2}{3}} & T_2 \le T \le 3.0\ s \\ 2{,}5\eta(1{,}25A)(\frac{Q}{R})(\frac{T_2}{3})^{\frac{2}{3}}(\frac{3}{T})^{\frac{5}{3}} & T \ge 3.0\ s \end{cases}$$

a. Coefficient d'accélération A : [2] ►► [Art 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 2) **➔A = 0,25**

b. Facteur de correction d'amortissement (η):

$$\eta = \sqrt{7/(2+\xi)} \qquad \xi = 7\ \%\ [2] \quad ►► [\text{Art } 4.1] ◄◄$$

Avec remplissage dense → η = 0,882

c. Coefficient de comportement R : [2] ►► [Art 4.3] ◄◄

Conformément à l'article **[2] ►► [Art 3.4.4.a] ◄◄**, ce type de contreventement doit vérifier les conditions suivantes :

- les voiles reprennent au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales et la totalité des sollicitations dues aux charges horizontales,

- 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 : **R =5**

d. Facteur de qualité Q : [2] ►► [Art 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 :

$$Q = 1 + \sum_{1}^{6} P_q$$

Ces pénalités sont rappelées dans le tableau suivant :

Tableau 4-6 : 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
4	Régularité en élévation	NON	0.05	NON	0
5	Contrôle de la qualité des matériaux	OUI	0.05	OUI	0.05
6	Contrôle de la qualité de l'exécution	OUI	0.00	OUI	0.00

En récapitulant les résultats on trouve :

$$Q_X = 1 + 015 = 1{,}15$$
$$Q_Y = 1 + 0{,}05 = 1{,}05$$

e. Périodes caractéristiques : [2] ►► [Art 4.7] ◄◄

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 participation massique
- Vérification des périodes
- Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul
- Vérification de la stabilité au renversement
- Vérification de déplacement
- Vérification vis à vis de l'effet P-Δ

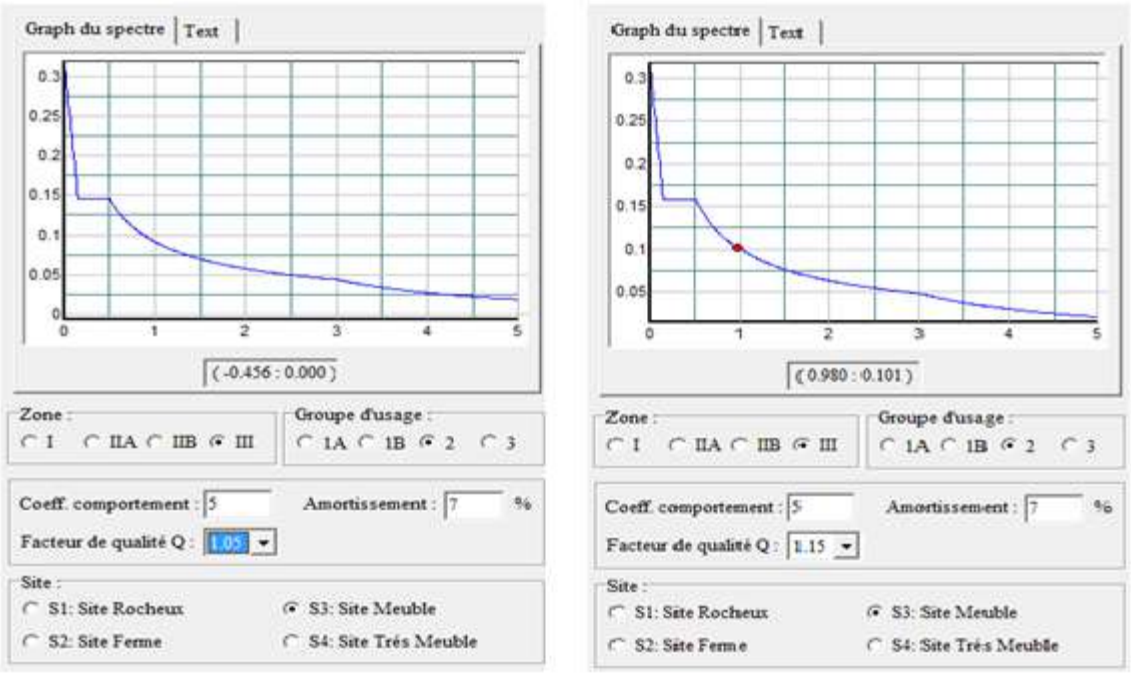
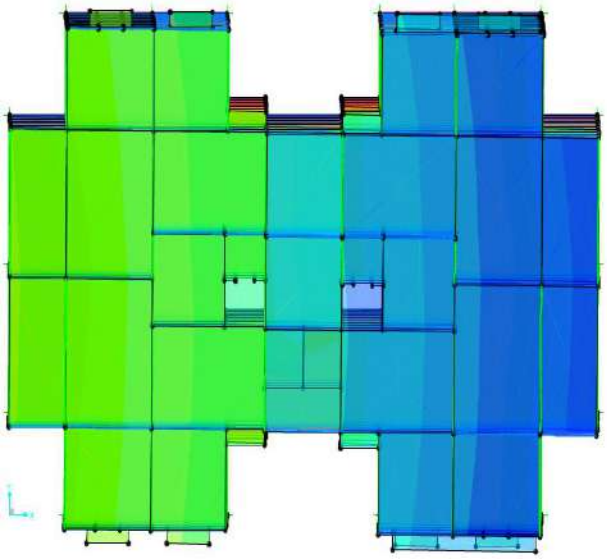
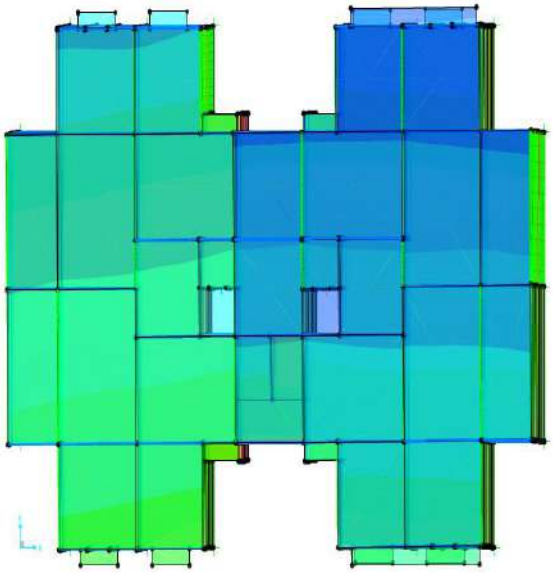


Figure 4-3 : Spectre de réponse

IV.2.c.1. Vérification de comportement :

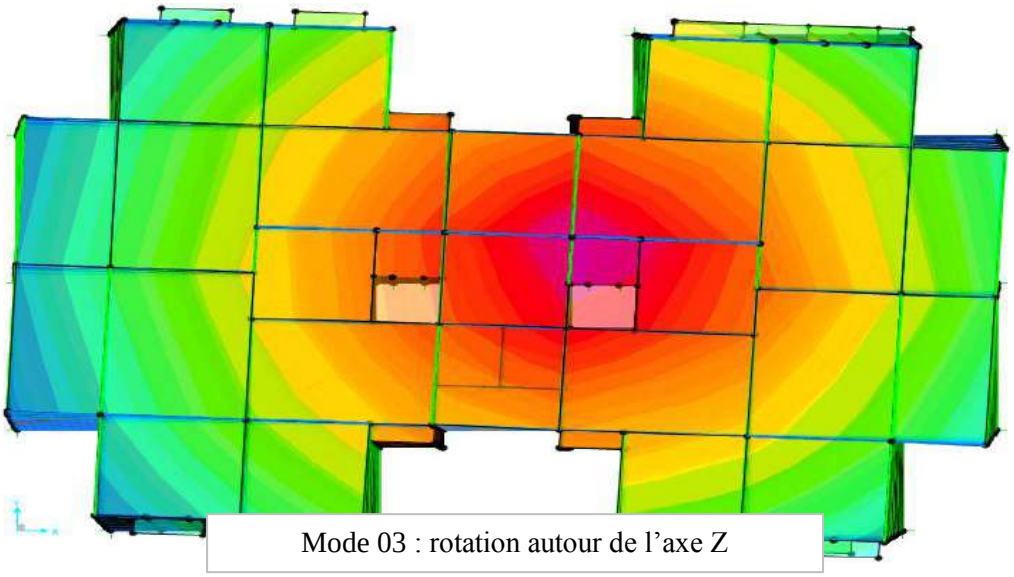


Mode 01 : translation suivant l'axe y



Mode 02 : translation suivant l'axe x

Figure 4-4 : Le comportement de 1^{ére} et 2^{éme} modes



Mode 03 : rotation autour de l'axe Z

Figure 4-5 : Le comportement de 3^{éme} mode

Tableau 4-7 : Le comportement des trois premiers modes

Mode 1	Mode 2	Mode 3
translation suivant l'axe y	translation suivant l'axe x	rotation autour de l'axe z
T=0.55s	T=0.50	T=0.40

IV. 2.c.2. Vérification de participation massique :

Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que : La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à **90%** au moins de la masse totale de la structure d'après **[2] ►► [Art 4.3.4.] ◄◄**

Tableau 4-8: Coefficient de participation massique

Mode	Période (s)	Cumul des masses modales effectives (%)		
		Sens x	Sens y	Sens z
1	0.56	0.20%	67.09%	1.94%
2	0.50	68.02%	67.57%	4.03%
3	0.41	70.52%	69.40%	67.57%
4	0.16	70.53%	85.92%	68.11%
5	0.15	86.61%	85.94%	68.27%
6	0.11	86.72%	86.46%	86.20%
7	0.09	86.75%	86.46%	86.21%
8	0.08	86.78%	91.76%	86.49%
9	0.08	86.79%	91.80%	86.49%
10	0.08	92.09%	91.82%	86.52%

_ D'après le tableau précédent on remarque qu'on a une structure rigide, ou le coefficient de participation massique n'atteigne pas qu'après le **10ème** mode.

IV. 2.c.4Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul :[2] ►► [Art 4.3.6] ◄◄

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 Donc il faut vérifier que $\frac{V_t}{V} > 0,8$

a. Calcul de la force sismique totale : [2] ►► [Art 4.2.3] ◄◄

La force sismique totale V doit être calculée dans les deux directions X, Y selon la formule :

$$V_X = \frac{A.D_X.Q_X}{R}.W$$
$$V_Y = \frac{A.D_Y.Q_Y}{R}.W$$

Tel que :

- **A :** coefficient d'accélération de zone **A = 0,25**
- **D :** facteur d'amplification dynamique moyen

$$D = \begin{cases} 2,5\eta & 0 \le T \le T_2 \\ 2,5\eta(T_2/T)^{\frac{2}{3}} & T_2 \le T \le 3.0\ s \\ 2,5\eta(T_2/3)^{\frac{2}{3}}(3/T)^{\frac{5}{3}} & T \ge 3.0\ s \end{cases}$$

T2 = 0,4 s, tableau 4.7 (avec site S3)

η : facteur de correction d'amortissement : $\eta = \sqrt{7/(2+\xi)}$

ξ = 7 % tableau 4.2 (avec remplissage dense) → **η = 0,882**

T : période fondamentale suivant les deux directions on utilise la formule :

$T = 0,09h_n/\sqrt{D}$ **[2] ►► [Art 4.2.4] ◄◄**

Dx= 2.205Dy= 1.72

- **R** : coefficient de comportement global de la structure

R = 5

- **Q :** facteur de qualité

Q_x=1.15

Q_y=1.05

- **W :** poids total de la structure

$$W = \sum_{i=1}^{n} W_i \qquad avec\ W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

β = 0.2

W= 56302.20 KN

Tableau 4-9 : 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)
0.25	2.205	1.72	5.00	1.15	1.05	56302.20	7138.42	5084.09

Tableau 4-10 : Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul

	V (kN)	Vt (kN)	0.8*V	$V_t \geq 0.8*V$
X	7318.42	5758.05	4606.44	OUI
Y	5084.09	5879.20	4067.27	OUI

IV. 2.c.5. Vérification de la stabilité au renversement :

Le moment de renversement est égal à : $M_{0x} = \sum_{i=1}^{n} h_i.F_{ix}\ M_{0y} = \sum_{i=1}^{n} h_i.F_{iy}$

Avec :

- F_{ix}, F_{iy}: la force distribuée en hauteur suivant X et Y
- h_i : la hauteur de l'étage par rapport à la base 0

Le moment de stabilité qui est égal à : $Mtx = X_G.Wi$, $MtY = G_Y.Wi$

Avec :

- X_G , Y_G : les coordonnées du centre de gravité de la structure
- Wi : la masse de plancher dans chaque niveau

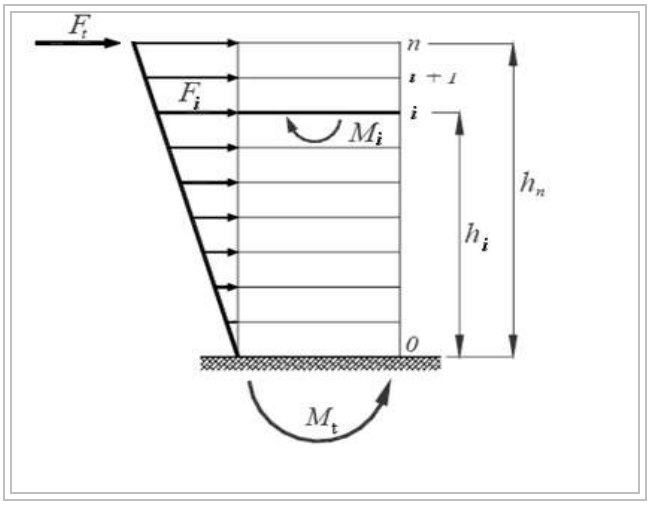


Figure4-6 : Les forces agissent sur la stabilité au renversement

IV. 2.c.5.1.Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur [2]

►► [Art 4.2.5] ◄◄

$$F_i = \left(\frac{W_i h_i}{\sum_{j=1}^{n} W_J h_j} \right).(V - F_t)$$

$$F_t = \begin{cases} 0{,}07TV \le 0{,}25V & \text{si } T \ge 0{,}7\,s \\ 0 & \text{si } T < 0{,}7\,s \end{cases}$$

On a :

- TX = 0,50 s → Ft = 0
- TY = 0,51 s → Ft = 0

Donc:

$$F_{iX} = \left(\frac{W_i h_i}{\sum_{j=1}^{n} W_J h_j} \right).V_X = \alpha_x.V_X$$

$$F_{iY} = \left(\frac{W_i h_i}{\sum_{j=1}^{n} W_J h_j} \right).V_Y = \alpha_Y.V_Y$$

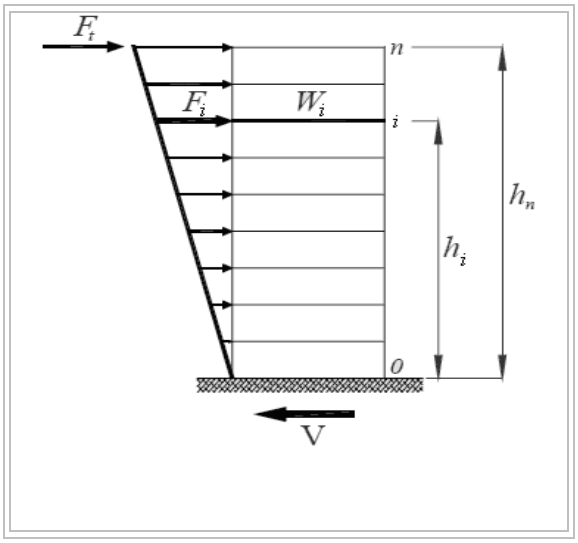


Figure 4-7 : Distribution des forces sismiques

V_X =5758.05 KN

Tableau 4-11 : Forces sismiques selon la hauteur suivant X

hi (m)	W_i (kN)	$W_i h_i$	α_x	F_{ix}(kN)
+33.17	2829.31	93848.21	0.10	595.77
+29.93	5094.87	152489.46	0.17	968.04
+26.69	5246.86	140038.69	0.15	889.00
+23.45	5261.23	123375.84	0.14	783.22
+20.21	5327.46	107667.97	0.12	683.50
+16.97	5401.66	91666.17	0.10	581.92
+13.73	5475.68	75181.09	0.08	477.27
+10.49	5557.70	58300.27	0.06	370.10
+7.25	5802.77	42070.08	0.05	267.07
+3.51	6380.38	22395.13	0.02	142.17
SOMME		**907032.92**		**5758.05**

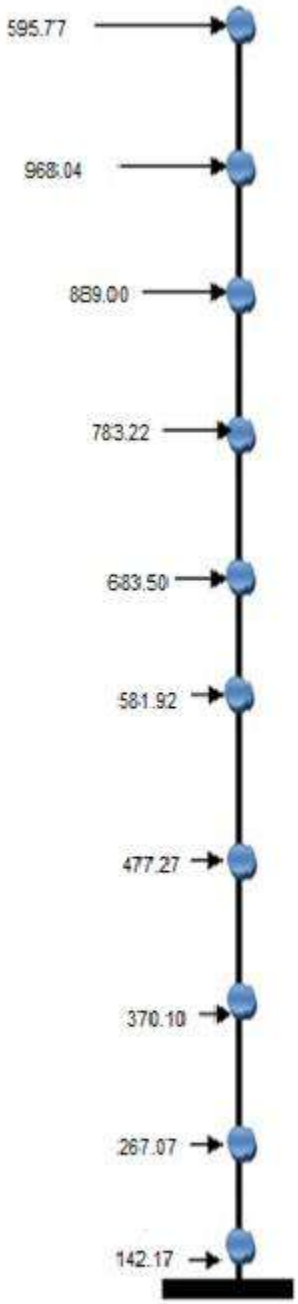


Figure 4-8 : Concentration des forces sismiques aux étages suivant X

V_Y =4192.00 KN

Tableau 4-12 : Forces sismiques selon la hauteur suivant Y

hi (m)	W_i (kN)	$W_i h_i$	α_y	F_{iy}(kN)
+33.17	2829.31	93848.21	0.10	608.30
+29.93	5094.87	152489.46	0.17	988.41
+26.69	5246.86	140038.69	0.15	907.70
+23.45	5261.23	123375.84	0.14	799.70
+20.21	5327.46	107667.97	0.12	697.88
+16.97	5401.66	91666.17	0.10	594.16
+13.73	5475.68	75181.09	0.08	487.31
+10.49	5557.70	58300.27	0.06	377.89
+7.25	5802.77	42070.08	0.05	272.69
+3.51	6380.38	22395.13	0.02	145.16
SOMME		**907032.92**		**5879.20**

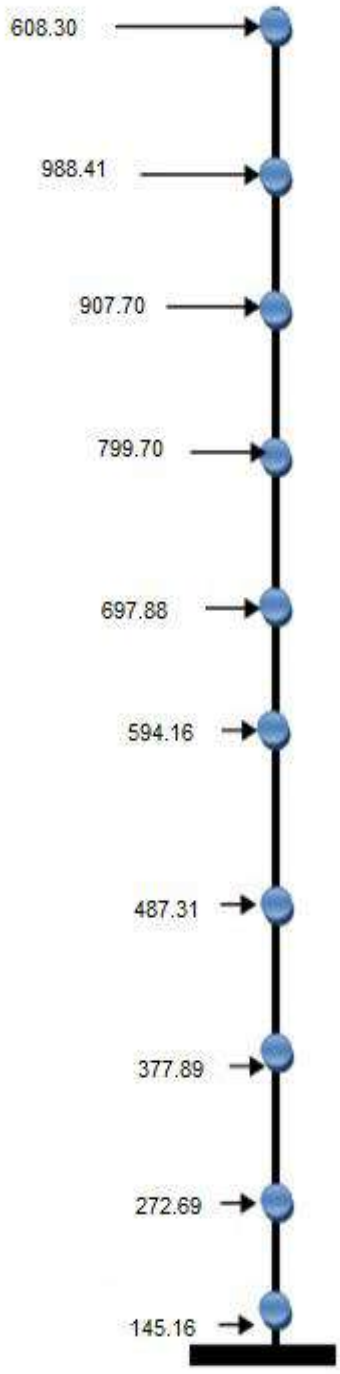


Figure 4-9 *:* Concentration des forces sismiques aux étages suivant Y

IV. 2.c.5.2. Moment de renversement :

Tableau 4-13 : Calcul du moment de renversement

hi (m)	F_{ix} (KN)	F_{iy} (KN)	M_{oxi} (KN.m)	M_{oyi} (KN.m)
+33.17	595.77	608.30	19761.68	20177.47
+29.93	968.04	988.41	28973.36	29582.97
+26.69	889.00	907.70	23727.34	24226.56
+23.45	783.22	799.70	18366.46	18752.89
+20.21	683.50	697.88	13813.55	14104.19
+16.97	581.92	594.16	9875.14	10082.92
+13.73	477.27	487.31	6552.87	6690.74
+10.49	370.10	377.89	3882.38	3964.07
+7.25	267.07	272.69	1936.26	1977.00
+3.51	142.17	145.16	499.01	509.51
∑Mo			**127388.05**	**130068.31**

IV. 2.c.5. 3. Moment stabilisant :

Tableau 4-14 : Calcul du moment stabilisant

Niveau(m)	W_i (KN)	X_G(m)	Y_G(m)	M_{oxi} (KN.m)	M_{oyi} (KN.m)
33.17	2829.31	20.44	9.7	57831.10	27444.31
29.93	5094.87	14.17	9.71	72194.31	49471.19
26.69	5246.86	14.07	9.73	73823.32	51051.95
23.45	5261.23	14.07	9.73	74025.51	51191.77
20.21	5327.46	14.07	9.74	74957.36	51889.46
16.97	5401.66	14.07	9.74	76001.36	52612.17
13.73	5475.68	14.07	9.74	77042.82	53333.12
10.49	5557.7	14.07	9.74	78196.84	54132.00
7.25	5802.77	14.08	9.74	81703.00	56518.98
3.51	6818.28	14.08	9.35	89835.75	59656.55
∑Mt				**755611.36**	**507301.49**

Donc il faut vérifier que : $\frac{M_t}{M_0} \geq 1{,}5$

Tableau 4-15 : Vérification de stabilisation

M_{tx} (kN.m)	M_{ty} (kN.m)	M_{ox}(kN.m)	M_{oy} (kN.m)	M_{tx}/M_{ox}	M_{ty}/M_{oy}	$\frac{M_t}{M_0} \geq 1{,}5$
755611.40	507301.50	127388.10	130068.31	5.93	3.90	OUI

_ La condition est vérifiée se qui implique la stabilité de l'ouvrage vis-à-vis du renversement suivant les deux directions.

