République Algérienne Démocratique et Populaire

Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique

UNIVERSITE YAHIA FARES DE MEDEA

Faculté des Sciences et de La Technologie

Département de Génie de la Matière

Filière: Génie Civil

Projet de fin d'etudes

Pour l'obtention du diplôme Master en Génie Civil

option:structures

Thème

Etude d'un hôtel (R+5) implanté à Alger

Etudié par :

GUERROUT Amal.

GACEM Chahrazad.

Encadré par:

M^me^ : LACHENANI. A

Promotion: juin 2016

اَللّٰهُمَّ صَلِّ عَلٰى مُحَمَّدٍ

وَّعَلٰى اٰلِ مُحَمَّدٍ كَمَا صَلَّيْتَ

عَلٰى اِبْرَاهِيْمَ وَعَلٰى اٰلِ اِبْرَاهِيْمَ

اِنَّكَ حَمِيْدٌ مَّجِيْدٌ ۝

اَللّٰهُمَّ بَارِكْ عَلٰى مُحَمَّدٍ وَّعَلٰى

اٰلِ مُحَمَّدٍ كَمَا بَارَكْتَ عَلٰى اٰ

اِبْرَاهِيْمَ وَعَلٰى اٰلِ اِبْرَاهِيْمَ

اِنَّكَ حَمِيْدٌ مَّجِيْدٌ ۝

REMERCIMENT

Nous tenons tout d'abord à remercier ALLAH pour nous avoir guidés vers le bon chemin de la lumière et du savoir et pour nous avoir donné du courage et de la volonté afin de pouvoir réaliser ce modeste travail.

Nous tenons à exprimer notre profonde gratitude à notre promotrice M^{me} **LACHENANI AMINA** pour le suivi de ce mémoire, pour son aide, sa patience et la confiance qu'elle nous a accordé.

Nous tenons à remercier : le président et les membres de jury pour avoir accepter de juger notre travail.

Nos sincères remerciements vont également à touts les enseignants du département de Génie civil de l'université de Médéa, et à touts les enseignants qui ont participé à notre formation.

Enfin nous remercions tous ceux qui ont contribué de prés ou de loin à la réalisation de ce mémoire.

CHAHRAZAD et AMAL

CHAHRAZAD et AMAL

Dédicaces

Je dédié ce modeste travail :

A mes très chers parents qui m'ont guidé durant les moments les plus pénibles de ce long chemin, ma mère qui a été à mes côtés et ma soutenu durant toute ma vie, et mon père qui a sacrifié toute sa vie afin de me voir devenir ce que je suis, merci mes parents.

A mes sœurs et mon petit frère.

A mon grand père et ma grande mère que je les souhaite une longue vie.

A toute ma famille sans exception.

A toutes mes amies.

Je remercie mon binôme **Amal** qui a contribué à la réalisation de ce modeste travail.

En fin, A tous mes collègues de ma promotion.



DEDICACES

Je m'incline devant «الله» le tout puissant qui m'a ouvert les portes

Du savoir et m'a aidé à la franchir.

Je dédie ce modeste travail :

A ma chère et tendre mère, source d'affectation d'amour, de courage

et d'inspiration qui a tant sacrifié pour me voir atteindre ce jour.

A mon père source de respect, en témoignage de ma grande

Reconnaissance pour tout l'effort et le soutien moral et

matériel qu' m'a toujours apporté.

A mes Grands parents

A mes très chères sœurs Nassima .Nawel, et

A mes très chers frères Walid. Mohamed

A toute la famille **GUERROUT, TOUAT.**

Mes oncles : Massoud, Mohamad, Ali, Houcine, Azzedine,

Brahim, Mekhtar, Abdelrazzek et Sofiane.

Mes très chères tentes : Bahia, Zahia, Massouda et Hakima.

A mes cousins : Abderakim, Mahdi, Fares.

A ma collègue et binôme **CHAHRAZAD** pour la quelle souhaite

une vie pleine de joie et de réussite.

A mes chères amis : Imane, Hafidha .

ous ceux que je porte dans mon cœur et je n'ai pu citer leurs

Noms.