IV. 2.c.6. Vérification des déplacements : [2] ►► [Art 4.4.3] ◄◄

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

Tableau 4-16 : Vérification des déplacements inter-étages sens X

Niveau (m)	δ_e (cm)	$\delta_k = R.\delta_e$ (cm)	$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$ (cm)	$0,01.h_e$ (cm)	$\Delta_k \leq 0,01.h_e$
+33.17	1.43	7.15	0.70	3.24	OUI
+29.93	1.29	6.45	0.75	3.24	OUI
+26.69	1.14	5.70	0.80	3.24	OUI
+23.45	0.98	4.90	0.85	3.24	OUI
+20.21	0.81	4.05	0.85	3.24	OUI
+16.97	0.64	3.20	0.80	3.24	OUI
+13.73	0.48	2.40	0.80	3.24	OUI
+10.49	0.32	1.60	0.65	3.24	OUI
+7.25	0.19	0.95	0.65	3.74	OUI
+3.51	0.19	0.30	0.30	3.51	OUI
+0.00	0.00	0.00			

Tableau 4-17 : Vérification des déplacements inter-étages sens-Y

Niveau (m)	δ_e (cm)	$\delta_k = R.\delta_e$ (cm)	$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$ (cm)	$0{,}01.h_e$ (cm)	$\Delta_k \leq 0{,}01.h_e$
+33.17	1.63	8.15	0.85	3.24	OUI
+29.93	1.46	7.30	0.90	3.24	OUI
+26.69	1.28	6.40	0.95	3.24	OUI
+23.45	1.09	5.45	0.95	3.24	OUI
+20.21	0.9	4.50	0.95	3.24	OUI
+16.97	0.71	3.55	0.95	3.24	OUI
+13.73	0.52	2.60	0.85	3.24	OUI
+10.49	0.35	1.75	0.75	3.24	OUI
+7.25	0.20	1.00	0.70	3.74	OUI
+3.51	0.06	0.30	0.30	3.51	OUI
+0.00	0.00	0.00			

IV. 2.c.7. Vérification vis à vis de l'effet P-Δ : [2] ►► [Art 5.9] ◄◄

Les effets du 2° ordre (ou effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$\theta = P_k \Delta_k \ / \ V_k * h_k \leq 0.10$

- P_k : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au dessus du niveau « k ».
- V_k : effort tranchant d'étage au niveau "k".
- Δ_k : déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 ».
- h_k : hauteur de l'étage « k ».

Si $0.10<\theta\leq 0.20$, Les effets P-Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1° ordre par le facteur :

$$\frac{1}{(1-\theta_K)}$$

Si $\theta>0.20$, la structure est partiellement instable et doit être redimensionnée.

Tableau 4-18: Vérification l'effet P-Δ sens X

h_k (m)	P_k (KN)	F_{ix} (KN)	Δ_{kx}(cm)	θ_x	$\theta\leq 0.10$
+33.17	2829.31	676.8	0.70	0.0010	OUI
+29.93	5153.38	1112.4	0.75	0.0013	OUI
+26.69	5246.68	1009.9	0.80	0.0018	OUI
+23.45	5261.23	889.8	0.85	0.0024	OUI
+20.21	5327.46	776.5	0.85	0.0033	OUI
+16.97	5401.66	661.1	0.80	0.0044	OUI
+13.73	5475.68	542.2	0.80	0.0067	OUI
+10.49	5557.70	420.5	0.65	0.0093	OUI
+7.25	5802.77	303.4	0.65	0.0195	OUI
+3.51	6380.38	142.20	0.30	0.0384	OUI

Tableau 4-19 : Vérification l'effet P-Δ sens Y

h_k (m)	P_k (KN)	F_{iy} (KN)	Δ_{ky}(cm)	θ_y	$\theta \leq 0.10$
+33.17	2829.31	608.30	0.85	0.0012	OUI
+29.93	5153.38	988.41	0.90	0.0016	OUI
+26.69	5246.68	907.70	0.95	0.0021	OUI
+23.45	5261.23	799.70	0.95	0.0027	OUI
+20.21	5327.46	697.88	0.95	0.0036	OUI
+16.97	5401.66	594.16	0.95	0.0051	OUI
+13.73	5475.68	487.31	0.85	0.0070	OUI
+10.49	5557.70	377.89	0.75	0.0105	OUI
+7.25	5802.77	272.69	0.70	0.0205	OUI
+3.51	6380.38	145.16	0.30	0.0376	OUI

_ On constate d'après les tableaux que la structure étudiée est justifiée vis –à- vis de l'effet P-Δ.

IV. 2.d. Vérification de cisaillement des éléments : $(\boldsymbol{\tau \leq \overline{\tau}})$

Avec $\boldsymbol{\tau = \frac{T}{S}}$

On a une fissuration peu nuisible

$\boldsymbol{\overline{\tau} = min(0.2 * \frac{fc_{28}}{\gamma_b}; 5\ Mpa)}$ =**3.33** (page 112 BA guide de calcul)

On a une fissuration préjudiciable

$\boldsymbol{\overline{\tau} = min\left(0.15 * \frac{fc_{28}}{\gamma_b}; 4\ Mpa\right)}$ =**3.26**

$\boldsymbol{\overline{\tau} = \rho_d * fc_{28}}$=**1.87**

Avec: $\boldsymbol{(\rho_d = 0.075\ si\ \lambda \geq 5\ et\ 0.04\ si\ \lambda < 5)}$

IV. 2.d.1. 1. poutre principal : sous combinaison (1.35G+1.5Q):

Section des poutres b*h=30*50 cmxcm

L'effort tranchant max = 129.35kN

$$\tau = \frac{129.38 * 10\text{^}3}{300 * 500} = 0.86 < 3.33 \qquad \text{" } \boldsymbol{condition\ vérifiée} \text{ "}$$

IV. 2.d.1. 2.poutre secondaire: sous combinaison G+Q+E

Section des poutres b*h=30*40 cm xcm

L'effort tranchant max = 46.03kN

$$\tau = \frac{46.03 * 10\text{^}3}{400 * 300} = 0.38 < 3.26 \qquad \text{" } \boldsymbol{condition\ vérifiée} \text{ "}$$

IV. 2.d.1. 3.poutre palière : sous combinaison G+Q+E

Section des poutres b*h=30*30 cm xcm

L'effort tranchant max = 13.57kN

$$\tau = \frac{13.57 * 10\text{^}3}{300 * 300} = 0.15 < 3.26 \qquad \text{" } \boldsymbol{condition\ vérifiée} \text{ "}$$

Tableau 4-20 : Vérification de cisaillement des poutres

Eléments	section	V_u (kN)	combinaison	τ (Mpa)	$\overline{\tau}$ (Mpa)	Vérification
Poutres principales	30x50	129.35	1.35G+1.5Q	0.86	3.33	OUI
Poutres secondaires	30x40	46.03	G+Q+E	0.38	3.26	OUI
Poutres palières	30x30	13.57	G+Q+E	**0.15**	**3.26**	OUI

IV. 2.d.1. 4.poteaux 55 x 55 :

IV. 2.d.1. 4.a. Sens-X Sous V2 :

Section des poutres b*h=55*55 cm xcm

L'effort tranchant max = 110.09kN

$$\tau = \frac{110.09 * 10\text{^}3}{550 * 550} = 0.36 < 1.87 \qquad \text{" } \boldsymbol{condition\ vérifiée} \text{ "}$$

IV. 2.d.1..4.b. Sens -YSous V3 :

L'effort tranchant max = 140.58kN

$$\tau = \frac{140.58 * 10\text{^}3}{550 * 550} = 0.46 < 1.87 \qquad \text{" } \boldsymbol{condition\ vérifiée} \text{ "}$$

IV. 2.d.1. 4.poteaux 50x 50:

IV. 2.d.1. 4.a. Sens-X Sous V2 :

Section des poutres b*h=50*50 cm xcm

L'effort tranchant max = 93.36kN

$$\tau = \frac{93.36 * 10\text{^}3}{500 * 500} = 0.37 < 1.87 \qquad \text{" } \boldsymbol{condition\ vérifiée} \text{ "}$$

IV. 2.d.1..4.b. Sens -Y Sous V3 :

L'effort tranchant max = 123.79kN

$$\tau = \frac{123.79 * 10\text{^}3}{500 * 500} = 0.49 < 1.87 \qquad \text{" } \boldsymbol{condition\ vérifiée} \text{ "}$$

IV. 2.d.1.5.poteaux45x 45 :

IV. 2.d.1.5.*a.* Sens-X Sous V2 :

Section des poutres b*h=45*45 cm xcm

L'effort tranchant max = 65.39kN

$$\tau = \frac{65.39 * 10\text{^}3}{450 * 450} = 0.31 < 1.87 \qquad "C.V"$$

IV. 2.d.1.5.b. Sens-YSous V3 :

L'effort tranchant max = 93.57kN

$$\tau = \frac{93.57 * 10\text{^}3}{450 * 450} = 0.46 < 1.87 \qquad "\boldsymbol{condition\ vérifiée}"$$

IV. 2.d.1.6.poteaux 40 x 40:

IV. 2.d.1.6.a. Sens-X Sous V2 :

Section des poutres b*h=40*40 cm xcm

L'effort tranchant max = 40.79kN

$$\tau = \frac{40.79 * 10\text{^}3}{400 * 400} = 0.25 < 1.87 \qquad "\boldsymbol{condition\ vérifiée}"$$

IV. 2.d.1.6.b. Sens-Y Sous V3 :

L'effort tranchant max = 72.79kN

$$\tau = \frac{72.79 * 10\text{^}3}{400 * 400} = 0.45 < 1.87 \qquad "\boldsymbol{condition\ vérifiée}"$$

IV. 2.d.1.6.poteaux35x 35:

IV. 2.d.1.6.a. Sens-X Sous V2 :

Section des poutres b*h=35*35 cm xcm

L'effort tranchant max = 25.14kN

$$\tau = \frac{25.14 * 10\text{^}3}{350 * 350} = 0.20 < 1.87 \qquad "\boldsymbol{condition\ vérifiée}"$$

IV. 2.d.1.6.b. Sens-Y Sous V3 :

L'effort tranchant max = 39.80kN

$$\tau = \frac{39.80 * 10\text{^}3}{350 * 350} = 0.32 < 1.87 \qquad "\boldsymbol{condition\ vérifiée}"$$

Tableau 4-21 : Vérification de cisaillement des poteaux

Eléments	section	V_u (kN)		$\boldsymbol{\tau}$ ($\boldsymbol{Mpa}$)	$\overline{\boldsymbol{\tau}}$ ($\boldsymbol{Mpa}$)	Vérification
Poteau (55x55)	55x55	Vx	110.09	0.36	1.87	OUI
		Vy	140.58	0.46		OUI
Poteau (50x50)	50x50	Vx	93.36	0.37	1.87	OUI
		Vy	123.79	0.47		OUI
Poteau (45x45)	45x45	Vx	65.39	0.31	1.87	OUI
		Vy	93.57	0.46		OUI
Poteau (40x40)	40x40	Vx	40.79	0.25	1.87	OUI
		Vy	72.79	0.45		OUI
Poteau (35x35)	35x35	Vx	25.14	0.20	1.87	OUI
		Vy	39.80	0.32		OUI

IV. 2.d.Vérification de l effort normal réduit :

$$\tau = \frac{N_d}{B_c * fc_{28}} < 0.3$$

Section des poteaux a la base 55x55

L'effort normal max a la base = 2015.28kN

$$\tau = \frac{2245.77 * 10\text{^}3}{550^2 * 25} = 0.29 < 0.3 \qquad \text{" } \boldsymbol{condition\ vérifiée} \text{ "}$$

2

CHAPITRE V

ETUDE DES ELEMENTS STRUCTURAUX

V.1. Introduction :

_ Le ferraillage des éléments résistants devra être conforme aux règlements en vigueur en L'occurrence du CBA93 et RPA.99 version 2003.

Combinaisons :

- En fonction du type de sollicitation, nous distinguons les différentes combinaisons suivantes :

a. les combinaisons données par les règles du CBA 93 :

- E.L.U :1,35G +1,5Q et G +Q ± E
- E.L.SG + Q

b. les combinaisons données par les règles du RPA99 version 2003 :

- G +Q ± E
- 0,8 G ± E

Avec :

G : charges permanentes.

Q : charges d'exploitations.

E : charges sismiques.

V.2. Ferraillage des éléments résistant :

V.2.1. Ferraillage longitudinal des poutres :

Les poutres sont ferraillées en flexion simple à l'état limite ultime de résistance, sous l'effet des moments les plus défavorables.

La méthode de calcul est donnée sous forme d'un organigramme :

On calcule les poutres en tenant compte des règlements en vigueur sous deux situations :

- **Situation durable :**

Béton : γ_b =1,5 ; σ_b = 25 Mpa ; $\overline{\sigma_b}$ =14,2Mpa.

Acier : γ_s =1,15 ; Fe E 400.

- **Situation accidentelle** :

Béton : γ_b = 1, 15 ; σ_b =25 Mpa ; $\overline{\sigma_b}$ =18,48 Mpa .

Acier : γ_s =1,00 ; FeE 400.

❖ V.2.1.1. Ferraillage longitudinal des poutres principales :

Section des poutres principales: **(30x50)** cm²

Les moments fléchissant ainsi que les sections d'aciers adoptées sont résumés dans les Tableaux suivants :

Tableau 5-1 : Ferraillage longitudinal des poutres principales

	Niveau	Position	Mu (KN.m)	Combinaison	A' (cm^2)	A calculée (cm^2)	A_{min} CBA (cm^2)	A choisies (cm^2)	Barre de montage (cm^2)
Intermédiaire	Terrasse	Tr	61.61	1,35.G+1,5.Q	0.00	3.85	1.5	6HA14	3HA12
		App	-132.29	1,35.G+1,5.Q	0.00	8.65	1.5	6HA14	3HA12
	ETAGE	Tr	61.64	1,35.G+1,5.Q	0.00	3.84	1.5	6HA14	3HA12
		App	-159.51	G+Q+EdY	0.00	9.01	1.5	6HA14	3HA12
Rive	Terrasse	Tr	38.17	1,35.G+1,5.Q	0.00	2.36	1.5	6HA14	3HA12
		App	-49.90	G+Q+EdY	0.00	2.68	1.5	6HA14	3HA12
	ETAGE	Tr	48.90	1,35.G+1,5.Q	0.00	3.04	1.5	6HA14	3HA12
		App	-105.09	G+Q+EdX	0.00	5.79	1.5	6HA14	3HA12

Tableau 5-2 : vérification de ferraillage des poutres principales avec les règlements

	A_{totale} (cm^2)	A_{min} (CBA93) (cm^2)	A_{min} (RPA99) (cm^2)	Vérification
Poutre intermédiaire	12.63	1.50	7.5	**C.V**
Poutre de rive	12.63	1.50	7.5	**C.V**

Tableau 5-3 : Vérification des contraintes à l'ELS des poutres principales

	Niveau	position	M_{ser} (KN.m)	combinaison	$A_{adopté}$ (cm^2)	σ_b (MPa)	σ_s (MPa)	obs
intermédiaire	Terrasse	Travée	45.07	G+Q	8.01	3.80	47.20	C.V
		Appui	-93.47	G+Q	4.62	7.90	97.90	
	RDC et Etages	Travée	44.54	G+Q	8.01	3.8	46.70	C.V
		Appui	-99.30	G+Q	4.62	8.40	104.10	
Rive	Terrasse	Travée	25.65	G+Q	8.01	1.60	21.80	C.V
		Appui	-25.72	G+Q	4.62	1.50	20.60	
	RDC et Etages	Travée	35.83	G+Q	8.01	3.00	37.50	C.V
		Appui	-53.66	G+Q	4.62	4.50	56.20	

V.2.1.2. Ferraillage longitudinal des poutres secondaires :

Tableau 5-4 : Ferraillage longitudinal des poutres secondaires

	Niveau	Section (cm^2)	Position	Mu (KN.m)	Combinaison	A' (cm^2)	A calcule (cm^2)	A_{min} CBA (cm^2)	A choisies (cm^2)	Barre de montage
Intermédiaire	Terrasse	30x40	Tr	19.65	0.8G+Edy	0.00	1.33	1.5	6HA12	-
			App	-30.44	G+Q+Edx	0.00	2.07	1.5	6HA12	6HA12
	ETAGE	30x40	Tr	22.78	G+Q+Edy	0.00	2.37	1.5	6HA12	-
			App	-34.81	G+Q+Edx	0.00	2.37	1.5	6HA12	6HA12
Rive	Terrasse	30x40	Tr	19.98	G+Q+Edx	0.00	1.35	1.5	6HA12	-
			App	-37.14	G+Q+Edx	0.00	2.54	1.5	6HA12	6HA12
	ETAGE	30x40	Tr	38.74	G+Q+Edx	0.00	2.65	1.5	6HA12	-
			App	-54.34	G+Q+EdX	0.00	3.76	1.5	6HA12	-6HA12

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

	Niveau	position	M_{ser}(KN.m)	combinaison	A_{adopt} (cm^2)	σ_b (MPa)	σ_s(MPa)	obs
Intermédiaire	Terrasse	Travée	7.85	G+Q	3.39	0.8	10.80	C.V
		Appui	-20.11	G+Q	6.79	2.40	27.90	
	RDC et Etages	Travée	3.48	G+Q	3.39	0.4	4.80	C.V
		Appui	-17.29	G+Q	6.79	2.10	6.79	
Rive	Terrasse	Travée	5.58	G+Q	3.39	6.60	7.70	C.V
		Appui	-8.58	G+Q	6.79	0.80	10.10	
	RDC et Etages	Travée	6.28	G+Q	3.39	0.70	8.60	C.V
		Appui	-12.37	G+Q	6.79	1.10	14.60	

V.2.1.3.Calcul des armatures transversales des poutres *:* [2] ►► [Art 7.5.2.2] ◄◄

L'acier choisi est de type rond lisse de nuance FeE235.

Tableau 5-6 : Calcul de $\overline{\tau}_u$

Fissuration	la fissuration est préjudiciable	la fissuration est peu nuisible
$\overline{\tau}_u$	$\min\left[0.15\frac{f_{ci}}{\gamma_b};4MPa\right]$	$\min\left[0.2\frac{f_{ci}}{\gamma_b};5MPa\right]$
situation durable	$\overline{\tau}_u = 2.5\,MPa$	$\overline{\tau}_u = 3.3\,MPa$
Situation accidentelle	$\overline{\tau}_u = 3.26\,MPa$	$\overline{\tau}_u = 4.34\,MPa$

Tableau 5-7 :Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres principales

	Niveau	Vu (KN)	Combinaison	τu (Mpa)	$\overline{\tau_u}$ (Mpa)	$\tau u \leq \overline{\tau_u}$
intermédiaire	Terrasse	127.04	1.35G+1.5Q	0.84	3.33	**C.V**
	Etage	129.34	1.35G+1.5Q	0.87	3.33	**C.V**
Rive	Terrasse	93.26	1.35G+1.5Q	0.62	3.33	**C.V**
	Etage	110.04	1.35G+1.5Q	0.71	3.33	**C.V**

Tableau 5-8 :Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres secondaires

	Niveau	Vu (KN)	Combinaison	τu (Mpa)	$\overline{\tau_u}$ (Mpa)	$\tau u \leq \overline{\tau_u}$
intermédiaire	Terrasse	29.02	G+Q+EdY	0.24	3.26	cv
	Etage	30.30	G+Q+EdY	0.25	3.26	cv
Rive	Terrasse	31.40	G+Q+EdY	0.26	3.26	cv
	Etage	46.03	G+Q+EdY	0.38	3.26	cv

L'espacement entre les armatures d'âme successives doit être le plus faible des valeurs suivantes :

D'après RPA 99 version 2003 Art 7.5.2.2 :

$$\begin{cases} \dfrac{A_t}{S_t} \geq 0.003 \times b \\ S \leq Min(\dfrac{h}{4} et 12\varphi) & \text{Zone nodale} \\ S' \leq \dfrac{h}{2} & \text{Zone courante} \end{cases}$$

D'après CBA 93 :

$$\begin{cases} \dfrac{A_t}{b_0.S_t} \geq \dfrac{\gamma.(\tau_u - 0.3.f_{tj}.K)}{0.9.f_e(\cos\alpha + \sin\alpha)} \\ S_t \leq Min(0.9d\,;\quad 40cm) \\ \dfrac{A_t.f_e}{b.S_t} \geq 0.4MPa \end{cases}$$

Les valeurs des sections d'armatures transversales (A_t) ainsi que leur espacement (S_t) pour chaque Poutre sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau 5-9 : Section d'armatures transversales des poutres principales et secondaires

		CBA 93		RPA 99			St adopte (cm)			
Section	**τ_u (Mpa)**	**st (cm)**	**At (cm^2)**	**S (ZN) (cm)**	**S'(ZC) (cm)**	**At (cm^2)**	**S (ZN) (cm)**	**S'(ZC) (cm)**	**A_t choisie (cm^2)**	**nombre des barres**
p.p(30*50)	0.84	40	2.01	12.5	25	1.12	10	15	2.01	4φ8
P.S(30*40)	0.38	33.75	2.01	10	20	0.90	10	15	2.01	4φ8

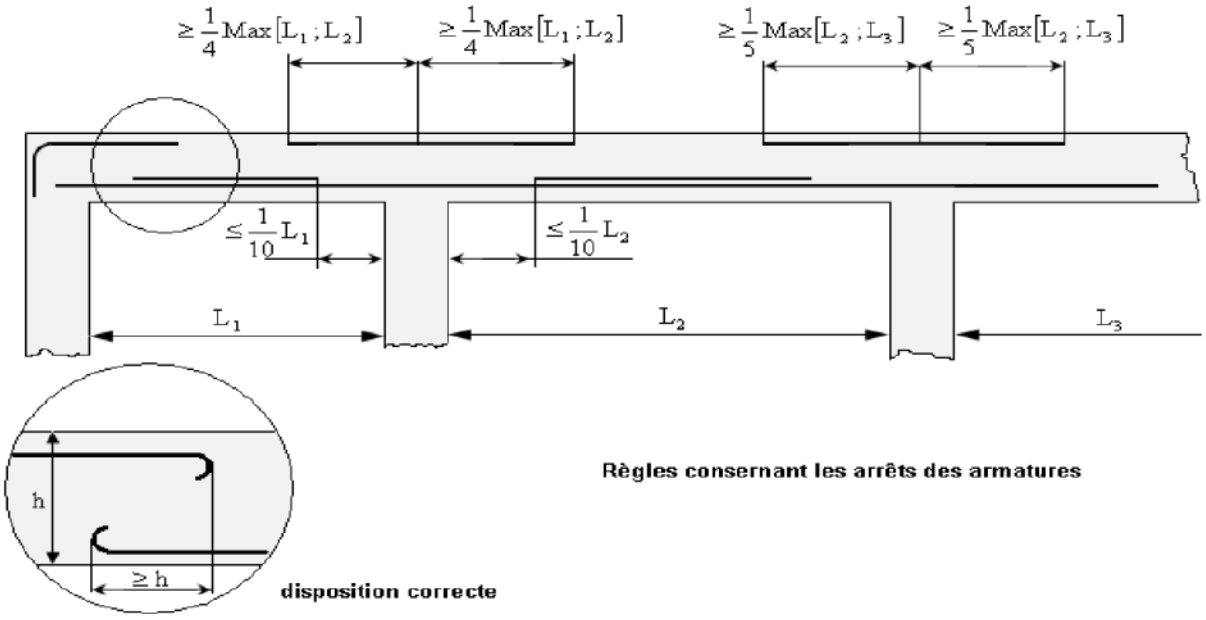


Figure 5-1 : Disposition des armatures pour les poutres

V.2.1.4.Vérification de la flèche des poutres :

Il n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche si les poutres considérées répondent aux conditions suivantes :