AMAL

ملخص

يهدف هذا المشروع إلى دراسة فندق مـــــــكون من(طابق أرضي+5 طوابق) بباب الزوار في ولاية الجزائر و المصنفة ضمن المنطقة القوية زلزاليا (III).

مقاومة البناء لكل الحمولات العمودية والأفقية مضمونة ومحققة بواسطة بواسطة نظام العارضات والأعمدة +الجدران المسلحة.

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

- القـــــــواعد الجـــــــزائرية المـــــضادة للـــــزلازلRPA99 version 2003
- قـــــــانون الخـــــرسانـــــــــة المـــــــــسلحةCBA93

تمـــــت الدراسة الزلزالية وفق الطريقة الرقمية التي تعتمد أساسا على طريقة العناصر المنتهية باستعمال تقنيات حساب الهياكل باستعمال برنامج SAP 2000V.17 .

وفي الأخير قمنا بدراسة التحتية للبناية وهذا بحساب الأساسات.

Résumé :

Ce projet est une étude d'un hôtel (RDC+5) qui sera implanté à BAB ZOUAR à Wilaya d'ALGER. Cette région est classée dans la zone de forte sismicité (III). La résistance de la structure aux charges horizontales et verticales est assurée par un système de portique contreventé par des voiles.

Le dimensionnement et le calcul du ferraillage de tous les éléments résistants ont été établis conformément aux règlements algériens en vigueur (RPA99 version 2003 et CBA93). L'étude sismique a été menée suivant la méthode numérique basée sur la méthode des éléments finis en utilisant le logiciel «SAP 2000V.17».

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

Abstract:

This project is a study of a hotel purpose (ground+5 stories), it will be implanted at BAB ZOUAR in Algieres. this region is classified in the zone of high seismicity (III). The resistance of the structure elements to the horizontal and vertical loads is insured by a frame system with shear walls. The measurements and the design of reinforcement of all resistant elements were done according to the Algerian Standards (RPA 99 version 2003 and CBA 93). The seismic study has been realized according to the numerical method (finite elements method) using the program « Sap 2000 V .17».

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

TABLE DES MATIERES

Remerciements…….....

Résumé……

Liste des tableaux……..

Liste des figures…….

Notations…….....

Introduction générale……

Chapitre I : présentation de l'ouvrage

I. Introduction :……..……1

I.1. Présentationde l'ouvrage :……..…….1

I.2. Caractéristique géométriques de l'ouvrage :……..……....…….……1

I.2.1. Dimensions :…….……1

I.2.2. Système de contreventement :……...…….……5

I.2.3. Planchers :…….....5

I.2.4. Maçonnerie :…….……..5

I.2.5. L'acrotère :……..…….5

I.2.6. Escalier :…….....….5

I.3. Caractéristique mécaniques des matériaux : ……...…..5

I.3.1. Béton :…….....6

I.3.2. Béton armé :…….……..…..6

I.3.3. Acier :…….……..……8

I.3.3.1. Types d'acier :……...…..……..…8

I.4. Principe de calcul du CBA 9 :…….…..……...9

I.4.1. E.L.U de résistance :…….…….……..…9

I.4.2. A l'E.L.S……...…….……11

I.4.2.1. E.L.S de compression de béton :……11

I.4.2.2. E.L.S de contrainte limite de l'acier:……...……....11

I.4.3. Contrainte limite de l'acier :……..……..... 11

I.5. Conclusion : ……...……..12

Chapitre II : Prédimensionnement des éléments structuraux.

II.1. Introduction :……..…...13

II.2. Prédimensionnement des planchers :……..…….....13

II.2.1. Plancher à corps creux :……..…….....13

II.2.2. Planchers a dalles pleines :…….…..14

II.3. Évaluation des charges permanentes et surcharges d'exploitations……15

II.3.1. Plancher terrasse :……....…15

II.3.1.1. Charges permanentes :…….……..…15

II.3.1.2. Charges d'exploitation :……..…….…..16

II.3.2. Plancher courant :……..……..…….16

II.3.2.1. Charges permanentes :…….……..16

II.3.3. Maçonnerie :……...…….….17

II.3.3.1. Murs extérieurs (double-cloison) :…….……..…..17

II.3.3.2. Murs intérieurs (simple cloison) :……..……...….18

II.3.4.. charges d'exploitation : ……..…..…19

II.4. Pré dimensionnent des éléments résistants …….19

II.4. 1.Les poutres ……...19

II.4. 1.1. Poutres principales……...…….20

II.4. 1.2. Poutres secondaires ……....…..21

II.5. Prédimensionnement des poteaux :……..……21

II.5.1.Etapes de Prédimensionnement ……21

II.5.2.Détermination des charges ……23

II.6 .Prédimensionnement des poteaux……26

II.7. Prédimensionnement des Voiles ……....27

Chapitre III : Calcules des éléments secondaires.