1. $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$

2. $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{10}\frac{M_t}{M_0}$
3. $\frac{A}{b_0 d} \leq \frac{4.2}{f_e}$

Tableau 5-10: Vérification de la flèche des poutres

	1ere condition			2eme condition			3eme condition		
	$\frac{h}{L}$	$\frac{1}{16}$	$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$	$\frac{h}{L}$	$\frac{Mt}{10Mo}$	$\frac{h}{L} \geq \frac{Mt}{10Mo}$	$\rho = \frac{A}{bd}$	$\frac{4.2}{fe}$	$\rho \leq \frac{4.2}{fe}$
P.P	0.086	0.0625	**C.V**	0.086	0.13	c.n.v	0.0057	0.0105	**C.V**
P.S	0.096	0.0625	**C.V**	0.096	0.046	c.v	0.0057	0.0105	**C.V**

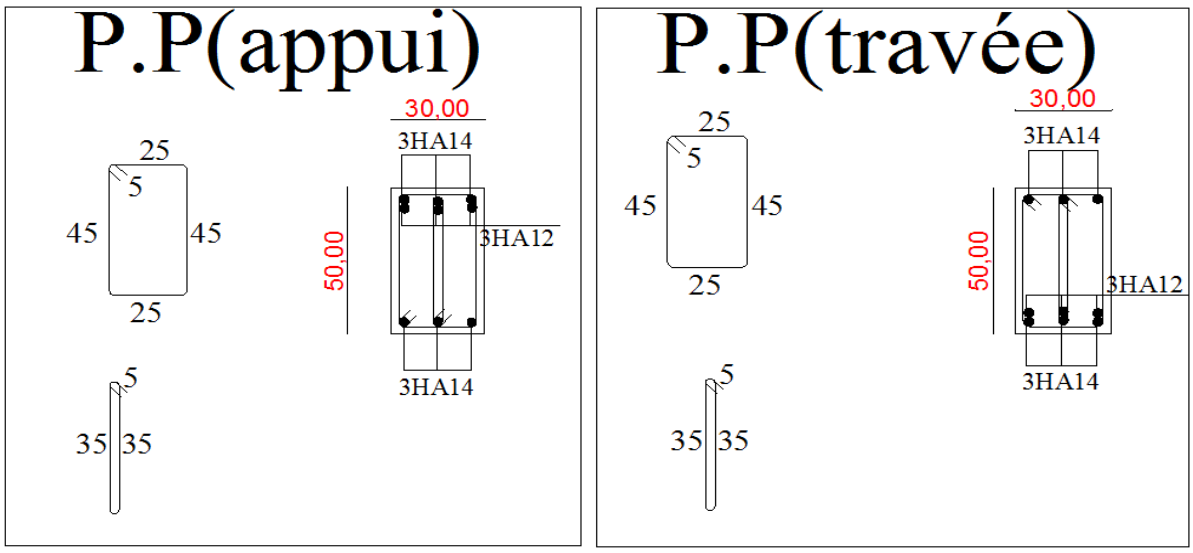


Figure 5-2 : Ferraillage des poutres principales

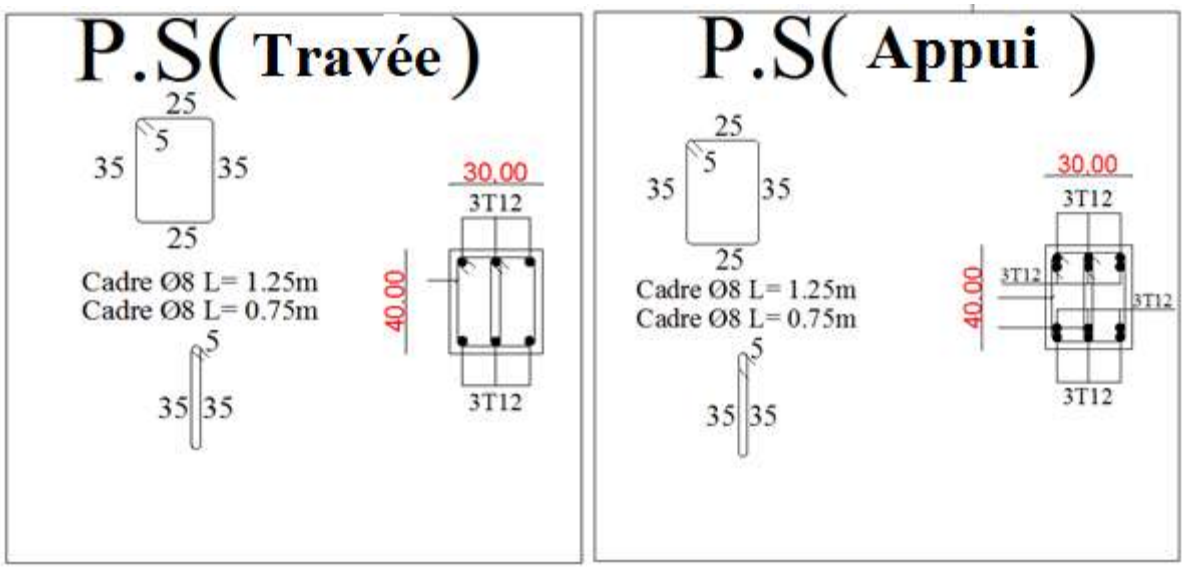


Figure 5-3 : Ferraillage des poutres secondaire

V.2.2. Ferraillage des poteaux :

Les poteaux calculés en flexion composée sont soumis à un effort " N " et un moment fléchissant "M " dans le sens longitudinal et transversal.

Les armatures seront obtenues à l'état limite ultime sous l'effet des sollicitations les plus défavorables suivant les deux directions:

D'après les combinaisons données précédemment nous déduisons les sollicitations les plus défavorables en se basant sur les trois cas suivants:

1. (N_{max} ; $M_{corr.}$).
2. (M_{max} ; $N_{corr.}$).
3. (N_{min} ; $M_{corr.}$).

V.2.2.1. Etat limite ultime de stabilité de forme:

Les sections des poteaux soumises à la flexion composée doivent être justifiées vis-à-vis de l'état limite ultime de stabilité de forme, on adopte une excentricité totale " e " tel que:

$$e = e_1 + e_2$$

$$e_1 = \frac{M}{N + e_a}$$

$$e_2 = \frac{3 l_f^{\,2} (2 + \alpha.\varphi)}{10^4.h}$$

Avec : $e_a = Max\left(2cm ; \frac{L}{250}\right)$

$0.7 \leq \alpha \leq 1$ et $\Phi = 2$

e_1: Excentricité du 1er ordre, due à la résultante des contraintes normales y compris l'excentricité additionnelle.

e_a : Excentricité accidentelle traduisant les imperfections initiales.

e_2 : Excentricité due aux efforts du second ordre, lié à la déformation de la structure.

L_f : Longueur de flambement.

L: longueur libre du poteau.

h: hauteur totale de la section dans la direction de flambement.

Φ: Rapport de la déformation finale due au fluage a la déformation instantanée du béton sous la charge considérée.

α : Rapport de moment des charges permanentes sur le moment total.

V.2.2.2. Recommandations des règlements:

✓ **Selon le RAP 99 version 2003:**

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.
- Leur pourcentage est limité par:

$0.8\% \leq \frac{A}{b.h} \leq 4\%$ (Zone courante).

$0.8\% \leq \frac{A}{b.h} \leq 6\%$ (Zone de recouvrement).

- Le diamètre minium est de 12mm.
- La langueur minimale des recouvrements est de 50Φ en zone III
- La distance maximale entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 20 cm en zone III

✓ **Selon le CBA 93:**

$$A = \min \begin{cases} 4\,cm^2\ pour 1m\ de\ largeur \\ 0.1\% \leq \frac{A}{b.h} \leq 5\% \end{cases}$$

V.2.2.3. Détermination des sections d'acier:

Les poteaux seront ferraillés en flexion composée à l'état limite ultime de résistance (situation durable ou accidentelle), sous les effets les plus défavorables.

L'effort dans les poteaux les plus sollicités ainsi que les sections d'acier adoptées pour les types de poteaux de chaque niveau sont résumés dans les tableaux suivants

Tableau 5-11: Ferraillage des poteaux

Niveaux	Cas	N	M_x	M_y	situation	As_1	As_2	A_{min} (RPA)	A_{chiosi} (cm^2)	A_{final} (cm^2)
s.sol (55x55) rive	$N_{max}\rightarrow M_{corr}$	1985.8	0.64	-1.01	1.35G+1.5Q	14.3	14.3	27.22	28.65	4HA20+ 8HA16 = 28.65
	$M_{max}\rightarrow N_{corr}$	1411.32	-109.7	-11.18	G+Q+Edy	11.6	11.6			
	$N_{mim}\rightarrow M_{corr}$	1079.2	12.54	-1.20	0.8G+Edx	6.80	6.80			
s.sol (55x55)	$N_{max}\rightarrow M_{corr}$	2243.2	-19.16	-84.79	G+Q+Edy	16.2	16.2			
	$M_{max}\rightarrow N_{corr}$	176.53	19.00	96.18	G+Q+Edy	2.70	4.20			
	$N_{mim}\rightarrow M_{corr}$	1106.4	1.56	6.04	G+Q+Edy	6.90	6.90			
RDC (55x55) rive	$N_{max}\rightarrow M_{corr}$	1883.1	-42.53	-32.62	G+Q+Edy	11.8	11.8			
	$M_{max}\rightarrow N_{corr}$	939.23	4.93	-3.12	G+Q+Edx	2.80	1.60			
	$N_{mim}\rightarrow M_{corr}$	957.99	-3.75	-100.4	G+Q+Edx	8.50	8.50			
RDC (55x55)	$N_{max}\rightarrow M_{corr}$	1887.7	-0.017	-0.62	1.35G+1.5Q	13.6	13.6			
	$M_{max}\rightarrow N_{corr}$	662.83	2.32	14.53	0.8G+Edy	2.80	1.60			
	$N_{mim}\rightarrow M_{corr}$	1314.9	-13.65	-136.1	0.8G+Edy	11.6	11.6			
1 (55x55) rive	$N_{max}\rightarrow M_{corr}$	1541.6	5.58	1.50	1.35G+1.5Q	11.1	11.1			
	$M_{max}\rightarrow N_{corr}$	570.62	1.51	18.59	0.8G+Edx	2.80	1.60			
	$N_{mim}\rightarrow M_{corr}$	684.46	9.32	91.46	G+Q+Edx	2.80	1.60			
1 (55x55)	$N_{max}\rightarrow M_{corr}$	1628.6	0.15	1.97	1.35G+1.5Q	11.7	11.7			
	$M_{max}\rightarrow N_{corr}$	337.04	3.19	12.03	0.8G+Edy	2.80	1.60			
	$N_{mim}\rightarrow M_{corr}$	693.19	22.04	193.2	0.8G+Edy	2.80	1.60			
2 rive (50x50)	$N_{max}\rightarrow M_{corr}$	1331	5.09	0.85	1.35G+1.5Q	9.60	9.60	22.50	24.13	12HA16
	$M_{max}\rightarrow N_{corr}$	364.25	0.52	17.75	0.8G+Edy	2.50	1.50			
	$N_{mim}\rightarrow M_{corr}$	132.31	6.32	81.08	G+Q+Edy	2.10	3.90			
2 (50x50)	$N_{max}\rightarrow M_{corr}$	1338.18	-0.60	1.36	1.35G+1.5Q	2.50	1.50			
	$M_{max}\rightarrow N_{corr}$	146.16	1.82	10.87	0.8G+Edy	2.00	2.00			
	$N_{mim}\rightarrow M_{corr}$	643.69	19.18	156.1	G+Q+Edy	8.20	8.50			
3 rive (50x50)	$N_{max}\rightarrow M_{corr}$	1127.3	6.53	1.51	1.35G+1.5Q	8.10	8.10			
	$M_{max}\rightarrow N_{corr}$	821.81	-7.76	-77.96	0.8G+Edx	7.30	7.30			
	$N_{mim}\rightarrow M_{corr}$	205.33	0.049	23.45	0.8G+Edx	2.50	1.50			
3 (50x50)	$N_{max}\rightarrow M_{corr}$	1164.9	-1.26	2.23	1.35G+1.5Q	8.40	8.40			
	$M_{max}\rightarrow N_{corr}$	578.03	22.86	170.2	0.8G+Edy	7.70	8.90			
	$N_{mim}\rightarrow M_{corr}$	25.68	0.29	10.02	0.8G+Edy	1.70	2.30			
4 rive (45x45	$N_{max}\rightarrow M_{corr}$	924.00	5.40	1.42	1.35G+1.5Q	5.80	5.80	18.22	18.47	12HA14
	$M_{max}\rightarrow N_{corr}$	673.06	-6.12	-64.08	G+Q+Edy	6.20	6.20			
	$N_{mim}\rightarrow M_{corr}$	111.08	0.27	19.05	0.8G+Edx	1.80	1.80			
4 (45x45)	$N_{max}\rightarrow M_{corr}$	951.80	-1.38	2.10	1.35G+1.5Q	6.80	6.80			
	$M_{max}\rightarrow N_{corr}$	500.81	17.98	119.9	G+Q+Edy	6.50	7.10			
	$N_{mim}\rightarrow M_{corr}$	23.26	-1.21	7.56	G+Q+Edy	1.60	2.00			

5 (45x45) rive	$N_{max} \rightarrow M_{corr}$	728.26	6.40	1.88	1.35G+1.5Q	5.20	5.20			
	$M_{max} \rightarrow N_{corr}$	372.39	-27.45	-75.15	G+Q+Edy	4.70	4.70			
	$N_{mim} \rightarrow M_{cor}$	45.49	-0.06	22.90	0.8G+Edx	1.30	2.30			
5 (45x45)	$N_{max} \rightarrow M_{corr}$	51.60	-1.95	2.80	1.35G+1.5Q	2.30	1.30			
	$M_{max} \rightarrow N_{corr}$	407.66	20.49	121.27	G+Q+Edy	5.60	7.00			
	$N_{mim} \rightarrow M_{cor}$	7.44	12.22	3.72	0.8G+Edy	2.60	1.00			
6 (40x40)rive	$N_{max} \rightarrow M_{corr}$	532.10	4.97	1.58	1.35G+1.5Q	3.80	3.80	14.40	15.2	4HA14 + 8HA12
	$M_{max} \rightarrow N_{corr}$	262.39	-17.69	-57.58	G+Q+Edy	3.50	3.90			
	$N_{mim} \rightarrow M_{cor}$	31.07	0.76	16.59	0.8G+Edx	1.10	2.10			
6 (40x40)	$N_{max} \rightarrow M_{corr}$	558.88	-1.58	2.35	1.35G+1.5Q	4.00	4.00			
	$M_{max} \rightarrow N_{corr}$	181.78	1.12	76.55	0.8G+Edy	2.80	4.70			
	$N_{mim} \rightarrow M_{cor}$	32.66	9.08	1.87	0.8G+Edy	1.80	1.40			
7 (40x40)rive	$N_{max} \rightarrow M_{corr}$	532.10	4.97	1.58	1.35G+1.5Q	3.80	3.80			
	$M_{max} \rightarrow N_{corr}$	262.39	-17.69	-57.58	G+Q+Edy	3.4	3.9			
	$N_{mim} \rightarrow M_{cor}$	31.07	0.76	16.59	0.8G+Edx	1.10	2.10			
7 (40x40)	$N_{max} \rightarrow M_{corr}$	558.88	-1.58	2.35	1.35G+1.5Q	4.00	4.00			
	$M_{max} \rightarrow N_{corr}$	303.38	14.61	76.55	G+Q+Edx	3.40	3.90			
	$N_{mim} \rightarrow M_{cor}$	32.63	9.08	1.87	G+Q+Edy	1.10	2.10			
8 rive (35x35)	$N_{max} \rightarrow M_{corr}$	145.06	4.63	1.51	1.35G+1.5Q	1.40	1.40	11.02	12.3	8HA14
	$M_{max} \rightarrow N_{corr}$	63.07	-13.45	-54.07	G+Q+Edy	1.50	1.30			
	$N_{mim} \rightarrow M_{cor}$	47.03	0.86	13.42	0.8G+Edx	1.20	1.60			
8 (35x35)	$N_{max} \rightarrow M_{corr}$	197.17	-1.79	2.38	1.35G+1.5Q	1.40	1.40			
	$M_{max} \rightarrow N_{corr}$	138.88	-0.06	-57.56	G+Q+Edy	2.20	4.10			
	$N_{mim} \rightarrow M_{cor}$	9.00	-3.33	0.55	0.8G+Edy	1.80	1.00			

Tableau 5-12 : Vérification de ferraillage longitudinal des poteaux avec les règlements

	$A_{choisis}$ $(A_{s1}+A_{s2})$ (cm^2)	A_{min} (CBA93) (cm^2)	A_{min} (RPA99) (cm^2)	Vérification
Poteaux 55x55	28.65	3.025	27.22	**C.V**
Poteaux 50x50	24.13	2.50	22.50	**C.V**
Poteaux 45x45	18.47	2.025	18.22	**C.V**
Poteaux 40x40	15.21	1.60	14.40	**C.V**
Poteaux 35x35	12.32	1.225	11.02	**C.V**

Tableau 5-13: Vérification des poteaux à l'ELS

Niveaux	Cas	N	M_x	M_y	situation	$A_{choisis}$	σ_b (Mpa)	σ_s (Mpa)	ver
s.sol (55x55) rive	$N_{max}\rightarrow M_{corr}$	1455.39	-0.73	0.44	G+Q	28.65	4.20	62.90	cv
	$M_{max}\rightarrow N_{corr}$	1008.27	-3.46	-32.22	G+Q	28.65	3.70	55.00	cv
	$N_{mim}\rightarrow M_{corr}$	473.32	-0.66	1.89	G+Q	28.65	1.40	21.10	cv
s.sol (55x55) inter	$N_{max}\rightarrow M_{corr}$	1584.26	-0.40	-0.73	G+Q	28.65	4.60	68.60	cv
	$M_{max}\rightarrow N_{corr}$	1123.94	-10.37	43.31	G+Q	28.65	4.40	64.00	cv
	$N_{mim}\rightarrow M_{corr}$	564.308	2.74	-2.98	G+Q	28.65	1.70	25.40	cv
RDC (55x55) rive	$N_{max}\rightarrow M_{corr}$	1287.74	2.32	-0.38	G+Q	28.65	3.80	56.40	cv
	$M_{max}\rightarrow N_{corr}$	844.17	1.03	-34.30	G+Q	28.65	3.30	48.70	cv
	$N_{mim}\rightarrow M_{corr}$	456.73	2.90	-0.001	G+Q	28.65	1.40	20.70	cv
RDC (55x55) inter	$N_{max}\rightarrow M_{corr}$	1379.80	-0.08	-0.46	G+Q	28.65	4.00	59.70	cv
	$M_{max}\rightarrow N_{corr}$	1079.08	7.82	35.13	G+Q	28.65	3.10	46.70	cv
	$N_{mim}\rightarrow M_{corr}$	472.471	4.89	4.98	G+Q	28.65	1.50	22.20	cv
1 rive (55x55)	$N_{max}\rightarrow M_{corr}$	1287.74	6.16	-13.01	G+Q	28.65	4.00	60.20	cv
	$M_{max}\rightarrow N_{corr}$	844.17	1.03	-34.30	G+Q	28.65	3.30	48.70	cv
	$N_{mim}\rightarrow M_{corr}$	456.73	-0.001	2.90	G+Q	28.65	1.40	20.70	cv
1 inter (55x55)	$N_{max}\rightarrow M_{corr}$	1379.80	-0.084	-0.46	G+Q	28.65	4.00	59.70	cv
	$M_{max}\rightarrow N_{corr}$	1079.08	7.82	35.13	G+Q	28.65	4.00	59.10	cv
	$N_{mim}\rightarrow M_{corr}$	472.47	4.89	4.98	G+Q	28.65	1.50	22.20	cv
2 rive (50x50)	$N_{max}\rightarrow M_{corr}$	975.12	3.57	0.63	G+Q	24.13	3.40	51.10	cv
	$M_{max}\rightarrow N_{corr}$	696.33	13.40	-1.28	G+Q	24.13	2.80	41.40	cv
	$N_{mim}\rightarrow M_{corr}$	368.97	1.94	0.0001	G+Q	24.13	1.30	19.60	cv
2inter (50x50)	$N_{max}\rightarrow M_{corr}$	1014.81	-0.57	1.005	G+Q	24.13	3.50	52.00	cv
	$M_{max}\rightarrow N_{corr}$	20.64	1.28	20.64	G+Q	24.13	0.80	10.30	cv
	$N_{mim}\rightarrow M_{corr}$	375.42	7.13	-5.89	G+Q	24.13	1.50	22.30	cv
3 rive (50x50)	$N_{max}\rightarrow M_{corr}$	825.79	4.59	1.11	G+Q	24.13	2.90	44.00	cv
	$M_{max}\rightarrow N_{corr}$	409.66	2.86	-34.96	G+Q	24.13	2.60	36.50	cv
	$N_{mim}\rightarrow M_{corr}$	299.83	-2.02	15.37	G+Q	24.13	1.50	22.10	cv
3inter (50x50)	$N_{max}\rightarrow M_{corr}$	851.70	-1.09	1.64	G+Q	24.13	2.90	44.00	cv
	$M_{max}\rightarrow N_{corr}$	535.11	-0.10	24.34	G+Q	24.13	2.60	38.10	cv
	$N_{mim}\rightarrow M_{corr}$	307.16	-6.78	9.34	G+Q	24.13	1.40	19.80	cv
4 rive (45x45)	$N_{max}\rightarrow M_{corr}$	677.49	3.79	1.04	G+Q	18.47	2.90	43.20	cv
	$M_{max}\rightarrow N_{corr}$	329.53	2.93	-29.09	G+Q	18.47	2.60	36.60	cv
	$N_{mim}\rightarrow M_{corr}$	208.33	0.93	0.0001	G+Q	18.47	0.90	13.10	cv
4 inter (45x45	$N_{max}\rightarrow M_{corr}$	695.98	-1.16	1.54	G+Q	18.47	2.90	43.00	cv
	$M_{max}\rightarrow N_{corr}$	423.26	1.04	20.78	G+Q	18.47	2.60	37.5	cv
	$N_{mim}\rightarrow M_{corr}$	214.78	7.84	-4.52	G+Q	18.47	1.20	17.50	cv
5 (45x45) rive	$N_{max}\rightarrow M_{corr}$	533.44	4.54	1.38	G+Q	18.47	2.30	34.90	cv
	$M_{max}\rightarrow N_{corr}$	251.04	4.12	-35.92	G+Q	18.47	2.60	35.80	cv
	$N_{mim}\rightarrow M_{corr}$	151.66	0.74	0.0008	G+Q	18.47	0.60	9.60	cv
5 (45x45) inter	$N_{max}\rightarrow M_{corr}$	549.65	-1.60	2.06	G+Q	18.47	2.30	34.60	cv
	$M_{max}\rightarrow N_{corr}$	327.08	2.24	24.92	G+Q	18.47	2.40	34.10	cv
	$N_{mim}\rightarrow M_{corr}$	157.64	9.63	-5.87	G+Q	18.47	1.10	15.10	cv

6 (40x40) rive	**$N_{max}\rightarrow M_{corr}$**	389.77	3.49	1.16	G+Q	15.21	2.10	31.10	cv
	$M_{max}\rightarrow N_{corr}$	176.92	3.82	-28.22	G+Q	15.21	2.50	34.00	cv
	$N_{mim}\rightarrow M_{corr}$	77.29	0.28	0.0006	G+Q	15.21	0.40	5.90	cv
6 (40x40) inter	**$N_{max}\rightarrow M_{corr}$**	408.85	-1.28	1.72	G+Q	15.21	2.10	31.20	cv
	$M_{max}\rightarrow N_{corr}$	239.61	3.06	19.59	G+Q	15.21	2.30	32.10	cv
	$N_{mim}\rightarrow M_{corr}$	92.03	7.14	-2.54	G+Q	15.21	0.90	12.10	cv
7 (40x40) rive	**$N_{max}\rightarrow M_{corr}$**	248.312	-1.53	-5.26	G+Q	15.21	1.50	22.10	cv
	$M_{max}\rightarrow N_{corr}$	113.825	-1.80	-33.83	G+Q	15.21	2.80	36.40	cv
	$N_{mim}\rightarrow M_{corr}$	20.21	0.17	0.0005	G+Q	15.21	0.10	1.60	cv
7 (40x40) inter	**$N_{max}\rightarrow M_{corr}$**	274.57	-1.31	2.23	G+Q	15.21	1.50	21.70	cv
	$M_{max}\rightarrow N_{corr}$	171.20	0.85	22.36	G+Q	15.21	2.10	29.20	cv
	$N_{mim}\rightarrow M_{corr}$	61.89	10.65	-6.81	G+Q	15.21	0.90	12.50	cv
8 rive (35x35)	**$N_{max}\rightarrow M_{corr}$**	106.28	3.27	1.10	G+Q	12.32	0.90	12.70	cv
	$M_{max}\rightarrow N_{corr}$	37.52	4.91	-27.73	G+Q	12.32	2.70	33.00	cv
	$N_{mim}\rightarrow M_{corr}$	11.76	0.02	0.0002	G+Q	12.32	0.10	1.10	cv
8 (35x35) inter	**$N_{max}\rightarrow M_{corr}$**	144.76	-1.40	1.74	G+Q	12.32	1.00	14.70	cv
	$M_{max}\rightarrow N_{corr}$	106.17	0.54	13.56	G+Q	12.32	1.7	22.90	cv
	$N_{mim}\rightarrow M_{corr}$	51.92	-2.79	-2.98	G+Q	12.32	0.50	7.60	cv

V.2.2.5. Vérification des contraintes à l'E.L.S:[1]

Après avoir fait le choix des armatures longitudinales, on passe à la vérification des contraintes à l'E.L.S, sous les sollicitations les plus défavorables (M_{ser} ,N_{ser}) selon les règles B.A.E.L; concernant la flexion composée.