III . Introduction ……..……..30

III. 1. Principe de calcul …….... 30

III.1.1 Dimensions et Modélisation de l'acrotère ……..…….……30

III.1.2. Evaluation des charges et surcharges ……30

III.1.3. calcul du Ferraillage ……..…….……31

III.1.4. Vérification a L'ELS…….....33

III.1.5. Vérification de l'effort tranchant…….... 35

III.1.6. vérification de l'acrotère au séisme ……..…..35

III.2. Planchers ……....36

III.2.1 Introduction ……36

III.2.2. Planchers à corps creux …….....……..36

III.2.2.1 Dimensionnement des poutrelles……..….36

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

III.2.2.3 : Ferraillage ……...……37

III.2.3.Calcul des étaiements ……...……38

III.2.3.1. Méthodes de calcul …….……39

III.2.3.2. Les types des planchers……. ……..…41

III.2.4.Ferraillage des poutrelles ……..……..63

III.2.4.1.Vérification de l'effort tranchant…….…. 66

III.2.4.2. Vérifications nécessaires ……...…….67

III.2.4.3.Vérification à l'ELS ……....67

III.2.4.4.Vérification de la flèche …….……..69

III.2.4.5. La table de compression ……72

III.2. Escalier ……..…73

III.2.1. Introduction ……73

III.2.2. Définition des éléments d'un escalier ……...……..…73

III. 2.3.Dimensionnement de 1er type d'escalier……..73

III.2.4.Evaluation des charges et surcharges……...74

III.2.5.Détermination des efforts…..……....75

III.2.6 Calcul du ferraillage …….……...79

III.2.7.vérification de l'effort tranchant ……..……..…80
III.2.8. Vérification à l'E.L.S……..…81
III.2.9.Vérification de la flèche ……..……81
III. 2.2.Dimensionnement de 2er type d'escalier…….……..83
III.2.3.Evaluation des charges et surcharges……..…83
III.2.4.Détermination des efforts…….84
III.2.5 .Calcul du ferraillage ……..……87
III.2.6vérification de l'effort tranchant ……...89
III.2.7. Vérification à l'E.L.S……...89
III.2.7.Vérification de la flèche …….…….90
III.3. Les dalles pleines…… ..92
III.3..1. Introduction……..……..92
III.3.2. Calcul des dalles pleines ……..……...92
III.2.3 Méthode de calcul…….92
III.3.4: Forme triangulaire ……..93
III.3. 4 .1 Evaluation des charges et surcharges ……93
III.3. 4 .2 Vérification à l'E.L.S……...96
III. 4 Dalle pleine rectangulaire……98
III.. 4 .1Vérification à l'E.L.S……101
III.. 4 .2Vérification de la flèche……...102
III.5.Dalle machine……104
III.5.1.Introduction ……...104
III.5.2. Pré dimensionnement ……..104
III.5.3. Déterminations des charges permanentes et d'exploitations ……..105
III .5.4. Calcul des sollicitations ……...105
III.5.5 Méthode de calcul ……..…105
III.5.5.1.Principe de calcul……105
III.5.5.2. Calcul du ferraillage……...107
III. 5.5.3Vérification de l'effort tranchant ……108
III. 5.5.4.Vérification a l'E.L.S ……109
III.5.5.5. Vérification de la flèche……109

Chapitre IV : Etude dynamique.

IV.1.Introduction ……..110
IV.2.Caractéristiques géométriques de la structure ……..110
IV.2.1.Centre de masse ……..…..110
IV.2.2.Centre de torsion ……..…..111
IV.2.3.Excentricité ……..……..112
IV.3.Choix de la méthode de calcul ……114
IV.3.1.Introduction ……...114
IV.3.2 Critères de classification par RPA 99 version 2003 ……114
IV.3.2.1 Classification des zones sismiques ……114
IV.3.2.2. Classification de site ……..……..……115
IV.3.2.3. Classification de l'ouvrage ……..…..115
IV.3.3. Analyse de la structure ……115
IV.3.4. Méthode dynamique modale spectrale ……...……..116
IV.3.4.1. Principe ……..….116
IV.3.4.2.Modélisation ……..……..…….……..116
IV.3.4.3.Le spectre de réponse de calcul …….....……..116
IV.4. Résultats et vérifications de l'analyse dynamique ……....…….120
IV.4.1.Vérification de comportement des trois premiers modes……...120
IV.4.2.vérification de participation massique …….…….122
IV.4.4.Vérification de la stabilité au renversement ……..125
V.4.4.1 :Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur ……...126
IV.4.4.2 :Moment de renversement……...127
IV.4.4.3.Moment stabilisant ……128
IV.4.4.3.Moment stabilisant ……129
IV.4.6.Vérification des déplacements en tête ……...130
IV.4.7.Vérification vis à vis de l'effet P-Δ ……..….131
IV.4.8.Vérification de cisaillement des éléments……..132
IV.4.9 :Vérification de l'effort normal réduit à la base ……134
IV.5.Conclusion général ……...134

Chapitre V : ferraillage des éléments structuraux .

V.1. Introduction ……..135
V.2. Les combinaisons des charges……135
V.3.Ferraillage des poutres…….135
V.3.1. Recommandation des règlements:……...136
V.3.2.Calcul des armatures longitudinales ……137
V.3.3. Vérification des contraintes à l'E.L.S ……138
V.3.4. Vérification des contraintes de cisaillement……140
V.3.5. Calcul des armatures transversales ……142
V.3.6. Vérification de la flèche ……..143
V.4.Ferraillage des poteaux……...…145
V.4.1. Recommandation des règlements ……...145
V.4.2.Calcul des aciers longitudinaux à l'E.L.U…….146
V.4.2.1. Etat limite de résistance ……...146
V.4.2.2.Etat limite de stabilité de forme ……146
V.4.3. Vérification des contraintes à l'E.L.S …….....……148
V.4.4. Justification des poteaux vis-à-vis de l'effort tranchant ……..150
V.4.4.1.Contrainte de cisaillement ……150
V.4.4.2.Calcul des aciers transversaux ……..151
V.5.Ferraillage des voiles ……..153
V.5.1.Introduction ……..…153
V.5.2. Les voiles pleins ……..153
V.5.3 Méthode de calcul ……153
V.5.4.. Recommandations des règlements …….153
V.5.5.Ferraillage des voiles pleins …….154
V.5.5.1.Armatures verticales …….159
V.5.5.2. Calcul des armateurs horizontaux ……159

Chapitre VI : étude de l'infrastructure

VI.1. Introduction ……..……..……161

VI.2.Reconnaissance des lieux et du sol……..……161

VI.3. Choix du Type de fondation …….…….…….……161

VI4.Dimensionnement et calcul des semelles……..……161

VI.4.1 .Les semelles isolées : ……...……..…….……161

VI.4.2 .Semelles filantes ……..……..……..……164

VI .5.Ferraillage longitudinale: «La poutre de libage » …….…….……169

VI.5.1.Calcul des moments : ……..…….…….……172

VI.5.2.Calcul du ferraillage ……..…….…….……172

VI.6. Les longrines : ……..…….…….……174

VI.6.1. Introduction : ……..…….…….……...…….174

VI.6.2. Pré dimensionnement : ……..……..…….174

VI.6.3. Sollicitations: ……..…….…….……..……...174

VI.6.4. Ferraillage...……..……..…….…….……...175

Conclusion générale………..……..…….…….……...177

LISTE DES TABLEAUX

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage

Tableau I.1 : Caractéristiques mécaniques des aciers…….....8

Tableau I. 2: les divers états-limites……..…….....9

Chapitre II: Prédimensionnement des éléments structuraux.