La contrainte de béton est limitée par: $\overline{\sigma}_b = 15\,MPa$

La fissuration est considérée:

- ✓ Peu nuisible (poteaux intermédiaires) → pas de vérification de contraintes d'acier.

  Pas de vérification à faire.

- ✓ Préjudiciables (poteaux de rive).

- ✓ $$\overline{\sigma}_s = \min\left[\frac{2}{3} f_e ; 110\sqrt{\eta . f_{tj}}\right] = \min\left[333.33\,MPa; 201.63\,MPa\right] = 201{,}63\,MPa$$

V.2.2.6. Justification des poteaux vis-à-vis l'effort tranchant : [2]

❖ **Justification de la contrainte du cisaillement :**

Le calcul de la contrainte du 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, il est donné par :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b.d}$$

✓ Selon le RPA99 La contrainte de cisaillement dans le béton a la valeur suivante :

$$\overline{\tau_b} = \rho_d . f_{c28}$$

Avec $\rho_d = \begin{cases} 0.075 & si\ l'élancement \quad \lambda \geq 5 \\ 0.04 & si\ l'élancement \quad \lambda \leq 5 \end{cases}$

$\lambda = \frac{L_f}{i}$:Elancement mécanique

$i = \sqrt{\frac{I}{A}}$: Rayon de giration

L_f : Langueur de flambement

A : Section du poteau

I : Moment d'inertie du poteau.

✓ Selon le CBA 93 la contrainte admissible de cisaillement est égale à :

Si la fissuration est peu nuisible :

$$\overline{\tau_u} = \text{Min}\left[\frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b}; 5\text{MPa}\right] \Rightarrow \begin{cases} \overline{\tau_u} = 3.33\ \text{MPa} & \text{(situation durable)} \\ \overline{\tau_u} = 4.34\ \text{MPa} & \text{(situation accidentelle)} \end{cases}$$

Si la fissuration est préjudiciable :

$$\overline{\tau_u} = \text{Min}\left[\frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b}; 4\text{MPa}\right] \Rightarrow \begin{cases} \overline{\tau_u} = 2.5\ \text{MPa} & \text{(situation durable)} \\ \overline{\tau_u} = 3.26\ \text{MPa} & \text{(situation accidentelle)} \end{cases}$$

Le calcul et la vérification sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableau 5-14 : Vérification des contraintes de cisaillement

Niveau	Section	Tu max (KN)	τ_u (MPa)	λ	ρ	Situation	$\overline{\tau_b}$ (MPa)	$\overline{\tau_u}$ (MPa)	Observation
(E.S)-(RDC)-(1)	55x55	110.13	0.36	16.50	0.075	G+Q+Edx	1.875	3.26	CV
2-3	50x50	93.35	0.37	15.71	0.075	G+Q+Edx	1.875	3.26	CV
4-5	45x45	65.38	0.32	17.45	0.075	G+Q+Edx	1.875	3.26	CV
6-7	40x40	40.79	0.25	19.64	0.075	G+Q+Edx	1.875	3.26	CV
8	35x35	20.45	0.17	22.44	0.075	G+Q+Edx	1.875	3.26	CV

V.2.2.7.Armatures transversales:

D'après le RPA 99 version 2003 Art. 7.4.2.2 les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$A_t = \frac{\rho_a . t \ . T_u}{h_I . f_e}$$

T_u : l'effort tranchant de calcul .

h_I : hauteur totale de la section brute.

t :espacement des armatures transversales

$$t \leq \begin{cases} 10cm & (ZN) \\ (b_1/2, h_1/2, 10\phi_l) & (ZC) \end{cases}$$

ϕ : Diamètre minimale des armatures longitudinales du poteau.

ρ_a : Coefficient correcteur en fonction de l'élément, il est donné comme suit :

$\rho_a = 2.5$ si $\lambda \geq 5$

$\rho_a = 3.75$ si $\lambda \leq 5$

La quantité minimale d'armatures transversales en % est donnée par :

$$\frac{A_t}{t\, b_1} = \begin{cases} 0.3\% & \text{Si} \quad \lambda \geq 5 \\ \text{interpoler entre les valeures limites (0.3 et 0.8)\%} & \text{Si } 3 < \lambda < 5 \\ 0.8\% & \text{si } \lambda \leq 3 \end{cases}$$

Tableau 5-15 : Choix des armatures transversales est leur espacement

Niveau	Section	Tu (KN)	t (cm)	λ	Zone	t (cm)	At (calcul) (cm^2)	At choisis (cm^2)	At choisie
(E.S)-(RDC)-(1)	55x55	110.13	15	16.50	ZN	10	1.84	3.14	4Φ10
					ZC	15	2.70	3.14	4Φ10
2éme-3éme	50x50	93.35	15	15.71	ZN	10	1.80	3.14	4Φ**10**
					ZC	15	2.70	3.14	4Φ10
4éme-5éme	45x45	65.38	15	17.45	ZN	10	1.26	2.01	4Φ8
					ZC	15	1.89	2.01	4Φ8
6éme-7éme	40x40	40.79	15	19.64	ZN	10	0.78	2.01	4Φ8
					ZC	15	1.18	2.01	4Φ8
8éme	35x35	20.45	15	22.44	ZN	10	0.40	2.01	4Φ8
					ZC	15	0.60	2.01	4Φ8

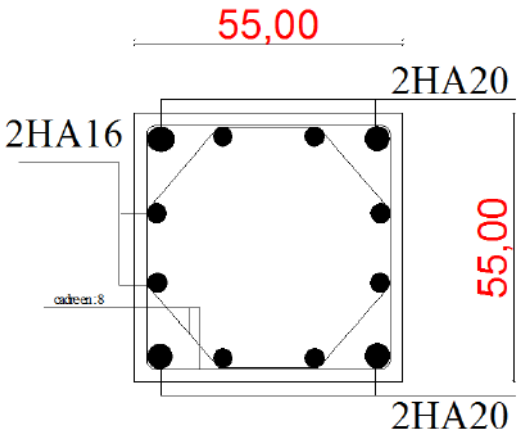


Figure5-4 : Ferraillage des poteaux (55x55)

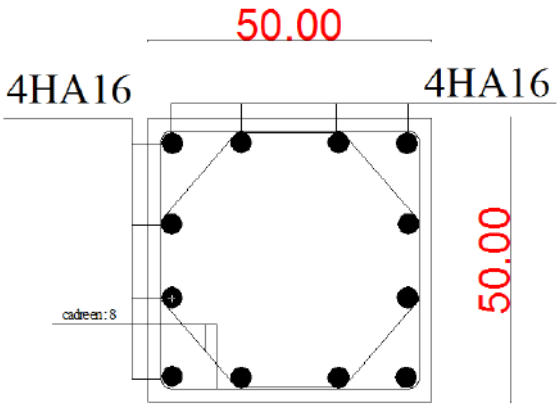


Figure5-5 : Ferraillage des poteaux (50x50)

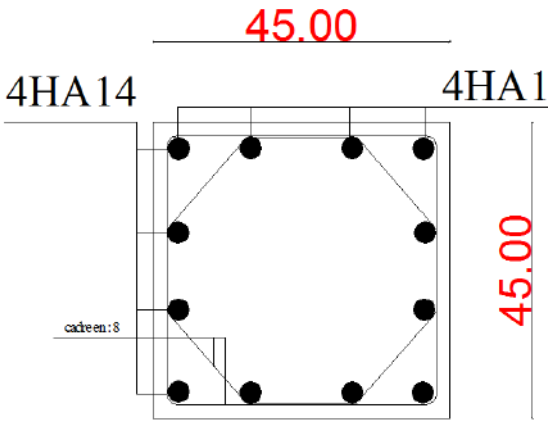


Figure5-6 : Ferraillage des poteaux (45x45)

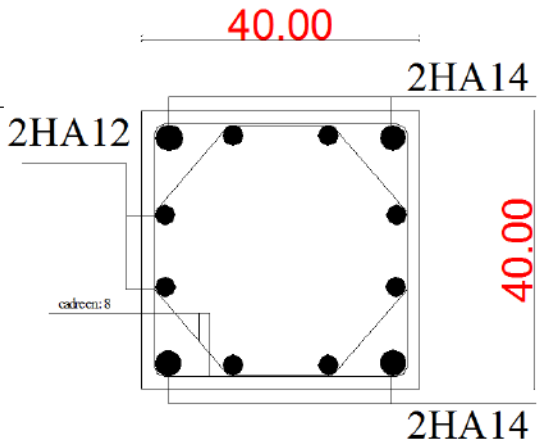


Figure5-7 : Ferraillage des poteaux (40x40)

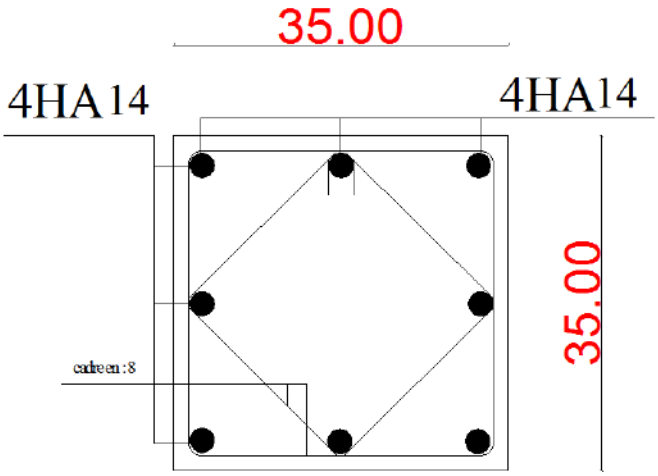


Figure5-8 : Ferraillage des poteaux (35x35)

V.2. 3. Ferraillage des voiles :

V.2.3.1. Les voiles pleins :

Le ferraillage des voiles sera calculé à partir des combinaisons des sollicitations dues aux charges verticales " G " et " Q " et horizontales " E ", les forces verticales provoquent les efforts normaux, tandis que les forces horizontales provoquent des efforts normaux, des efforts tranchants ainsi que des moments fléchissant.

V.2.3.2.Voiles avec files d'ouvertures :

V.2.3.2.a. Les trumeaux :

Les trumeaux seront sollicités comme des refends pleins en flexion composée.

A fin de reprendre tous les efforts appliqués sur les voiles, on doit avoir trois types d'armatures:

- ✓ Armatures verticales.
- ✓ Armatures horizontales.
- ✓ Armatures transversales.

Le calcul sera mené à l'état limite ultime.

V.2.3.2.b. Les linteaux :

Les linteaux sont calculés en flexion simple (avec les efforts M, V), on devra disposer:

- ✓ Des aciers longitudinaux de flexion " A_l ".
- ✓ Des aciers transversaux " A_t ".
- ✓ Des aciers en partie courante (aciers de peau).

V.2.3.4. Recommandations réglementaires :

V.2.3.4.a. Armatures verticales :

L'acier choisi est de type haut adhérence Fe 400.

❖ **Selon le CBA 93:**

- $0{,}1\% \le \frac{2xA_v}{a.b} \le 5\%$

Avec :

- ➢ a = l'épaisseur du voile
- ➢ b = la largeur de la zone tendue

- Condition de non fragilité

❖ **Selon le RPA 99(V2003)**

$A_{ver} = 0.2\% B_t$ dans la section tendue du voile.

$A_{ver} = 0.15\% B$ dans la section globale du voile.

$A_{ver} = 0.1\% B$ dans la section courante.

Avec :

- ✓ B: section du voile.
- ✓ a: épaisseur du voile.
- ✓ φ_{ver}: diamètre vertical.

V.2.3.4.b. Armatures horizontales :

Le voile doit avoir des armatures horizontales (A_h) disposées perpendiculairement aux armatures verticales, leur rôle est de supporter l'effort tranchant " V ".

❖ **Selon le CBA 93**

❖ Diamètre minimal: $\varphi_h \leq \min\left[\frac{h}{35}; \frac{a}{10}; \varphi_v\right]$

Espacement des armatures horizontales:

$$S_h \leq \min[0.9d ; 40cm]$$

$$S_h \leq \frac{A_h f_{eh}}{0.4\,a}$$

$$S_t \leq \frac{A_h 0.9 f_{eh}}{\gamma_s a \tau_b}$$

$$\overline{\tau}_b = \min\left[0.2\frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5Mpa\right]: \quad \text{Fissuration peu nuisible.}$$

$$\overline{\tau}_b = \min\left[0.15\frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4Mpa\right]: \quad \text{Fissuration Préjudiciable.}$$

- ✓ τ_b : contrainte de cisaillement.
- ✓ $\overline{\tau}_b$: contrainte de cisaillement admissible.
- ✓ A_h: section d'armatures horizontales.
- ✓ d = 0.9 h: hauteur utile.

❖ **Selon le RPA 99 V(2003)**

$$\varphi_h \leq \frac{1}{10}.a$$

$$S_h \leq \frac{A.h}{0.0030}$$

$$S_h \leq \min[1.5a ; 30cm]$$

V.2.3.4.c. Armatures transversales :

Ce sont des armatures ronds lisses de nuance F_eE 235, elles sont perpendiculaires aux faces du refend, elles relient les deux nappes d'armatures (verticales et horizontales, il faut disposer au moins quatre épingles par mètre carré du voile.

V.2.3.5. Recommandations pour les voiles et les trumeaux : (RPA 99 et CBA 93)

La longueur de recouvrement doit être égale:

- ✓ 40 Φ: pour les barres situées dans les zones où le renversement de signes des efforts est possible.

- ✓ 20 Φ: pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charge.

Il est possible de concentrer des armatures de traction à l'extrémité du voile ou du trumeau.

Espacement des armatures verticales.

$$S_v \leq Min[1.5a ; 30cm]$$

$$S_v = \begin{cases} S_v & (\text{zone courante}) \\ \frac{S_v}{2} & (\text{zone d'extrémité}) \quad \frac{L}{10} \end{cases}$$

Les barres horizontales doivent être munies de crochets de 135°, ayant une longueur de 10 Φ, pour les trumeaux dans l'extrémité de l'armature.

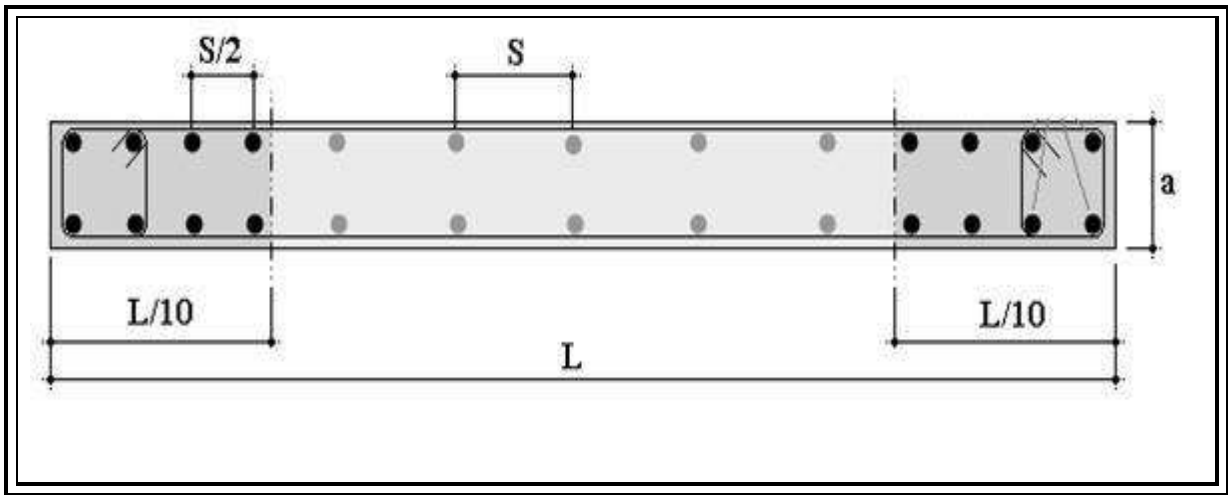


Figure 5-9 : Disposition des armatures verticales dans les voiles

V.2.3.3. les voiles pleins :

V.2.3.3.1.les armatures verticale :

- ➢ **Détermination des armatures de résistance :**

Les résultats du calcul des armatures de résistance sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau 5-16 : Calcul des armatures verticales

	niveau	S(cm²)	N	M	sit	type	A_{cal}	A_{min}^{RPA}	A_{min}^{CBA}	S_v	choix
(x)	E.S	20X340	2609.55	3963.31	ACC	SPT	14.40	10.20	6.80	20	2x(22HA12) 2x24.88
	RDC	20X340	2375.48	3149.31	ACC	SPT	14.40	10.20	6.80	20	2x(22HA12) 2x24.88
	1ére	20X340	1654.24	1957.99	ACC	SPT	14.40	10.20	6.80	20	2x(22HA12) 2x24.88
	2éme	15X345	1488.69	1752.55	ACC	SPT	14.40	7.76	5.18	20	2x(22HA12) 2x24.88
	3éme	15X345	1221.95	1346.11	ACC	SPT	14.40	7.76	5.18	20	2x(22HA12) 2x24.88
	4éme	15X350	812.91	1112.69	ACC	SPT	14.60	7.87	5.25	20	2x(22HA12) 2x24.88
	5éme	15X350	862.49	882.68	ACC	SPT	14.60	7.87	5.25	20	2x(22HA12) 2x24.88
	6éme	15X355	736.09	750.99	ACC	SPT	14.80	7.99	5.32	20	2x(22HA12) 2x24.88
	7éme	15X355	524.79	467.72	ACC	SPT	14.80	7.99	5.32	20	2x(22HA12) 2x24.88
	8éme	15X360	333.89	694.90	ACC	SPT	15.00	8.10	5.40	20	2x(22HA12) 2x24.88

Tableau 5-17 : Calcul des armatures verticales

	$A_{choisis}$ (cm^2)	A_{min} (CBA93) (cm^2)	A_{min} (RPA99) (cm^2)	vérification
Voiles 1	24.88	6.80	10.20	C.V

➢ **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 5-18 : Vérification des armatures a ELS des voiles

direction	niveau	S(cm²)	N	M	sit	A_{adop}	σ_b	σ_s	$verification$
(x)	E.S	20X340	1701.54	-36.18	ACC	20.36	2.40	35.50	oui
	RDC	20X340	1261.45	277.38	ACC	20.36	2.30	34.00	oui
	1ére	15X340	1205.26	262.01	ACC	20.36	2.70	40.90	oui
	2ème	15X345	1036.72	275.97	ACC	20.36	2.50	37.10	oui
	3éme	15X345	938.63	285.68	ACC	20.36	2.30	34.30	oui
	4éme	15X350	754.83	297.10	ACC	20.36	2.00	30.00	oui
	5éme	15X350	754.83	297.10	ACC	20.36	2.00	29.50	oui
	6éme	15X355	614.12	306.30	ACC	20.36	1.80	26.30	oui
	7éme	15X355	418.26	328.15	ACC	20.36	1.50	22.10	oui
	8éme	20X360	242.19	365.88	ACC	20.36	1.30	18.60	oui

V.2.3.3.2. Calcul des armateurs horizontaux :

Tableau 5-19 : Calcul des armatures horizontales

	niveau	e	H	V_u	τ_u	$\bar{\tau}_u$	cond	$\varnothing_h$	S_h	A_{min}^{RPA}	choix	A final
(x)	E.S	20	321	1022.24	15.90	5	OUI	10	30	12.84	2x(21HA10)	16.49
	RDC	20	344	853.09	12.40	5	OUI	10	30	13.76	2x(23HA10)	18.06
	1ére	20	294	526.60	8.95	5	OUI	10	30	11.76	2x(20HA10)	15.71
	2éme	15	294	536.67	12.17	5	OUI	10	30	8.82	2x(20HA10)	15.71
	3éme	15	294	413.37	9.37	5	OUI	10	30	8.82	2x(20HA10)	15.71
	4éme	15	294	436.31	9.56	5	OUI	10	30	8.82	2x(20HA10)	15.71
	5éme	15	294	255.58	5.79	5	OUI	10	30	8.82	2x(20HA10)	15.71
	6éme	15	294	189.83	4.30	5	OUI	10	30	8.82	2x(20HA10)	15.71
	7éme	15	294	91.87	2.08	5	OUI	10	30	8.82	2x(20HA10)	15.71
	8éme	15	294	120.39	2.72	5	OUI	10	30	8.82	2x(20HA10)	15.71

V.2.3.3. la cage d'ascenseur :3

V.2.3.3.1.les armatures verticale :