Tableau II.1 : charges permanentes du plancher terrasse inaccessible (corps creux) ….……....15

Tableau II.2 : charges permanentes du plancher courant (corps creux)…….……..….....16

Tableau II.3 : charges permanentes du mur double cloison……..…….....17

Tableau II.4 : charges permanentes du mur simple cloison…….……....….....18

Tableau II. 5: charges d'exploitation…….…….....19

Tableau II.6: Détermination des charges et surcharges……...……....22

Tableau II.7 : Tableau des surcharges d'exploitation…..……....25

Tableau II.8: Détermination de l'effort normal ultime Nu de chaque niveau…….….25

Tableau II.9: Détermination de la section du poteau carré de chaque niveau…….....26

Tableau II.10 : vérifications de coffrage des poteaux…….…..…..….26

Tableau II.11. Vérification aux zones nodales…….…..…….….27

Tableau II.12: Détermination des sections des voiles……..…….....29

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires.

TableauIII.1: les charges de la poutrelle avant collage…….……..37

TableauIII.2: Calcul des moments…….……..37

Tableau III.3: Calcul des étaiements……...….....39

Tableau III.4 : Poutrelles à deux travées (les moments et les efforts tranchants à ELU)..……42

Tableau III.5 : Poutrelles à deux travées (les moments et les efforts tranchants à ELS)..……..42

Tableau III.6 : Poutrelles à deux travées (les moments et les efforts tranchants à ELU)….....44

Tableau III .7 : Poutrelles à deux travées (les moments et les efforts tranchants à ELS)….....44

Tableau III.8 : Poutrelles à trois travées (les moments et les efforts tranchants à ELU) ….....45

Tableau.III.9 : Poutrelles à trois travées (les moments et les efforts tranchants à ELS)……..45

Tableau III .10. Poutrelles à quatre travées (les moments et les efforts à tranchants ELU)….. .47

Tableau III.11 : Poutrelles à quatre travées (les moments et les efforts tranchants à ELS)…….47

Tableau III.12 : Poutrelles à quatre travées (les moments et les efforts tranchants à ELU)…....48

Tableau III.13. Poutrelles à quatre travées (les moments et les efforts tranchants à ELS)…....48

Tableau III.14. Poutrelles à deux travées (les moments et les efforts tranchants à ELU)…....50

Tableau.III.15. Poutrelles à deux travées (les moments et les efforts tranchants à ELS)……...50

Tableau III.16. Poutrelles à trois travées (les moments et les efforts tranchants à ELU)……...51

Tableau III.17. Poutrelles à trois travées (les moments et les efforts tranchants à ELS)……...51

Tableau III.18. Poutrelles à trois travées (les moments et les efforts tranchants à ELU)……..53

Tableau III.19. Poutrelles à trois travées (les moments et les efforts tranchants à ELS)……...53

Tableau III.20: Poutrelles à trois travées (les moments et les efforts tranchants à ELU)……...54

Tableau III.21: Poutrelles à trois travées (les moments et les efforts tranchants à ELS)……...54

Tableau III.22: Poutrelles à quatre travées (les moments et les efforts tranchants à ELU).. ….56

Tableau III.23 : Poutrelles à quatre travées (les moments et les efforts tranchants à ELS)..…...56

Tableau III.24 : Poutrelle à deux travées (les moments et les efforts tranchants à ELU)…...…..57

Tableau III.25 : Poutrelle à deux travées (les moments et les efforts tranchants à ELS)…….57

Tableau III.26 : Poutrelle à trois travée (les moments et les efforts tranchants à ELU). ……...59

Tableau III.27 : Poutrelle à trois travée (les moments et les efforts tranchants à ELS)…….59

Tableau III.28 : Poutrelle à une seule travée (les moments et les efforts tranchants à ELU).....60

Tableau III.29 : Poutrelle à une seule travée (les moments et les efforts tranchants ELS)……60

Tableau III. 30 : Poutrelles à deux travées (les moments et les efforts tranchants à ELU)…….62

Tableau III.31: Poutrelles à deux travées (les moments et les efforts tranchants à ELS)…… ...62

Tableau II.32 :Les moments et les efforts tranchants max des poutrelles à L' ELU et à L'ELS……...63

Tableau III.33. Détermination des sections d'acier des poutrelles…….……..…...65

Tableau III.34. Vérification de contrainte de cisaillement…….……..66

Tableau III.35 : Vérification de l'axe neutre …….. ...67

Tableau III.36 : Vérification à l'ELS en travée. ……...…….68

Tableau III.37 : Vérification de l'axe neutre. ……...……..…68

Tableau III.38:Vérification à l'ELS en appuis……..…...68

Tableau III.39 : Vérification de l'axe neutre. ……...……..……70

Tableau III.40 : Vérification préliminaire de la flèche……...……..……..70

Tableau III.41 :calcul de l'axe neutre……...……...70

Tableau III.42 : Détermination de l'axe neutre……...……71

Tableau III.43: Calcul de la flèche des poutrelles…….....71

Tableau III 44 : Evaluation des charges permanentes de la paillasse de l'escalier..……74

Tableau III.45: Combinaison des charges de l'escalier……..……..75

Tableau III 46: sollicitations dans l'escalier à ELU…….……..…….75

Tableau III.47: Récapitulation des résultats à l'ELU…….……..76

Tableau III.48: sollicitations dans l'escalier à ELS……...…….77

Tableau III.49: Récapitulation des résultats à l'ELS…….……...…..78

Tableau.III.50. Récapitulation des résultats…….……....78

Tableau III.51: caractéristique de béton et de l'acier…….……79

Tableau III.52: les résultats de la flexion simple…….…….……..79

Tableau III.53: Armatures de répartition…….……80

Tableau III.54: Vérification de l'espacement……..80

Tableau III.55: Vérification des contraintes à l'ELS…….....81

Tableau III.56: Récapitulation des résultats de la flèche…….…82

Tableau III.57: Evaluation des charges permanentes de la paillasse de l'escalier……...……83

Tableau III.58: Evaluation des charges permanentes de la paillasse de l'escalier…….....84

Tableau III.59: sollicitations dans l'escalier à ELU……85

Tableau III.60: Récapitulation des résultats à l'ELU……..85

Tableau III.61: sollicitations dans l'escalier à ELS……86

Tableau III.62: Récapitulation des résultats à l'ELS……...86

Tableau III.63 : caractéristique de béton et de l'acier. ……87

Tableau III.64: les résultats de la flexion simple……...…..87

Tableau III.65: Les armatures de répartition……...88

Tableau III.66: Vérification de l'espacement……..88

Tableau III.67 : Vérification des contraintes à l'ELS…….....89

Tableau III.68: Récapitulation des résultats de la flèche……...……..91

Tableau III.69: Détermination des chargements de la dalle triangulaire ……93

Tableau III.70: ferraillage de la dalle pleine. ……..95

Tableau III.71: Calcul de la flèche de la dalle triangulaire ……97

Tableau III.72: Détermination des chargements de la dalle rectangulaire …….....98

Tableau III.73: Calcul des sections de la dalle pleine rectangulaire……..…… ...100
Tableau III.74: Calcul de la flèche de la dalle pleine rectangulaire ……..103
Tableau III.75. Détermination des charges de la dalle machine …… ……..105
Tableau III.76 : les données …….…..107
Tableau III.77 : Calcul du ferraillage…….....107
Tableau III.78 : Vérification des contraintes à l'ELS…….....109

Chapitre IV : Étude dynamique

Tableau IV.1. Calcul du centre de masse de la structure…….……....111
Tableau IV.2 .Calcul du centre de torsion…….……..….112
Tableau. IV.3. Calcul de l'excentricité statique…….…….…113
Tableau. IV.4. Calcul d'excentricité accidentelle…….……..…….113
Tableau. IV.5. Calcul de l'excentricité: totale……..……..……114
Tableau. IV.6.Coefficient d'accélération A……..…..…..117
Tableau .IV.7. Valeur de ξ (%)…….……...……117
Tableau .IV.8.Valeur du coefficient de comportement R……..…..…..117
Tableau .IV.9. Justification de coefficient de comportement R suivant X……...…..118
Tableau .IV.10. Justification de coefficient de comportement R suivant Y…….…..……..118
Tableau .IV.11.détermination du facteur de qualité……..…..……119
Tableau .IV.12 Valeurs de T_1 et T_2…….…..……119
Tableau. IV.13. Le comportement des trois premiers modes…….…..……121
Tableau IV.14. Périodes et coefficients de participation massique…….……122
Tableau .IV.15. Valeur du coefficient de pondération β……...…...124
Tableau. IV.16. Calcul de la force sismique……...……124
Tableau. IV.17. Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul……...…..124
Tableau. IV.18. Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul…….……125
Tableau. IV.19 : Forces sismiques selon la hauteur suivant X…….…..126
Tableau. IV.20: Calcul du moment de renversement……...…….…..…127
Tableau. IV.21 :Calcul du moment stabilisant…….……..128
Tableau. IV.22 : Vérification de stabilisation…….…...…128
Tableau. IV.23 : Vérification des déplacements inter-étage sens X…….…….…129
Tableau. IV.24 : Vérification des déplacements inter-étage sens **Y**……..…….…...…130