➢ **Détermination des armatures de résistance :**

Les résultats du calcul des armatures de résistance sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau 5-20 : Calcul des armatures verticales

	niveau	S(cm²)	L(cm)	N	M	type	A_{cal}	A_{min}^{RPA}	A_{min}^{CBA}	S_v	choix
(x)	E.S	15x3.51	189.5	1542.65	835.39	SPT	14.40	4.26	2.84	20	2x(10HA14) =2x(15.39)
	RDC	15x3.74	189.5	1322.89	933.38	SPT	14.40	4.26	2.84	20	2x(10HA14) =2x(15.39)
	1ére	15x3.24	189.5	1164.45	840.98	SPT	14.40	4.26	2.84	20	2x(10HA14) =2x(15.39)
	2éme	15x3.24	192	1048.48	894.11	SPT	14.40	4.32	2.88	20	2x(10HA14) =2x(15.39)
	3éme	15x3.24	192	890.29	800.08	SPT	14.40	4.32	2.88	20	2x(10HA14) =2x(15.39)
	4éme	15x3.24	194.5	759.23	799.25	SPT	14.60	4.37	2.92	20	2x(10HA14) =2x(15.39)
	5éme	15x3.24	194.5	589.99	656.11	SPT	14.60	4.37	2.92	20	2x(10HA14) =2x(15.39)
	6éme	15x3.24	197	439.04	598.70	SPT	14.80	4.43	2.96	20	2x(10HA14) =2x(15.39)
	7éme	15x3.24	197	311.49	409.58	SPT	14.80	4.43	2.96	20	2x(10HA14) =2x(15.39)
	8éme	15x3.24	199.5	165.61	516.03	SPT	15.00	4.49	2.99	20	2x(10HA14) =2x(15.39)
(y)	E.S	15x3.51	1.90	1174.08	627.19	SPT	14.3	4.28	2.85	20	2x(10HA14) =2x(15.39)
	RDC	15x3.74	1.90	982.05	455.25	SPT	14.3	4.28	2.85	20	2x(10HA14) =2x(15.39)
	1ére	15x3.24	1.90	888.76	451.81	SPT	14.3	4.28	2.85	20	2x(10HA14) =2x(15.39)
	2éme	15x3.24	1.90	805.21	467.83	SPT	14.3	4.28	2.85	20	2x(10HA14) =2x(15.39)
	3éme	15x3.24	1.90	718.07	408.26	SPT	14.3	4.28	2.85	20	2x(10HA14) =2x(15.39)
	4éme	15x3.24	1.90	618.93	411.80	SPT	14.3	4.28	2.85	20	2x(10HA14) =2x(15.39)
	5éme	15x3.24	1.90	511.40	326.11	SPT	14.3	4.28	2.85	20	2x(10HA14) =2x(15.39)
	6éme	15x3.24	1.90	399.75	309.92	SPT	14.3	4.28	2.85	20	2x(10HA14) =2x(15.39)
	7éme	15x3.24	1.90	301.23	190.47	SPT	14.3	4.28	2.85	20	2x(10HA14) =2x(15.39)
	8éme	15x3.24	1.90	194.12	270.31	SPT	14.3	4.28	2.85	20	2x(10HA14) =2x(15.39)

Tableau 5-21 : Vérification de ferraillage longitudinal des voiles avec les règlements

	$A_{choisis}$ (cm^2)	A_{min} (CBA93) (cm^2)	A_{min} (RPA99) (cm^2)	vérification
Voiles 1	15.39	4.49	2.99	**oui**

➢ **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 5-22: Vérification des armatures a **ELS** des voiles suivant x

direction	niveau	S(cm^2)	N	M	sit	A_{adop}	σ_b	σ_s	$verification$
(x)	**E.S**	15x189.5	1149.29	-0.15	ACC	15.39	3.60	54.60	OUI
	RDC	15x189.5	1040.89	-21.86	ACC	15.39	3.30	49.60	OUI
	1ére	15x189.5	931.65	-14.08	ACC	15.39	2.90	43.80	OUI
	2éme	15x192	862.64	6.96	ACC	15.39	2.60	39.50	OUI
	3éme	15x192	746.29	6.99	ACC	15.39	2.30	34.30	OUI
	4éme	15x194.5	656.68	21.81	ACC	15.39	2.10	31.50	OUI
	5éme	15x194.5	531.17	20.78	ACC	15.39	1.70	25.80	OUI
	6éme	15x197	419.04	32.88	ACC	15.39	1.50	21.80	OUI
	7éme	15x197	274.58	29.78	ACC	15.39	1.00	15.20	OUI
	8éme	15x199.5	147.12	102.95	ACC	15.39	1.10	16.90	OUI

Tableau 5-23 : Vérification des armatures a **ELS** des voiles suivant y

direction	niveau	S(cm²)	N	M	sit	A_{adop}	σ_b	σ_s	$verification$
(y)	**E.S**	15x1.90	1002.70	-22.04	ACC	15.39	3.40	57.32	oui
	RDC	15x1.90	928.77	-16.46	ACC	15.39	3.10	41.02	oui
	1ére	15x1.90	842.83	-4.42	ACC	15.39	2.40	42.23	oui
	2ème	15x1.90	758.47	-23.31	ACC	15.39	2.60	41.80	oui
	3éme	15x1.90	676.84	-24.01	ACC	15.39	2.38	34.30	oui
	4éme	15x1.90	584.58	-27.01	ACC	15.39	2.10	35.21	oui
	5éme	15x1.90	486.11	-32.91	ACC	15.39	2.10	27.02	oui
	6éme	15x1.90	377.78	-34.16	ACC	15.39	1.40	20.05	oui
	7éme	15x1.90	266.68	-40.81	ACC	15.39	1.20	12.25	oui
	8éme	15x1.90	156.98	-44.83	ACC	15.39	1.10	16.90	oui

V.2.3.3.2. Calcul des armatures horizontales :

Tableau 5-24 : Calcul des armatures horizontales suivant x

	niveau	e	H	V_u	τ_u	$\bar{\tau}_u$	cond	$\varnothing_h$	S_h	A_{min}^{RPA}	choix	A final
(x)	**E.S**	15	321	363	0.75	5	CV	10	15	12.84	2x(21HA10)	16.49
	RDC	15	344	447	0.86	5	CV	10	15	13.76	2x(23HA10)	18.06
	1ére	15	294	481.83	0.11	5	CV	10	15	11.76	2x(20HA10)	15.71
	2ème	15	294	524.84	0.12	5	CV	10	15	8.82	2x(20HA10)	15.71
	3éme	15	294	481.66	0.11	5	CV	10	15	8.82	2x(20HA10)	15.71
	4éme	15	294	487.54	0.12	5	CV	10	15	8.82	2x(20HA10)	15.71
	5ème	15	294	410.47	0.10	5	CV	10	15	8.82	2x(20HA10)	15.71
	6éme	15	294	377.56	0.85	5	CV	10	15	8.82	2x(20HA10)	15.71
	7éme	15	294	262.79	0.59	5	CV	10	15	8.82	2x(20HA10)	15.71
	8éme	15	294	308.45	0.69	5	CV	10	15	8.82	2x(20HA10)	15.71

Tableau 5-25 : Calcul des armatures horizontales suivant y

	niveau	e	H	V_u	τ_u	$\bar{\tau}_u$	cond	$\varnothing_h$	S_h	A_{min}^{RPA}	choix	A final
(y)	E.S	15	321	261.76	0.54	5	CV	10	15	12.84	2x(21HA10)	16.49
	RDC	15	344	214.13	0.54	5	CV	10	15	13.76	2x(23HA10)	18.06
	1ére	15	294	242.15	0.55	5	CV	10	15	11.76	2x(20HA10)	15.71
	2ème	15	294	287.18	0.56	5	CV	10	15	8.82	2x(20HA10)	15.71
	3éme	15	294	263.84	0.55	5	CV	10	15	8.82	2x(20HA10)	15.71
	4éme	15	294	280.86	0.57	5	CV	10	15	8.82	2x(20HA10)	15.71
	5ème	15	294	244.07	0.55	5	CV	10	15	8.82	2x(20HA10)	15.71
	6éme	15	294	244.40	0.55	5	CV	10	15	8.82	2x(20HA10)	15.71
	7éme	15	294	188.33	0.42	5	CV	10	15	8.82	2x(20HA10)	15.71
	8éme	15	294	239.12	0.42	5	CV	10	15	8.82	2x(20HA10)	15.71

V.2.3.3.3.Armatures transversales :

Les deux nappes d'armatures des voiles seront reliées par des aciers de coutures (épingles) dont le diamètre des armatures $\varnothing_t$ est tel que $\varnothing_t \geq \frac{\varnothing_v}{3}$, $\varnothing_v$ étant le diamètre des armatures verticales maintenues par les épingles (tableau)

Tableau 5-26 : Diamètre des armatures transversales

armatures longitudinales $\varnothing_v$	épingles $\varnothing_t$
HA 8 à HA 16	HA 6
HA 20	HA 8
HA 25	HA 10
HA 32	HA 12
HA 40	HA 14

Les épingles sont destinées à empêcher le flambement des armatures verticales ou encore à assurer la transmission des efforts au droit des recouvrements, leur disposition est représentée dans la figure suivante :

En zone courante, les quadrillages d'armatures disposés sur chaque face doivent être maintenus par des armatures transversales, disposées en quinconce, composées d'épingles au nombre 4 par m^2 au moins.

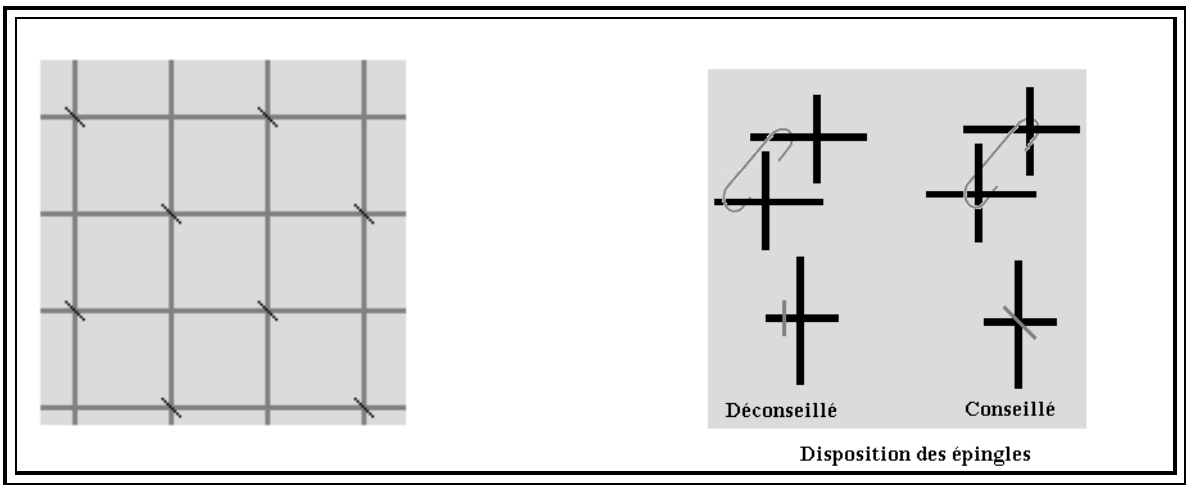


Figure 5-10 : Disposition des armatures transversales (épingles)

V.2.3.4. les voiles avec ouverture :

V.2.3.4.1.les trumeaux :

- **Las armatures verticales :**

Tableau 5-27 : Calcul des armatures verticales

	niveau	voile	S	N	M	sit	A_{cal}	A_{min}^{RPA}	A_{min}^{CBA}	S_v	choix
(X)	E.S	V_1	20x147.5	828.85	566.80	ACC	6.70	4.42	2.95	15	2x(10HA12) 2x11.31
	RDC	V_1	20x147.5	542.38	338.83	ACC	6.70	4.42	2.95	15	2x(10HA12) 2x11.31
	1ére	V_1	15x147.5	488.74	312.80	ACC	6.50	3.32	2.21	15	2x(10HA12) 2x11.31
	2éme	V_1	15x147.5	396.08	341.14	ACC	6.50	3.32	2.21	15	2x(10HA12) 2x11.31
	3éme	V_1	15x147.5	333.07	223.07	ACC	6.50	3.32	2.21	15	2x(10HA12) 2x11.31
	4éme	V_1	15x147.5	240.03	147.45	ACC	6.50	3.32	2.21	15	2x(10HA12) 2x11.31
	5éme	V_1	15x147.5	169.94	118.58	ACC	6.50	3.32	2.21	15	2x(10HA12) 2x11.31
	6éme	V_1	15x147.5	82.93	86.60	ACC	6.50	3.32	2.21	15	2x(10HA12) 2x11.31
	7éme	V_1	15x147.5	95.28	66.49	ACC	6.50	3.32	2.21	15	2x(10HA12) 2x11.31

➢ **Vérification à E.L.S :**

Tableau 5-28 : Vérification des armatures a ELS des voiles

	niveau	voile	S	N	M	sit	A_{adop}	σ_b	σ_s	$verification$
(X)	E.S	V_1	20x147.5	448.42	34.85	ACC	11.31	1.70	25.70	OUI
	RDC	V_1	20x147.5	335.57	39.52	ACC	11.31	1.40	21.30	OUI
	1ére	V_1	15x147.5	322.46	50.78	ACC	11.31	1.90	28.40	OUI
	2ème	V_1	15x147.5	275.87	40.92	ACC	11.31	1.60	23.80	OUI
	3éme	V_1	15x147.5	233.32	36.44	ACC	11.31	1.40	20.50	OUI
	4éme	V_1	15x147.5	178.20	25.46	ACC	11.31	1.00	15.20	OUI
	5ème	V_1	15x147.5	121.98	18.41	ACC	11.31	0.70	10.60	OUI
	6éme	V_1	15x147.5	132.78	24.37	ACC	11.31	0.80	12.30	OUI
	7éme	V_1	15x147.5	67.36	16.54	ACC	11.31	0.50	7.00	OUI

➢ **Las armatures horizontales :**

Tableau 5-29 : Calcul des armatures horizontales

	niveau	e	H	V_u	τ_u	$\bar{\tau}_u$	vér	$\varnothing_h$	S_h	A_{min}^{RPA}	choix	A final
(X)	E.S	20	321	305.35	0.47	5	CV	12	20	12.84	2x(16HA12)	18.10
	RDC	20	344	190.54	0.27	5	CV	10	20	13.76	2x(18HA10)	14.14
	1ére	15	294	178.29	0.40	5	CV	10	20	8.82	2x(15HA10)	11.78
	2éme	15	294	136.68	0.31	5	CV	10	20	8.82	2x(15HA10)	11.78
	3éme	15	294	129.87	0.29	5	CV	10	20	8.82	2x(15HA10)	11.78
	4éme	15	294	83.90	0.19	5	CV	10	20	8.82	2x(15HA10)	11.78
	5éme	15	294	69.32	0.16	5	CV	10	20	8.82	2x(15HA10)	11.78
	6éme	15	294	39.09	0.08	5	CV	10	20	8.82	2x(15HA10)	11.78
	7éme	15	294	47.66	0.10	5	CV	10	20	8.82	2x(15HA10)	11.78

V.2.3.4.2.les linteaux :

Les voiles avec files d'ouvertures sont constitués par des trumeaux reliés entre eux par des poutres de couplages "linteaux".

Ces éléments seront étudiés comme des poutres bi encastrées dans les trumeaux.

- **Recommandations réglementaires**

  - **Selon le CBA 93**

Même conditions que pour les poutres.

  - **Selon le RPA 2003**

- ✓ 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:

$$\boldsymbol{\lambda} = \frac{L}{H} \begin{cases} \boldsymbol{\lambda}>1 \text{ (linteau longe)} \\ \boldsymbol{\lambda} <1 \text{ (linteau court)} \end{cases}$$

a. linteau long (**λ** >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 (**λ** <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:

$$M_c = A_l \cdot f_e . Z \text{ avec } Z = h - 2d'$$

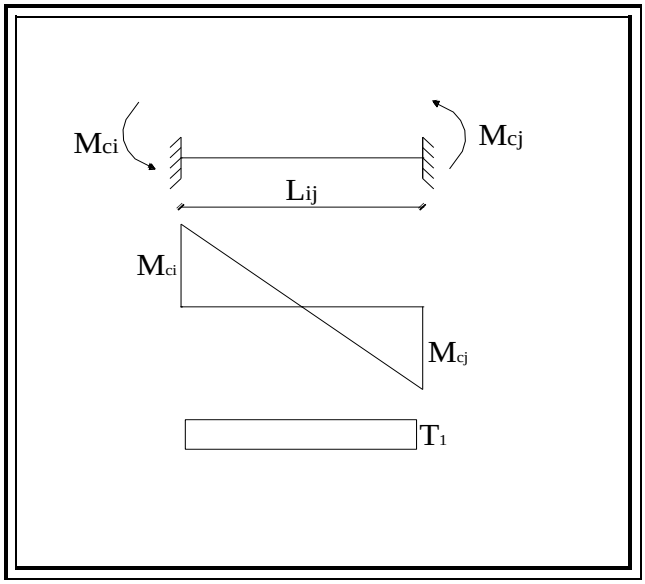


Figure 5-11 : Moments et efforts tranchants dans les linteaux

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:

$$A_D = \frac{V}{2\sin\alpha . f_e} \text{ avec: } \operatorname{tg}\alpha = \frac{(h-2d)}{L} \textbf{ [3]}$$

$V = V_u$ (sans majoration)

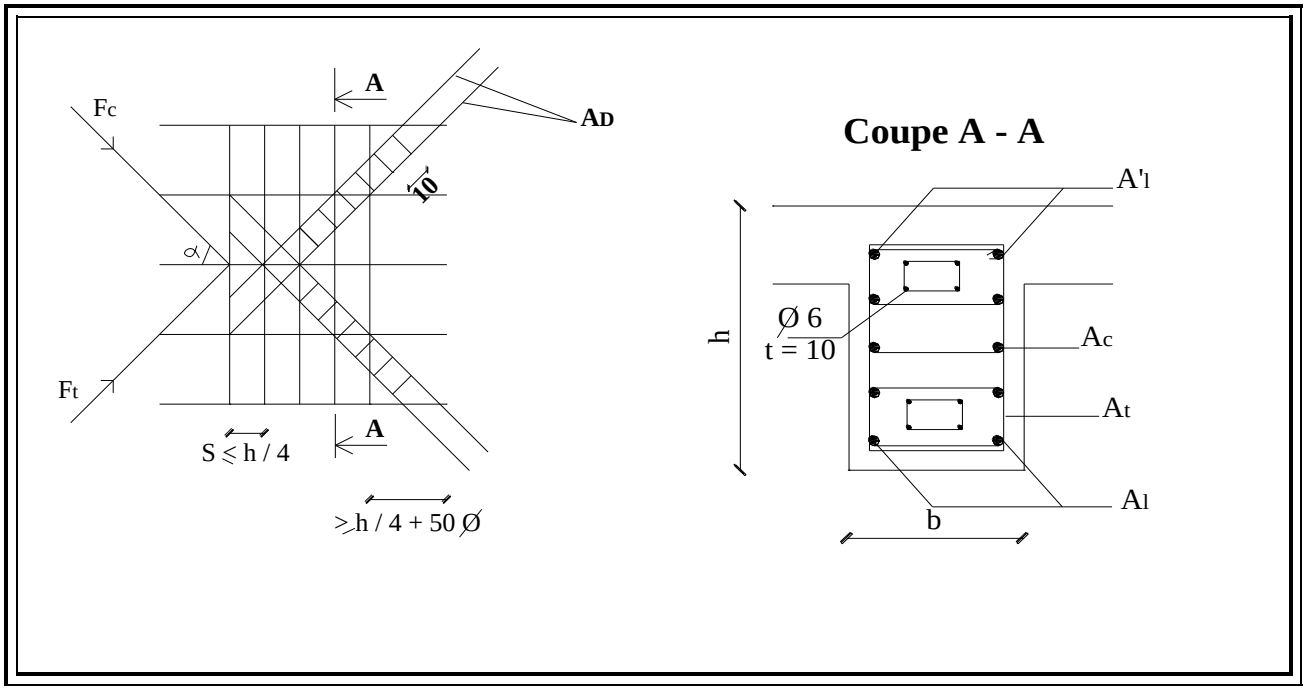


Figure 5-12 : Armatures du linteau selon le RPA 99 V 2003

- **Ferraillage minimal :**

❖ **Selon le RPA 9**

on a:

- $A_l \geq 0.15\%\, b.h$
- $A_c \geq 0.2\%\, b.h$
- $A_D = 0$ si $\tau_b \leq 0.06\, f_{c28}$

  $A_D = 0.15\%\, b.h$ si $\tau_b > 0.06\, f_{c28}$
- $A_t \geq 0.15\%\, b.s$ si $\tau_b \leq 0.025\, f_{c28}$

  $A_t \geq 0.25\%\, b.s$ si $\tau_b > 0.025\, f_{c28}$

V.2.3.5.Calcule de ferraillage suivant l'axe X :

Les résulta obtenus serrent présenter au tableau suivant :

V.2.3.5.1.Les armateurs longitudinaux :

Tableau 5-30 : Calcul de l'armature longitudinal

	h (cm)	e (cm)	L (cm)	T kN	τMpa	τ≤0.06xfc28	M	A calculé(cm²)			St (cm)	A choisis(cm²)		
								Ad (cm²)	Al (cm²)	AP (cm²)		Ad (cm²)	Al (cm²)	AP (cm²)
RDC -1	234	15	120	632.41	2.80	Traction compression	109.5	8.88	5.27	7.02	20	2(4HA12)=9.05	2(2HA14)=6.16	2(10HA10)=15.71
1-2	184	15	120	378.25	2.13	Traction compression	143.67	5.64	4.14	5.52	20	2(4HA10)=6.28	2(2HA12)=4.52	2(7HA10)=11.00
2-3	184	15	120	304.12	1.71	Traction compression	178.61	4.54	4.14	5.52	20	2(4HA10)=6.28	2(2HA12)=4.52	2(7HA10)=11.00
3-4	184	15	120	235.79	1.33	Flexion simple	213.21	-	4.17	-	20		2(9HA10)=14.14	-
4-5	184	15	120	171.58	0.97	Flexion simple	246.44	-	4.82	-	20	-	2(9HA10)=14.14	-
5-6	184	15	120	111.46	0.63	Flexion simple	285.75	-	5.59	-	20	-	2(9HA10)=14.14	-
6-7	184	15	120	104.36	0.59	Flexion simple	322.19	-	6.30	-	20	-	2(9HA10)=14.14	-
7-8	184	15	120	113.10	0.64	Flexion simple	326.16	-	6.38	-	20	-	2(9HA10)=14.14	-

V.2.3.5.2.Les armateurs transversaux :

Apres la vérification on a trouvé qu'on a des linteaux courts

Tableau 5-31 : Calcul de l'armature transversal

	section	λ	Vu	s (cm)	At	Atmin RPA	$A_{choisis}$
RDC-1ére	15x120	1.95	632.41	20	0.56	7.02	2x(6HA10)=9.42
1ére-2éme	15x120	1.53	378.25	20	0.56	5.52	2x(6HA10)=9.42
2éme-3éme	15x120	1.53	304.12	20	0.56	5.52	2x(6HA10)=9.42
3éme-4éme	15x120	1.53	235.79	20	1.58	5.52	2x(6HA10)=9.42
4éme-5éme	15x120	1.53	171.58	20	1.58	5.52	2x(6HA10)=9.42
5éme-6éme	15x120	1.53	111.46	20	1.58	5.52	2x(6HA10)=9.42
6éme-7éme	15x120	1.53	104.36	20	1.58	5.52	2x(6HA10)=9.42
7éme-8éme	15x120	1.53	113.10	20	1.58	5.52	2x(6HA10)=9.42

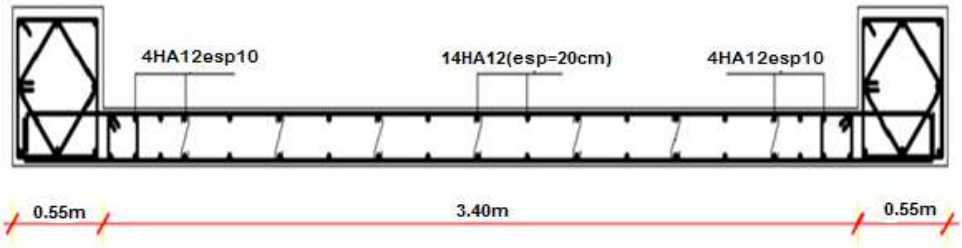


Figure 5-13 : Disposition des armatures dans les voiles pleine

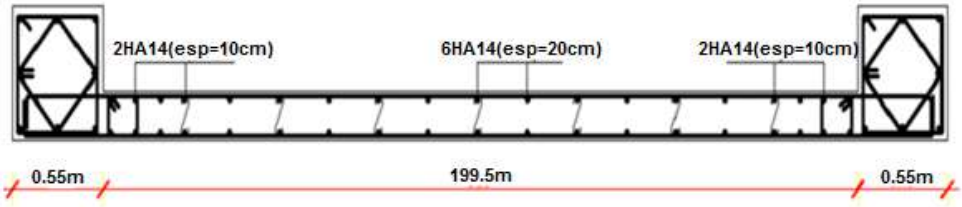


Figure 5-14 : Disposition des armatures dans les voiles (cage d'assanceur)

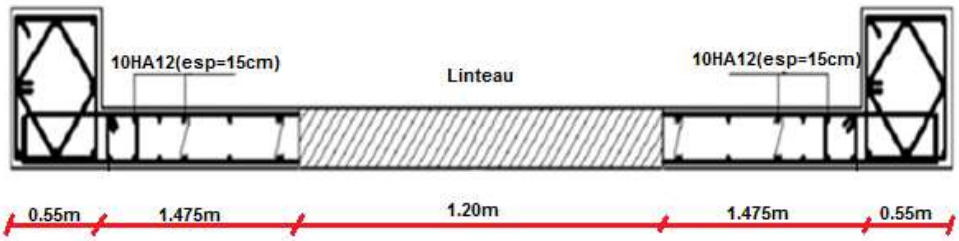


Figure 5-15 : Disposition des armatures dans les voiles avec ouverture

CHAPITRE VI

CALCUL DE L'INFRASTRUCTURE

VI.1. Introduction

Les fondations d'une structure sont les éléments de l'infrastructure situés au-dessous du niveau de base (contact avec le sol), auquel elles transmettent les charges et surcharges de la structure au sol, donc elles constituent la partie essentielle de l'ouvrage.