Tableau. IV.25 : Vérification des déplacements en tête……131

Tableau. IV.26 : Vérification l'effet P-Δ sens X…….....…131

Tableau IV.27 : Vérification l'effet P-Δ sens Y…….....132

Tableau IV.28 : Vérification de cisaillement des poutres……..……132

Tableau IV.29 : Vérification de cisaillement des poteaux suivant (x)……...133

Tableau IV.30 : Vérification de cisaillement des poteaux suivant (y)……...133

Tableau IV.31 : Vérification de l'effort normal réduit à la base……134

Chapitre V : ferraillage des éléments structuraux

Tableau. V.1. Les données de calcul …….……..…..135

Tableau. V.2. Section des armatures longitudinales des poutres principales…….……137

Tableau. V.3. Section des armatures longitudinales des poutres secondaires……138

Tableau. V.4. Vérification des poutres principales à l'E.L.S……..…139

Tableau. V.5. Vérification des poutres secondaires à l'E.L.S.……140

Tableau V.6.Calcul de $\bar{\tau}_u$ ……...….141

Tableau V.7. Contraintes de cisaillement dans les poutres porteuses. …….……..….141

Tableau V.8. Contraintes de cisaillement dans les poutres non porteuses…….……..142

Tableau V.9. Calcul des armatures transversales et leurs espacements …….…….....143

Tableau V.10. Vérification de la flèche des poutres principales……..…..…..143

Tableau V.11. Vérification de la flèche des poutres secondairess……...…..…..144

Tableau V.12. Les données de calcul…….…....…..146

Tableau V.13. Sections des armatures longitudinales des poteaux…….……...….147

Tableau V.14. Vérification des contraintes à l'E.L.S…….....……...148

Tableau V.15: Vérification des poteaux vis-à-vis de l'effort tranchant……..…..…151

Tableau .V.16. Les armatures transversales et leurs espacements……..…..152

Tableau. V.17. Vérification de la quantité d'armatures transversales……..…152

Tableau .V.18 : Les données de calcul**.** …….……..…….155

Tableau .V.19. Calcul des armateurs verticaux des voiles pleins……..……..…..155

Tableau .V.20. Vérification des armateurs verticaux selon la condition RPA et CBA ……..….156

Tableau .V.21. Vérification des armatures a ELS des voiles pleins. ……..….159

Tableau .V.22. Calcul des armateurs horizontaux des voiles pleins……..…….159

Chapitre V I :Étude de l'infrastructure

Tableau VI.1.Récapitulatif pour le dimensionnement des semelles isolées……..….162

Tableau VI.2 .Vérification des contraintes…….……....163

Tableau VI. 3 : Vérification de chevauchement…….……..…..164

Tableau VI.4 : Dimensions des semelles filantes sous voiles et poteaux……..…….165

Tableau VI.5 : semelles filantes sous poteaux……..…….166

Tableau VI.6. Armatures principales des semelles filantes……..…...167

Tableau VI.7 : armatures de répartition des semelles filantes…….…..…….….…168

Tableau.VI.8 :Vérification des longueurs de scellement…….……..…..169

Tableau.VI.9.Vérification de la stabilité au renversement de semelles filantes…….….169

Tableau.VI.10. Détermination de la hauteur de libage des semelles……..…….…170

Tableau.VI.11. Détermination des valeurs de q des poutres de libages……..…….....171