- **Classification des fondations**

Fondé un ouvrage consiste essentiellement à répartir les charges qu'ils supportent sur le sol ou dans le sol suivant l'importance des charges et la résistance du terrain.

a. Lorsque les couches de terrain capables de supporter l'ouvrage sont à une faible profondeur on réalise les fondations superficielles (semelles isolées, filantes et radier général).

b. Lorsque les couches de terrain capable de supportée l'ouvrage sont à une grande profondeur on réalise les fondations profondes et semi profondes (puits et pieux).

Donc le choix de type de fondation dépend de plusieurs critères suivants :

Les charges et surcharges transmises par la structure.

La capacité portante du sol.

La distance entre les axes des poteaux.

c. Choix du Type de fondation :

Le choix du type de fondation dépend de :

- Type d'ouvrage à construire ;
- La nature et l'homogénéité du bon sol ;
- La capacité portante du terrain de fondation ;
- La raison économique ;
- La facilité de réalisation ;
- La distance entre axes des poteaux ;

- **Etude préliminaire du choix de type de semelle**

La structure en question sera fondée sur un sol dont la contrainte admissible est de (**2.50)bar** pour une profondeur de(**1.5m)** par rapport au niveau fini du terrain d'assise après les travaux de terrassement effectués, selon le rapport de sol.

Pour des raisons économiques on vérifie dans l'ordre suivant :

Les semelles isolées, les semelles filantes et le radier général et on opte pour le choix qui vérifie.

VI.2. Calcul des fondations :

VI. 2.1. Calcul des semelles isolées :

Pour le pré dimensionnement, il faut considérer uniquement l'effort normal ($N_{s\ max}$) qui est obtenu à la base de tous les poteaux du entre sol.

$$A \times B \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}} \Longrightarrow B \geq \sqrt{\frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}}$$

Avec :

σ_{sol} : Contrainte du sol.

S : Surface de la fondation ($A \times B$).

N : Effort normal appliqué sur la fondation (ELS).

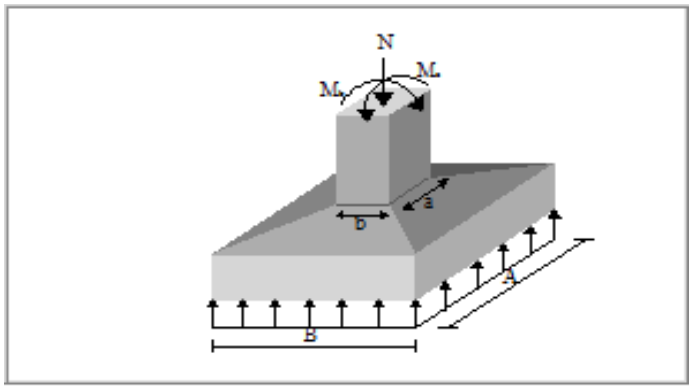


Figure 6.1. Représentation des semelles isolées sous poteaux **carrés**

- **Les moments n'est pas nulle (M≠0):**

On procède comme suite :

L'espacement est le suivant : $Sa = \frac{b - 2\left(e + \phi b + \frac{\phi}{2}a\right)}{(na - 1)}$; $Sb = \frac{A - 2(e + \frac{\phi}{2}b)}{(nb - 1)}$

Tel qu'on adopte le ferraillage maximal entre l'ELU et l'ELS.

VI.2.1.1 Dimensionnement des semelles isolées:

Tableau 6-1 : Dimensionnement de la section des semelles isolées

Semelle	Combinaison	N	A	B	σ_{cal}	σ_{sol}	h	A_{adop}	B_{adop}
	Texte	KN	m	m	Mpa	Mpa	m	m	m
1	G+Q	1229.16	2.20	2.20	0.246	0.25	0.45	2.45	2.45
2	G+Q	1138.83	2.20	2.20	0.247		0.45	2.35	2.35
3	G+Q	1176.67	2.20	2.20	0.247		0.45	2.35	2.35
4	G+Q	1471.69	2.20	2.20	0.246		0.45	2.70	2.70
5	G+Q	1091.43	2.20	2.20	0.248		0.45	2.45	2.45
6	G+Q	1141.82	2.20	2.20	0.249		0.45	2.35	2.35
7	G+Q	1256.21	2.20	2.20	0.247		0.45	2.35	2.35
8	G+Q	1147.22	2.20	2.20	0.242		0.45	2.30	2.30
9	G+Q	1019.40	2.20	2.20	0.246		0.45	2.30	2.30

Tableau 6-2 : Dimensionnement finales des semelles isolées

	A_{max}	B_{max}
semelle isolée de S1	2.70	2.70
semelle isolée de S2	2.45	2.45
semelle isolée de S3	2.35	2.35
semelle isolée de S4	2.30	2.30

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. [8] page201.

Pour cela on doit procéder aux vérifications suivantes :

Chevauchement entre semelles isolées : $L \geq \frac{c_1+c_2}{2} \times 1.5$

- L : distance entre deux semelles
- C : largeur de la semelle

VI.2.1.2Vérification du chevauchement entre les semelles isolées:

Tableau 6-3 : Vérification de chevauchement des semelles suivant l'axe-X

	semelle	L=	C1	C2	1.5x(C1+C2)/2	L≥1.5x(C1+C2)/2
suivant X	S3-S3	5.40	2.35	2.35	3.53	non
	S3-S3	3.65	2.35	2.35	3.53	non
	S1-S2	4.15	2.70	2.45	3.86	non
	S4-S3	3.55	2.35	2.35	3.65	chevaucher
	S4-S4	1.85	2.30	2.30	3.48	chevaucher
	S4-S4	3.65	2.30	2.30	3.48	non

Tableau 6-4 : Vérification de chevauchement des semelles suivant l'axe-Y

	semelle	L=	C1	C2	1.5 x(C1+C2)/2	L≥1.5x(C1+C2)/2
suivant Y	S2-S3	3.98	2.45	2.35	3.60	non
	S3-S2	1.8	2.35	2.45	3.60	chevaucher

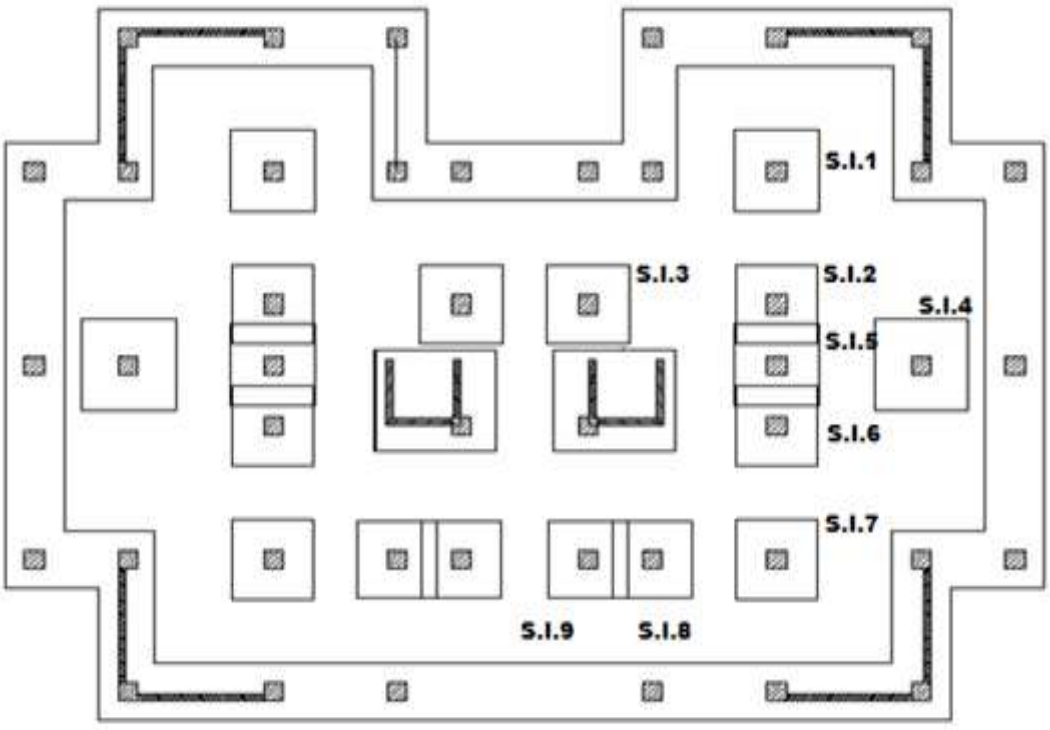


figure 6-2 : Position des semelles isolées

❖ **Conclusion :**

D'après ces résultats, on remarque qu'il y a chevauchement des semelles, on passe alors à l'étude des semelles filantes.

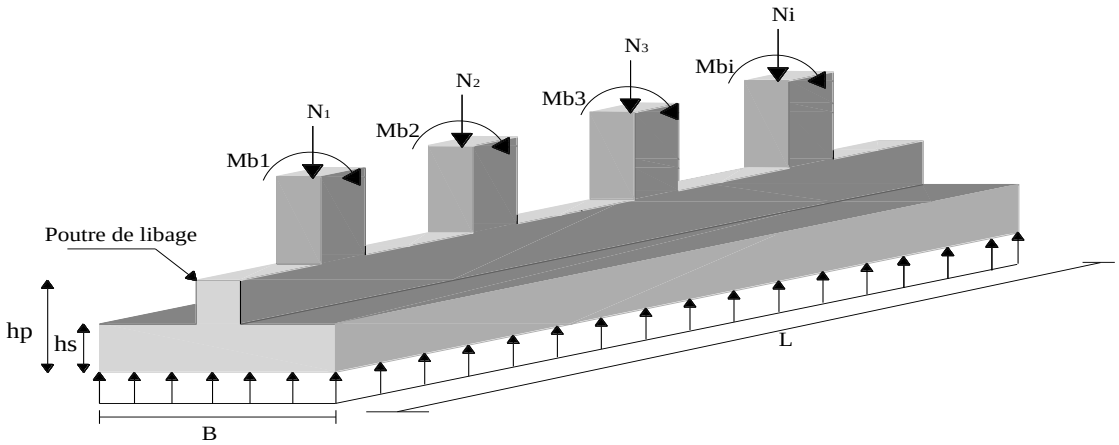


Figure 6.3.Représentation des semelles filantes

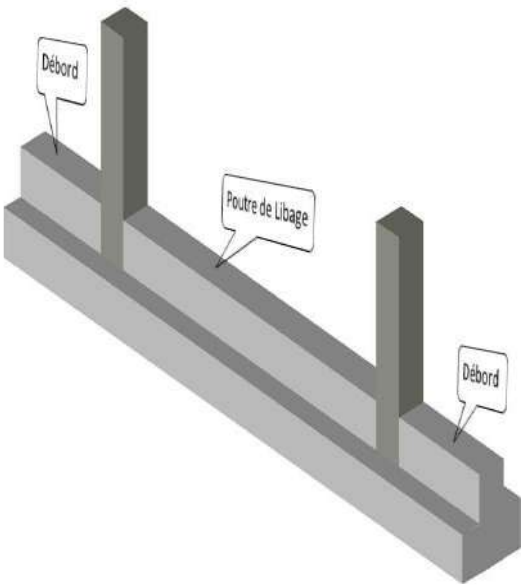


Figure 6.4 : Représentation des semelles Filantes sous poteaux

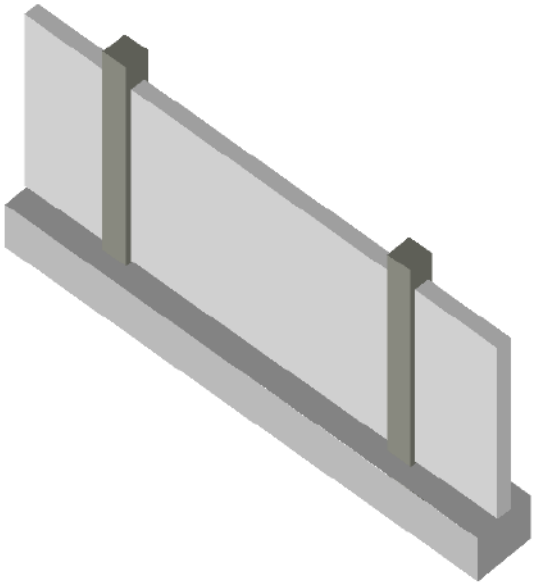


Figure 6.5 : Représentation des semelles Filantes sous voiles

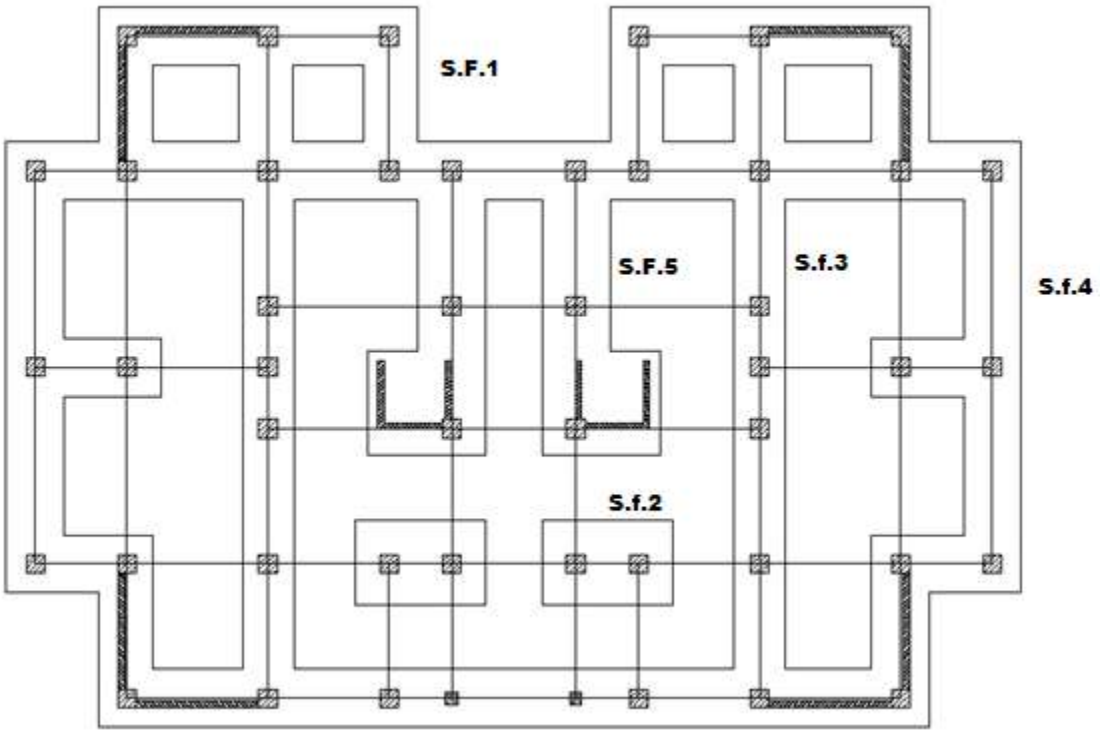


figure 6-6 : Position des semelles filante

VI.3 Semelles filantes :

VI.3.1 Semelles filantes sous voile :

a. Dimensionnement :

On a des semelles filantes sous voiles et sous poteaux, les efforts normaux répartis sont calculés comme suit :

$$N = \frac{\sum N}{L} \quad ; \quad M = \frac{\sum M}{L}$$

Avec :

- $\sum N$: est la somme des efforts normaux.
- $\sum M$: est la somme des moments.
- L : la longueur totale de la semelle filante.

La largeur et la hauteur de la semelle filante se déterminent respectivement comme suit :

$$B \geq \frac{N}{1000 \cdot \sigma_{sol}} \quad ; \quad d \geq \frac{B-b}{4} \quad ; \quad h = d + c + \frac{\phi}{2}$$

Après les calculs et les vérifications des dimensions en tenant comptent le poids du remblai, les résultats de dimensionnement sont représentés dans les tableaux suivants :

Tableau 6-5 : Dimensionnement de la section des semelles filantes a L'ELS

Semelle	Combinaison	∑N	L(m)	B(m)	σ_{cal}	σ_{sol}	H(m)	L_{adop} (m)	B_{adop} (m)
Sf1	**G+Q**	12138.7	28.15	1.70	0.237	0.25	0.50	30.15	1.70
Sf4	**G+Q**	9538.24	22.16	1.70	0.232		0.50	24.16	1.70

b. Ferraillage :

Le calcul de ferraillage est fait pour 1m de longueur par la méthode des bielles à l'ELU et à l'ELS et on adopte par la suit le maximum des deux résultats.

Les armatures principales, transversales, et les armatures de répartitions avec ses espacements sont déterminées respectivement par les formules suivantes :

Armatures principales :

$$A = \frac{N(B-b)}{8 \cdot d \cdot \sigma s} \quad \& \quad Esp = \frac{100}{n}$$

Avec :

n: étant le nombre de barres

Armatures de répartition :

$$A\ rép = \frac{A(cm^2) \cdot B(m)}{4} \quad ; \quad Esp = \frac{B - 2e - \phi}{(n-1)}$$

Avec :

[σs]= 348 MPa à l'ELU : en situation durable.

[σs] = 202 MPa à l'ELS.

Les résultats de ferraillage sont représentés dans les tableaux suivants **:**

Tableau 6-6 : Ferraillage des semelles filantes sous voiles l'ELS

	N (kN)	M (kN.m)	$e_{0\ ELS}$	$\frac{B}{18}$	$e_{0\ ELS} \leq \frac{B}{18}$	Aa (cm²/ml)	A rep (cm²/ml)
SF1	12138.70	86.66	0.0071	0.094	C.V	5.09	2.88
SF4	9538.24	152.02	0.0159	0.094	C.V	5.37	2.88

Tableau 6-7 : Ferraillage des semelles filantes sous voiles l'ELU

	N (kN)	M (kN.m)	$e_{0\ ELS}$	$\frac{B}{18}$	$e_{0\ ELS} \leq \frac{B}{18}$	Aa (cm²/ml)	Arep (cm²/ml)
SF1	11603.98	897.75	0.0774	0.094	C.V	5.46	2.88
SF4	1044.15	708.56	0.0786	0.094	C.V	6.18	2.88

Tableau 6-8 : Le ferraillage finale des filantes sous voiles

	A a finale (cm_2)	A rep finale (cm2)	S_a(cm)	S_{rep}(cm)
Sf1	5.64=6HA12=6.79	2.88=9HA12=10.18	20	20
Sf4	6.57=6HA12=6.79	2.88=9HA12=10.18	20	20

- **Vérification des longueurs de scellement :**

Tableau 6-9 : Vérification des longueurs de scellement des semelles filantes

	B(m)	A(m)	A/4(cm)	Ls(cm)	Ls≥ A/4
Sf1	1	1.7	42.5	45	C.V
Sf4	1	1.7	42.5	45	C.V

Conclusion :
Donc toutes les barres sont prolongées jusqu'aux extrémités de la semelle et comportent des ancrages courbes de 135°.

- **Vérification de la stabilité au renversement :** [2] ►► [Art 10.1.5] ◄◄

Tableau 6-10 : Vérification de la stabilité au renversement de la semelle filante

Semelle	N_{ELU} (KN)	M_{ELU} (KN.m)	e(m)	A(m)	A/4 (m)	e ≤A/4
SF1	11603.98	897.75	0.077	1.70	0.425	C.V
SF4	10044.15	708.56	0.071	1.70	0.425	C.V

VI.3.2 Semelles filantes sous poteaux :

La semelle filante sous plusieurs 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.

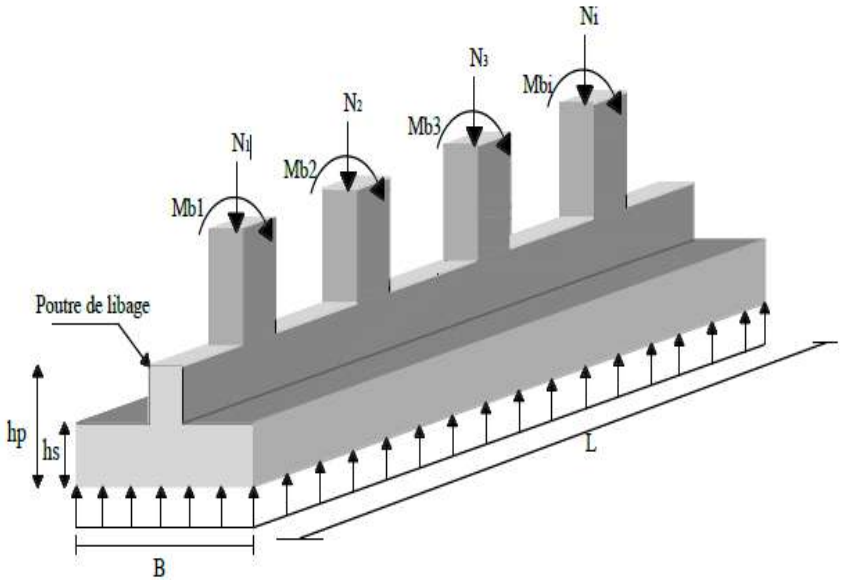


Figure 6-7 : Schémas d'une Semelle filante sous poteaux

On a deux types des semelles filantes.

- **Premier type** : (semelle filante sous deux poteaux)

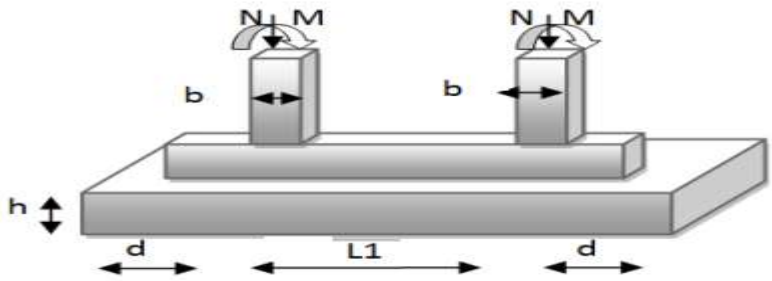


Figure 6-8 : Représentation 3D de la semelle filante sous deux poteaux

Deuxième type : (semelle filante sous trois poteaux)

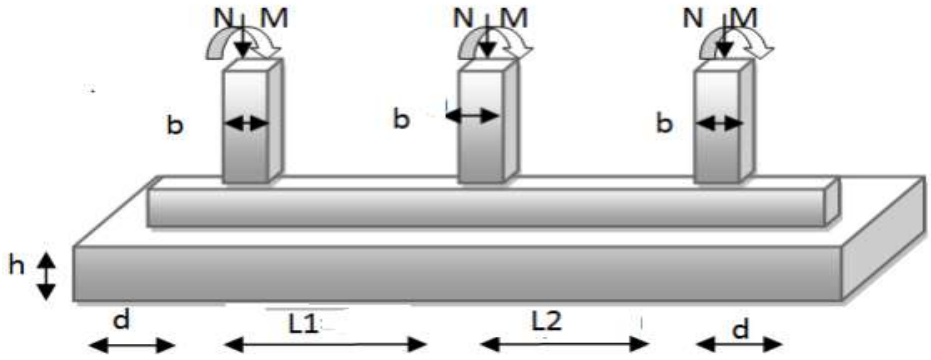


Figure 6-9 : Représentation **3D** de la semelle filante sous trois poteaux

a. Dimensionnement:

Tableau 6-11 : Dimensionnement des semelles filantes sous poteaux à l'ELS

Semelle	Combinaison	∑N	L(m)	B (m)	σ_{cal}	σ_{sol}	H (m)	L_{adop} (m)	B_{adop} (m)
SF2	G+Q	7906.15	19.46	1.6	0.231	0.25	0.60	21.46	1.50
SF3	G+Q	2341.35	1.85	1.6	0.243		0.60	3.85	2.50
SF5	G+Q	6397.98	11.15	1.5	0.243		0.60	13.15	2.00

Tableau 6-12 : Vérifications des semelles filantes sous poteaux à l'ELA

Semelle	Combinaison	∑N	L	B	σ_{cal}	$2x\sigma_{sol}$	h	L_{adop}	B_{adop}
SF2	G+Q+Edx	8739.62	19.46	3	0.272	0.50	0.60	21.46	1.50
SF3	G+Q+Edx	2763.25	1.85	3	0.388		0.60	2.85	2.50
SF5	G+Q+Edx	6842.32	11.15	3	0.311		0.60	13.15	2.00

b. Ferraillage :

Tableau 6-13 : Ferraillage des semelles filantes sous poteaux l'ELS

	N (kN/ml)	M (kN.ml)	$e_{0\ ELS}$	$\frac{B}{18}$	$e_{0\ ELS} \leq \frac{B}{18}$	Aa (cm2)	Arep (cm2)
SF2	345.91	8.62	0.0249	0.083	C.V	3.75 =7HA 12 =**7.92**	2.97 =7HA 12=**7.92**
SF3	608.27	9.85	0.0158	0.139	C.V	13.12 =12HA12=**13.57**	8.5 =8H12 =**9.05**
SF5	504.21	4.57	0.0091	0.111	C.V	8.05 =8HA12=**9.05**	4.52 =6HA12=**6.79**

Tableau 6-14 : Ferraillage des semelles filantes sous poteaux l'ELU

	N (kN/ml)	M (KN/ml)	$e_{0\ ELS}$	$\frac{B}{18}$	$e_{0\ ELS} \leq \frac{B}{18}$	Aa (cm2)	Arep (cm2)
SF2	407.24	20.88	0.0171	0.083	C.V	4.34 7HA 12=7.92	2.97 7HA 12=7.92
SF3	717.72	6.97	0.0291	0.139	C.V	15.72 14HA 12=15.82	9.88 9HA 12=10.18
SF5	684.83	9.33	0.0136	0.111	C.V	11.00 10HA 12=11.31	5.65 7HA 12=**7.92**

Tableau 6-15 : Le ferraillage finale des filantes sous poteaux

	$A_{a\ finale}$ (cm^2)	A rep finale (cm2)	S_a(cm)	S_{rep}(cm)
SF2	4.34 7HA 12=7.92	2.97 7HA 12=7.92	15	20
SF3	15.72 14HA 12=15.82	9.88 9HA 12=10.18	8	25
SF5	11.00 10HA 12=11.31	5.65 7HA 12=7.92	10	30

❖ **Vérification des longueurs de scellement :**

✓ **Vérification des longueurs de scellement** :

La contrainte admissible d'adhérence τs= 2.8 MPa.

La longueur de scellement égale à :

$$ls = \frac{\emptyset \,.\, fe}{4 \,.\, \tau s} = \frac{1.2 \,.\, 400}{4 \,.\, 2.8} = 42.85 \text{ cm}$$

Tableau 6-16 : Vérification des longueurs de scellement des semelles filantes

	B(m)	A(m)	A/4(cm)	Ls(cm)	Ls≥ A/4	A/8(cm)	A/8≤ Ls ≤ A/4
SF2	1	1.5	37.5	45	C.V	18.75	C.V
SF3	1	2.5	62.5	45	C.N.V	31.25	C.V
SF5	5	2.00	50	45	C.N.V	25	C.V

✓ **Vérification de la stabilité au renversement** : [2] ►► [Art 10.1.5] ◄◄

Tableau 6-17 : Vérification de la stabilité au renversement

Semelle	NELU (KN)	M ELU (KN.m)	e(m)	A(m)	A/4 (m)	e ≤A/4
SF2	8739.62	149.515	0.017	1.5	0.375	C.V
SF3	2763.25	80.42	0.029	2.5	0.625	C.V
SF5	1814.80	24.72	0.0136	2.00	0.50	C.V

VI.3.2.1 Ferraillage Longitudinalement : «La poutre de libage »

VI.3.2.1.a. Dimensionnement :

La poutre de libage va reprendre tous les charges verticales et les moments de flexions. La poutre de libage aura la même largeur b du poteau, sa hauteur hp sera déterminer par la théorie de poutre sur sol élastique qui prévoir l'inégalité suivant à vérifier, pour assurai une répartition uniforme de la contrainte du sol.

Il faut vérifier l'inégalité suivant :

$$l \leq \frac{\pi}{2} l_e \qquad . l_e = \sqrt[4]{\frac{4.E.I}{K.b}}$$

Avec :

E : Module d'élasticité du béton (E = 32164.19 MPa) ;

L : La plus grande travée dans la fille;

K=0,5[Kg/cm3] → pour un très mauvais sol ;

K=4 [Kg/cm3] → pour un sol de densité moyenne ;

K=12[Kg/cm3] → pour un très bon sol ;

K : Coefficient de réduire du sol (K =12 kg/cm^3) ;

I : Moment d'inertie de la semelle,

hp : la hauteur de la poutre de libage) ;

- **<u>la poutre de libage 1</u>**

$$h_p \geq \sqrt[3]{\frac{48.L^4.K}{\pi^4.E}} = 0{,}36 \text{ m} \quad \text{on adpote} \quad h_p = 80\text{cm}$$

$$I = \frac{b.h_p{}^3}{12} = 0.012 \text{ m}^4 ;$$

Donc: $l_e = 2.34$ m

$$L = \mathbf{3.43}\text{m} < \frac{\pi}{2} l_e = \mathbf{3.67} \text{ m}$$

- **<u>la poutre de libage (2,3):</u>**

$$h_p \geq \sqrt[3]{\frac{48.L^4.K}{\pi^4.E}} = \mathbf{0,80} \text{ m} \quad \text{on adpote} \quad h_p = \mathbf{80}\text{cm}$$

$$I = \frac{b.h_p{}^3}{12} = \mathbf{0.012} \text{ m}^4$$

Donc: $l_e = \mathbf{2.34}$ m

$$L = \mathbf{1.30} \text{ m} < \frac{\pi}{2} \qquad l_e = \mathbf{3.67} \text{ m}$$

Alors on a des poutres de libage de (**55x 80**)cm² noyée dans les deux semelles .

Pour déterminer le ferraillage de la poutre de libage en commence à déterminer la réaction du sol q (KN/m^2) qui calcule par la formule suivant :

$$q = \frac{\sum N}{L}$$

Avec :

$\sum$ Ni :la somme des efforts normaux.

L : La longueur totale de la poutre de libage.

- **Armatures de peau [2] :**

Pour les poutres dépassants une hauteur h_p (avec $h_p \geq 2(80 - f_e/10)$) il y'a un risque d'avoir des fissures relativement ouvertes en dehors des zones armées, dans notre cas on a $h_a \geq 80$ cm (f_e =400 MPa), donc il y'a lieu de prévoir des armatures de peau d'au moins 3cm²/m (fissuration préjudiciable),posées parallèlement à la fibre moyenne de la poutre.

Application numérique :

On a une semelle filante sous plusieurs poteaux.

Tableau 6-18 : Détermination des valeurs de **q** de la poutre de libage

	ΣNi (ELU) (kN)	ΣNi (ELS) (kN)	L (m)	q_u (KN /m^2)	q_{ser} (KN /m^2)
SF2	8739.62	7423.30	16.16	515.41	498.21
SF3	2763.25	2341.35	2.30	1314.39	1101.67
SF5	1645.25	1286.33	3.43	1951.72	1872.27

VI.3.2.1.b. Calcul des moments :

- Détermination des armatures longitudinales à l'**ELU** :

Calcul à l'ELU de résistance :

La poutre de libage travail en flexion simple.

$$d = h - e - \frac{\phi}{2} \cong 0.9.h \qquad \text{et} \qquad c = c' = h - d$$

$$\mu = \frac{Mu}{\sigma b.b.d^2} \; ; \quad \text{on a } \mu \leq \mu l = 0.392 \quad \Rightarrow A' = 0 \text{ et } A = \frac{Mu}{\beta.d.\sigma s}$$

Les résultats du calcul des armatures à l'ELU de résistance par la section dans le tableau suivant :

Tableau 6-19 : Ferraillage la poutre de libage à l'ELU

		M_u (kN.m)	d(m)	A(cm^2)	A'(cm^2)	$A_{choisis}$(cm^2)
PL2.5	travée	881.33	0.75	47.30	0	**8HA25**=39.27
	appui	1314.39	0.75	58.70	0	**12HA25**=58.90
PL1.5	travée	748.02	0.75	39.10	0	**7HA25**=34.36
	appui	1346.52	0.75	60.10	0	**13HA25**=63.81
PL2.00	travée	682.25	0.75	37.28	0	**6HA25**=29.45
	appui	1213.82	0.75	57.8	0	**12HA25**=58.90

➢ Vérification des contraintes à l'ELS :

Tableau 6-20 : Vérification des contraintes la poutre de libage à l'ELS

		A_{ELU} (cm^2)	M_{ser} (kN.m)	σb (MPa)	σs (MPa)	σb ≤ [σb]	σs ≤ [σs]
PL2.5	Travée	39.27	240.50	7.3	84.90	Oui	Oui
	Appui	58.90	248.84	4.1	47.80	Oui	Oui
PL1.5	Travée	34.36	499.83	8.7	103.80	Oui	Oui
	Appui	63.81	899.52	4.6	50.50	Oui	Oui
PL2.00	Travée	29.45	233.12	7.4	96.20	Oui	Oui
	Appui	58.90	261.25	5.6	73.25	Oui	Oui

- **selon le règlement C.B.A 93**
  - ✓ On remarque que les vérifications des contraintes sont satisfaisantes. Alors on adopte une poutre de libage de (50x80) (cm^2), noyée dans la semelle.
  - ✓ hp= 80 cm, donc il y a des armatures de peau de 3cm^2/m ⇒Ap= 3.0, 8=2,4cm^2, donc on adopte A_p=2HA14= 3,07cm^2
  - ✓ **Armatures transversales :**

Calcul de l'effort tranchant T_u :

PL(2) T_u=712.25. x =712.25*1=712.25 kN

PL(3) T_u=910.1. x =910.1*1=910.10 kN

PL(5) T_u=822.36. x =822.36*1=822.36 kN

- **Calcul de la contrainte de cisaillement** τ_u

$$\tau_u = \frac{Tu}{b_0 * d} = \frac{712.25 .10^3}{550 .750} = 1.72MPa < [\tau] = 2.5MPa \qquad C,V$$

$$\tau_u = \frac{Tu}{b_0 * d} = \frac{910.10. 10^3}{550 . 750} = 2.20\ MPa < [\tau] = 2.5MPa \qquad C,V$$

$$\tau_u = \frac{\text{Tu}}{b_0 * d} = \frac{822.36.10^3}{550\,.750} = 1.99\,MPa < [\tau] = 2.5MPa \quad C,V$$

Tableau 6-21 : Calcul des armatures transversales de la poutre de libage et leur espacement

		CBA 93		RPA 99			At_{choisi} et St_{choisi}	
	τ_u (MPa)	At (cm2)	S (nodale) (cm)	S' (courante) (cm)	At (cm2)	S (nodale) (cm)	At_{choisi} (cm^2)	St_{choisi} (cm)
PL2.5	1.72	6.28	10	30	3.60	15	**8HA10**=6.28	15
PL1.5	2.20	6.28	10	30	3.60	15	**8HA10**=6.28	15
PL2	1.99	6.28	10	30	3.60	15	**8HA10**=6.28	15

- **Vérification de la flèche : [1]**

Il n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche si les poutres considérées répondent aux conditions suivantes :

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$
- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{10}\frac{M_t}{M_0}$
- $\frac{A}{b_0 d} \leq \frac{4.2}{f_e}$

Tableau 6-22 : Vérification de la flèche pour la poutre de libage

	L(m)	h (cm)	h/L	1/16	Mt/10Mo	A/bo.d	4.2/fe
Poutre de libage2	3.43	80	0.23	0.0625	0.019	0.0053	0.0105
Poutre de libage5	4.5	80	0.23	0.0625	0.019	0.0053	0.0105
Poutre de libage3	7.2	80	0.23	0.625	0.0091	0.0065	0.0105
Vérif.	Vérif.1	Vérif.2	Vérif.3				
	C.V	C.V	C.V				

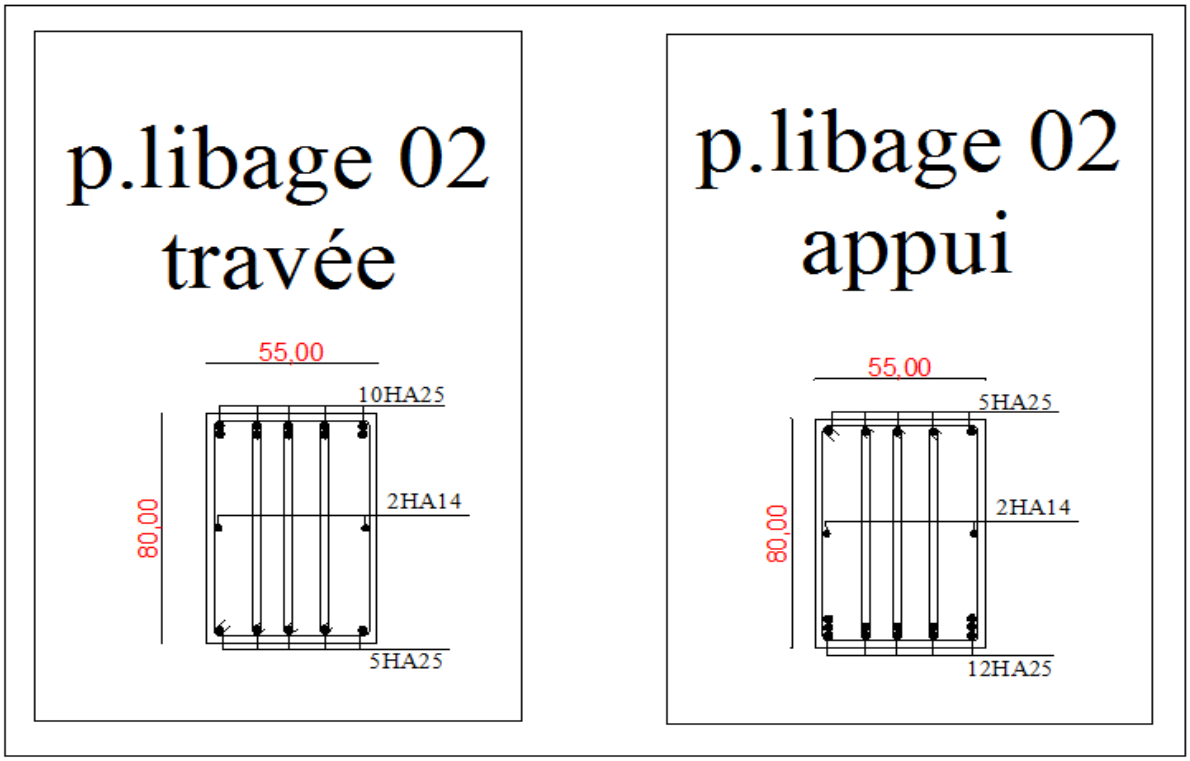


Figure 6.10. Disposition du ferraillage de la poutre de libage 2

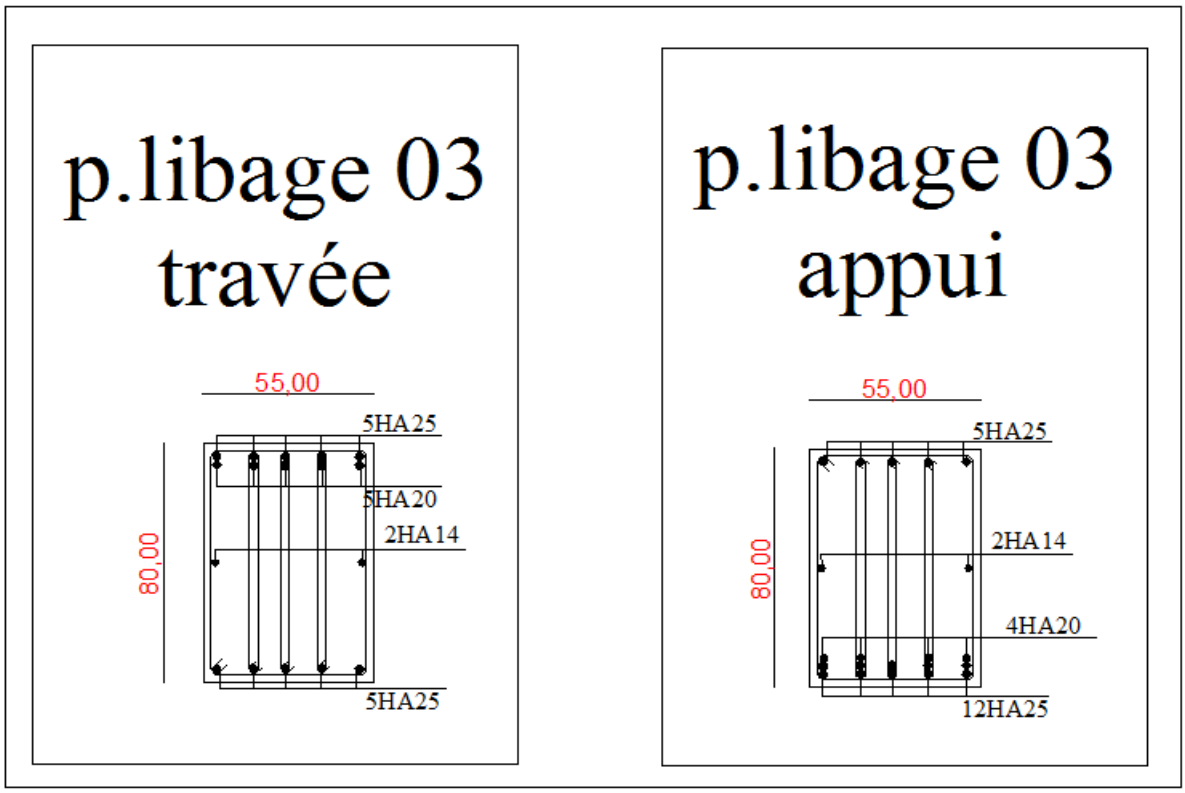


Figure 6.11. Disposition du ferraillage de la poutre de libage 3

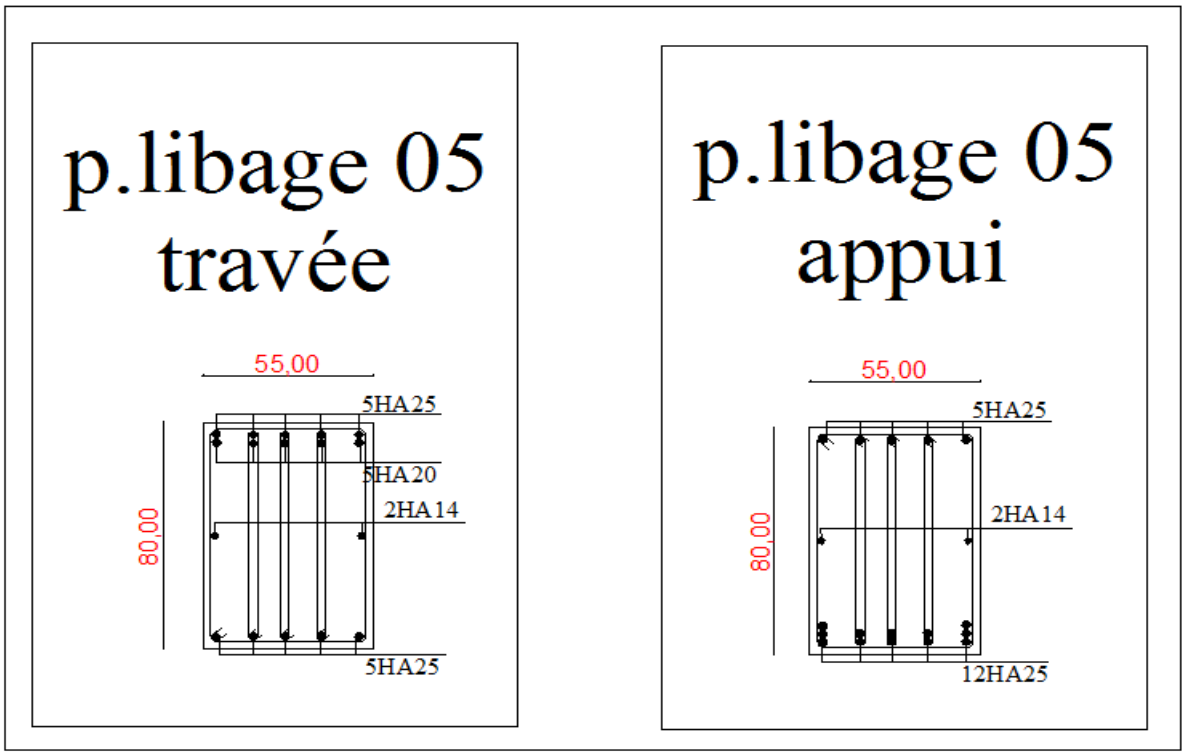


Figure 6.12. Disposition du ferraillage de la poutre de libage 5

VI.4 Le Radier

Le radier (radier nervuré) sera muni de nervures reliant les poteaux et sera calculé comme un panneau de dalle pleine sur quatre appuis (nervures) chargés par une contrainte uniforme qui représente la contrainte maximale du sol résultante des efforts normaux dans les poteaux.

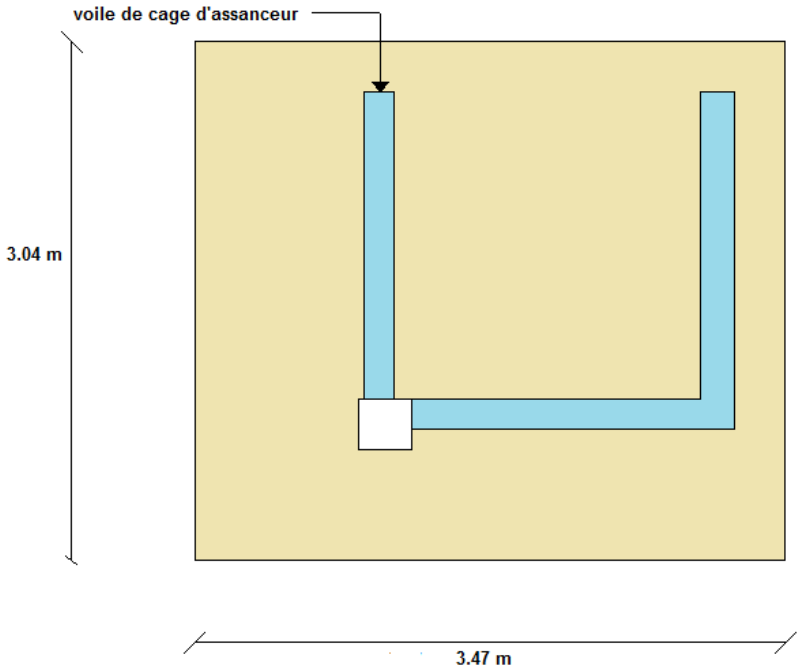


Figure 6.13: Schémas d'un radier partiel

VI 4.1. Dimensionnement du radier:

La hauteur **h** du radier sera déterminée à l'aide de la formule suivante :

$$h \geq \frac{Lmax}{20} = \frac{217 - 27.5}{20} = \frac{189.5}{20} = 9.47cm$$

On adopte : **h=20cm**

VI 4.2. Ferraillage du radier: [1]

Le radier se calculera comme plancher renversé appuyé sur le voile et les poteaux. Nous avons utilisé pour le ferraillage du panneau, la méthode proposée par le **CBA 93**.

La fissuration est considérée préjudiciable, vu que l'état d'agressivité dû au pourcentage en sulfates est nul.

Le panneau constituant le radier est uniformément chargé et sera calculé comme une dalle appuyée sur quatre cotés et chargée par la réaction du sol, pour cela on utilise la méthode forfaitaire pour déterminer les moments unitaires μ_x ,μ_y qui dépend du coefficient de poisson et du rapport: $\rho = \frac{l_x}{l_y}$

On a:

$$\rho = \frac{3.47}{3.04} = 1.14 > 0.4 \Rightarrow \textbf{\textit{panneau travaillant suivant lesdeux direction}}$$

a. Calcul des Charges du radier:

q_{rad}=PP+$P_{remblai}$=(25 x 0.20) + 17.9 (1.5-0.20)=28.27kN/m²

à l'ELU: q_u=(1.35).q_{rad}=38.16kN/m².

à l'ELS: q_u= q_{rad}=28.27kN/m².

b. Vérification de la surface du radier:.

$$\sigma_{radier} = q\text{radier} = \frac{28.27kN}{m^2} = 0.028\text{MPa}$$

- Cette contrainte est inferieur à la contrainte admissible du sol :

$$\sigma_{radier}\text{=0.28 bars} < \overline{\sigma_{adm}} = 2.5\text{bars}$$

Donc le surface du radier est suffisante.

c. Calcul des moments:

Le calcul des moments se fera pour une bande de **1m** de largeur.

c.1.Détermination des moments à l'ELU:

M_x= μ_x.q_u.l_x^2 = 0.0779x38.16**x** (3.47)² = 35.79kN.m.

M_y = μ_y. M_x= 0.3338x35.79 = 11.94kN.m.

- **En travée:**

$M_{tx} = 0.85M_x = 0.85x35.79 = 30.42kN.m.$

$M_{ty} = 0.85M_y = 0.85x11.94 = 10.15kN.m.$

- **Aux appuis:**

$M_{ax} = -0.3\ M_x = -0.3\ x30.42 = -9.13kN.m.$

$M_{ay} = -0.3\ M_x = -0.3\ x30.42 = -9.13kN.m.$

***c.2.* Détermination des moments à l'ELS:**

$M_x = \mu_x.q_{ser}.l_x^2 = 0{,}0831\ x28.16x\ (3.47)^2 = 28.17kN.m.$

$M_y = \mu_y.\ M_x = 0.5004\ x28.17 = 14.09kN.m.$

- **En travée:**

$M_{tx} = 0.85M_x = 0.85x28.17 = 23.94kN.m.$

$M_{ty} = 0.85M_y = 0.85x14.09 = 11.98kN.m.$

- **Aux appuis:**

$M_{ax} = -0.3\ M_x = -0.3x28.17 = -8.45kN.m.$

$M_{ay} = -0.3M_x = -0.3x28.17 = 8.45kN.m.$

d. Détermination des armatures longitudinales à l'ELU de résistance:

Tableau 6-23 :Calcul des armatures longitudinales à l'ELU du radier

	sens	M kN.m	D cm	A cm^2	A choisi cm^2
travée	X	30.42	15	7.70	7HA12 =7.92
	Y	10.15	15	6.80	7HA12 =7.92
appui	X	-9.13	15	7.70	7HA12 =7.92
	Y	-9.13	15	6.80	7HA12 =7.92

e. Vérification des contraintes à l'ELS:

Tableau 6-24 : Vérification des armatures du radier à l'ELS

	sens	A_{ELU} cm²	Mser kN.m	σ_s MPa	σ_b MPa	$\sigma_s \leq [\sigma_s]$	$\sigma_b \leq [\sigma_b]$
travée	X	7.92	23.94	11.10	1.00	Oui	Oui
	Y	7.92	11.98	6.30	0.60	Oui	Oui
appui	X	7.92	-8.45	3.90	0.40	Oui	Oui
	Y	7.92	-8.45	4.50	0.40	Oui	Oui

On remarque que les contraintes sont vérifie.

f. Vérification de la contrainte de cisaillement:

$$Tx = \frac{qu.lx.ly}{2ly+lx} = 42.15\ kN \qquad Ty = \frac{qu.lx.ly}{3ly} = 4.62kN$$

On doit vérifier

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b_0 . d} = \frac{42.15.10^3}{1000 * 400} = 0.105MPa \leq \frac{0.07\ fc28}{\gamma b} = 1.167MPa$$

Donc, on n'a pas besoin d'armatures transversales.

VI.5. Les longrines :

Les longrines sont des poutres, en béton armé, qui reposent sur le sol, leur rôle est d'empêcher le moment à la base du poteau par traction, reprendre l'effort normal provenant des charges et surcharges et le transformer en un effort de traction, et reliée les poteaux entre eux.

VI.5.1. Pré dimensionnement : [2] ►► [Art 10.1.1.b] ◄◄:

Pour un sol de fondation de catégorie S_3, les dimensions minimales de la section transversale des longrines sont 25 x 30cm²

On adopte une section de 30 x 40.

VI.5.2. Sollicitations : [2] ►► [Art 10.1.1.b] ◄◄

Les longrines doivent être calculées pour résister à la traction sous l'action d'une force F égale à : $Fu = \frac{Nu}{\alpha}$

Avec :

- N: effort à la base du poteau le plus sollicité soit à l'ELU ou l'ELA.

- α: coefficient de site en fonction de la zone sismique.

Tableau 6-25 : Valeurs de α

site	zone I	zone IIa	zone IIb et III
S_3	15	12	**10**

$$Fu = \frac{Nu}{\alpha} = \frac{1750.95}{10} = 175.09 \text{ kN}$$

$$F_{ser} = \frac{N_{ser}}{\alpha} = \frac{1275}{10} = 127.5 \text{ kN}$$

VI.5.3. Ferraillage :

Étant donné que le béton tendu est négligé, il en résulte que les armatures longitudinales doivent pouvoir équilibrer la force de traction F :

a. à l'état limite ultime :

Les armatures longitudinales sont données par:

$$A_u = \frac{Fu}{\sigma_s}$$

Où : F_u = 175.09 KN

Alors: $A_u = \frac{175.09*10^3}{400} = 4.37 cm^2$

- **condition de non fragilité : [1]**

On doit aussi respecter la condition de non fragilité de la section de béton armé donnée par le **CBA 93** :

$$A \geq \frac{B f_{t28}}{f_e}$$

Alors on a : $A \geq \frac{(30*40)*2.1}{400} \Rightarrow A \geq 6.3 cm^2$

Donc on adopte **A=6HA12=6.78cm²**

- vérification des contraintes à l'ELS :

La fissuration est considérée comme préjudiciable.

F_{ser} = 127.50 kN

Alors:

$$\sigma s = \frac{F_{ser}}{A} = \frac{127.50 * 10^3}{678} = 188.50 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_s = 202 \text{ MPa}$$ (condition vérifier)

- **Armatures transversales : [2] ►► [Art 10.1.1.b] ◄◄**

Les armatures transversales ne jouent aucun rôle dans la résistance de la pièce, ce sont de simples cadres de montages destinés à maintenir les aciers dans leurs positions, leur espacement est définie par

qui doit être inférieur au Min (20 cm ; $15\Phi_\ell$).

- **section :**

$$\varphi_t \geq \frac{\varphi_l}{3} = \frac{12}{3} = 4.00\,\text{mm}$$

On adopte: $\varphi_t = 8\,\text{mm}$

$A_t = 4\phi 8 = 2.01\ cm^2$

2. Espacement:

$$S_t \leq \min\left[20\text{cm};15\varphi_l\right] = \min\left[20\text{cm};21\text{cm}\right]$$

On adopte: $S_t = 15\,\text{cm}$

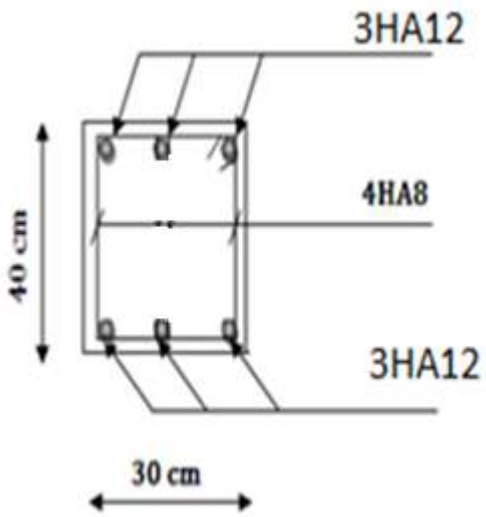


Figure 6.14. Ferraillage des longrines

VI.6. Etude du voile périphérique: [2] ►► [Art 10.1.2] ◄◄

Les ossatures au dessous du niveau de base, formées de poteaux courts (par exemple les vides sanitaires) doivent comporter un voile périphérique continu entre le niveau de fondations (les semelles) et le niveau de base.

Notre voile périphérique joue double rôle :

- encastrement de la base de la structure.
- mur de soutènement.

D'après **RPA99/version 2003** le voile périphérique doit avoir les caractéristiques minimales suivantes:

- Epaisseur ≥ 15 cm.
- Les armatures sont constituées de deux nappes.
- Le pourcentage minimum des armatures est de 0.10 % dans les deux sens horizontal et vertical.
- Un recouvrement de 50 ϕ pour les renforcements des angles.

On adopte une épaisseur : **e = 20 cm**.

La hauteur de voile périphérique **h = 3.51 m.**

VI.6.1. Evaluation des charges :

En Plus de la poussée des terres, le voile périphérique subit aussi la charge d'exploitation q=2.5kN/m² qui vient du parking.

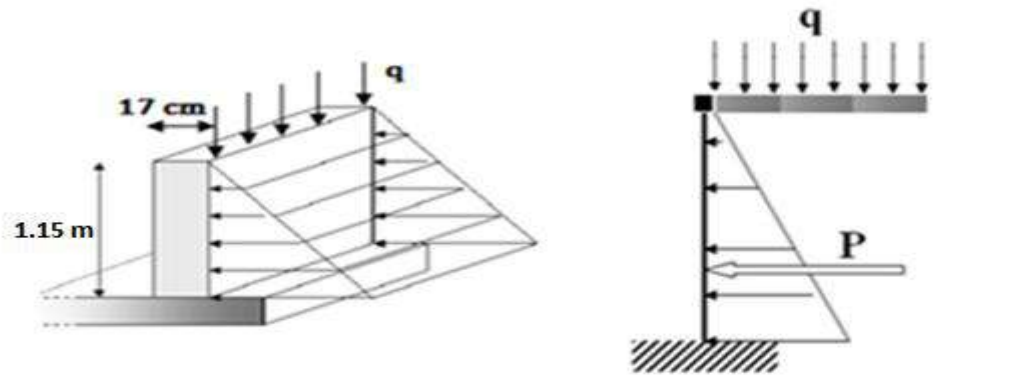


Figure 6-15 : Schéma du chargement qui vient au voile périphérique

❖ **charge permanente :**

- un terrain plat ⇒ β=0
- mur droit ⇒ λ=0
- le poids volumique du terrain: γ=17.90 (kN/m^3)
- l'angle de frottement interne : φ=13^o

D'après Rankine La poussée des terres P est égale à:

$$\begin{cases} P=1/2\ (k_{\gamma a}.\gamma.h^2) \\ G= k_{\gamma a}\gamma.h \end{cases}$$

Le coefficient de contrainte : $k_{\gamma a}=tg^2\ [(\pi/4)-(\varphi/2)]$

D'où : $k_{\gamma a}$ =0.63

Alors :

G= 0.63 * 17.90* 3.51=39.58 kN/m²

- **charge d'exploitation :**
- $Q=k_q .q$
- $k_q= k_\gamma /\cos (\beta- \lambda)=0.63$

Alors : Q= 0.63 x 2.5=1.57 kN/m²

- **combinaisons d'actions :**
- q_u=1.35G+1.5Q=55.78 kN/m²
- q_{ser}=G+Q=41.15 kN/m²

Pour une bande de 1m:

- q_u=55.78 kN/ml
- q_{ser}=41.15 kN/ml

VI.6.2. Ferraillage des voiles périphériques :

Les panneaux constituant le voile périphérique sont uniformément chargés et seront calculés comme des dalles appuyées sur quatre cotés et chargées par la poussée des terres et la surcharge d'exploitation, pour cela on utilise les tables de BARRES pour déterminer les coefficients µx , µy de répartition des moment selon X ,Y qui dépend du coefficient de POISSON et du rapport :

$$\rho = \frac{\ell_x}{\ell_y}$$

Dans notre cas : $\rho = \frac{3.51}{5.78}$=0.60 > 0.4 ⇒ dalle travaillant suivant les deux direction

Ce qui indique d'un panneau travaillant suivant les deux directions. Ce qui implique l'utilisation de la méthode forfaitaire.

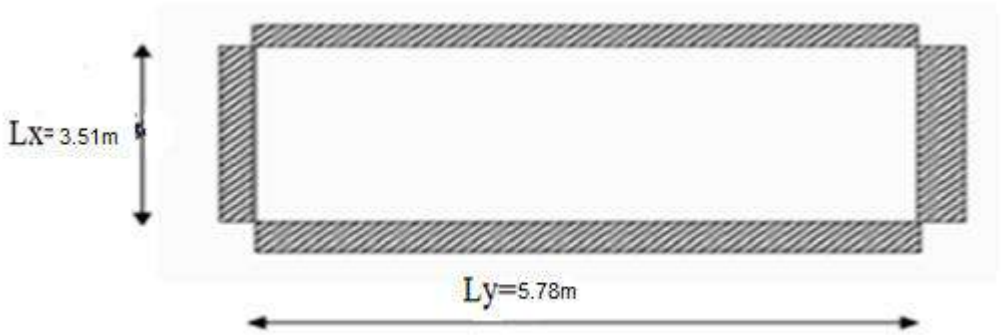


Figure6-16 : Schéma des dimensions du voile périphérique

- Mx = μx*qu* x²
- My = μy*Mx

Il s'agit d'un panneau de rive, ses moments sont définis par :

- **<u>En travée :</u>**

- Mtx = 0.85Mx
- Mty = 0.85My

- **<u>Aux appuis :</u>**

- Max1 = Max2 = -0.3 Mx
- May1 = May2 = -0.5 Mx

<u>a. Détermination des moments a l'ELU :</u>

1. $Mx = 0{,}1008 * 55.78 * (3.51)^2 = 69.27\ kN.m$
2. $My = 0.2500 * 69.27 = 17.31 kN.m$

- ❖ En travée : $Mtx = 69.27\ kN.m$, $Mty = 17.31 kN.m$
- ❖ Aux appuis : $Max1 = Max2 = 20.78\ kN.m$

b. Détermination des armatures longitudinales a l'ELU de résistance en flexion simple :

Tableaux 6-26 : Calcul des armatures du voile périphérique à l'ELU

	Sens	M (KN.m)	d(cm)	A_{calcul} (cm^2)	$A_{min\ RPA}$ (cm^2)	$A_{min}/2$ (cm^2)	$A_{calcul} \geq A_{min}/2$
Travée	X	69.27	17	9.32	2.31	1.17	C.V
	Y	17.31	17	4.30	2.31	1.17	C.V
Appui	X	20.78	17	6.25	2.31	1.17	C.V
	Y	20.78	17	6.25	2.31	1.17	C.V

Tableaux 6-27 : Ferraillage du voile périphérique

		$A_{final}/2(cm^2)$	$A_{final}(cm^2)$
Travée	X	4HA12=4.52	8HA12=9.04
	Y	8HA10=6.28	16HA10=12.57
Appui	X	4HA10=3.14	8HA10=6.28
	Y	8HA10=6.28	16HA10=12.57

- **Vérification des contraintes à l'ELS :**

Tableaux 6-28 : Vérifications des armatures du voile périphérique à l'ELS

	Sens	A_{ELU} (cm^2)	M_{ser} (kN.m)	σ_s (MPa)	σ_b (MPa)	$\sigma_s \leq [\sigma_s]$	$\sigma_b \leq [\sigma_b]$
Travée	X	9.04	27.57	239.7	7.7	C.V	C.V
	Y	12.57	8.27	13.6	1.3	C.V	C.V
Appui	X	6.28	9.73	18.2	1.7	C.V	C.V
	Y	12.57	16.22	102.3	3.7	C.V	C.V

- **Vérification de la contrainte de cisaillement :**

Suivant X on a :

$V_x = q.l_x/2 = 55.78*5.78/2 = 161.20$ kN

Et on vérifie :

$$\tau_u = \frac{Vx}{b_0 .d} = \frac{161.20 * 10^3}{1000 * 170} = 0.94\ MPa \leq \frac{0.07\ .fc28}{\gamma b} = 1.16\ MPa \qquad (C.V)$$

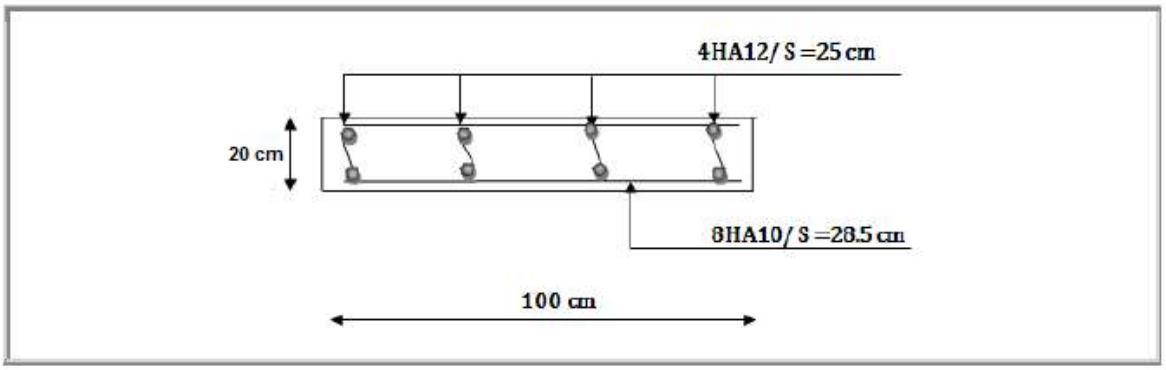


Figure6-17: Disposition de ferraillage du voile périphérique

Conclusion Générale

CONCLUSION :

Dans ce projet, on s'est astreint à l'établissement d'une note de calcul technique complète conformément aux règles en vigueur CBA 93 et RPA 99.

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 mixte (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 : la fonction, l'économie et l'esthétique.

Référence Bibliographie

Références Bibliographiques

Documents réglementaires :

- Règle de conception et de calcul de structures CBA93. [1]

(Document technique réglementaire D.T.R-B.C.2.41).

- Règles parasismiques Algérienne R.P.A99. [2]

(Document technique réglementaire D.T.R-B.C.2.48).

- Charges permanentes et surcharges d'exploitations D.T.R -B.C.22. [3]

Manuels techniques :

- cours de formation et cous Béton Armé de monsieur «BOUKENDAKDJI »

Logiciels :

- SAP 2000 v16
- ROBOT EXPERT 2010
- AUTOCAD 2010
- EXCEL