Tableau.VI.12. Détermination des moments de la poutre de libage…….……..171

Tableau VI.13.Détermination des moments des poutres de libages…….…....172

Tableau.VI.14.Ferraillage longitudinale à l'ELU des poutres de libages…….…..….172

Tableau.VI.15.Vérification des contraints à L'ELS…….…..……..173

Tableau.VI.16. Calcul des armatures transversales de la poutre de libage……..…….…..174

LES FIGURES

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage

Figure I.1 : façade principale ……1

Figure I.2 : façade lateral ……2

Figure I.3 : RDC……2

Figure I.4: plan de étage ……3

Figure I.5 : plan de terrasse……3

Figure I.6 : plan de toiture……4

Figure I.7 : coupe AA ……4

Figure I8 : Déformation d'une éprouvette……7

Figure I.9: Diagramme contrainte déformation du béton……9

Figure I.10 : Diagramme contrainte-déformation de l'acier du béton……10

Chapitre II : Prédimensionnement des éléments structuraux.

Figure II.1 : Plancher à corps creux……14

Figure II.2 : Dimensionnement du corps creux……14

Figure. II .3: Composants d'un plancher terrasse. ……16

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

Figure II.5 : simple et double cloisons. ……18

Figure II .6: Dimensionnement de la poutre. ……19

Figure II.7: Section réduite du Poteau. ……22

Figure II.8: représentation du poteau le plus sollicité. ……23

Figure II.9 : plancher supportée par le poteau le plus sollicité……23

Figure II.10: Coupe d'un voile en plan. ……28

Figure II.11: coupe d'un voile en élévation. ……28

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires.

Figure III.1 : L'acrotère……30

Figure III.2 : Les diagrammes de moment d'effort tranchant et l'effort normal……31

Figure III .3 : Section de B.A à l'E.L.U……32

Figure III.4 : Schéma de Ferraillage de l'acrotère……35

Figure.III.5 : Dimensionnement du corps creux……36

Figure.III.6 : Dimensionnement des poutrelles……36

Fig. III.7 : Poutrelle avant coulage……..……..37

Figure.III.8 : Choix de disposition des étaiements ……..38

Figure.III.9 : un seul étaiement ……....38

Figure.III.10 : deux étaiements ……38

Figure.III 11: trois étaiements……...39

Figure.III.12. les types de plancher de la terrasse. ……..……..…41

Figure.III.13 : les types des planchers des étages courants.…….…….. ...42

Figure.III.14 : Diagrammes des moments fléchissants …….....43

Figure.III.15 : Diagrammes des Efforts tranchants …….…….43

Figure.III.16 ; Diagrammes des moments fléchissants……44

Figure.III.17 ; Diagrammes des Efforts tranchants ……..…….……...45

Figure.III.18 : Diagrammes des moments fléchissants…….46

Figure.III.19 : Diagrammes des Efforts tranchants…….....46

Figure.III.20 : Diagrammes des moments fléchissants…….47

Figure.III.21 : Diagrammes des Efforts tranchants……...48

Figure.III.22 : Diagrammes des moments fléchissants. ……..49

Figure.III.23: Diagrammes des Efforts tranchants ……...49

Figure.III.24. Diagrammes des moments fléchissants. ……...50

Figure.III.25 : Diagrammes des Efforts tranchants. ……51

Figure.III.26 : Diagrammes des moments fléchissants…….. ……..52

Figure.III.27 : Diagrammes des Efforts tranchants…….....52

Figure.III.28 : Diagrammes des moments fléchissants. …….....53

Figure.III.29 : Diagrammes des Efforts tranchants……..54

Figure.III.30 : Diagrammes des moments fléchissants. ……...55

Figure.III.31 : Diagrammes des Efforts tranchants……..55

Figure.III.32: Diagrammes des moments fléchissants……..56

Figure.III.33 : Diagrammes des Efforts tranchants……...57

Figure.III.34 : Diagrammes des moments fléchissants……...….58

Figure.III.35 : Diagrammes des Efforts tranchants ……..58

Figure.III.36 : Diagrammes des moments fléchissants …….……59

Figure.III.37 : Diagrammes des Efforts tranchants ……..60

Figure.III.38 : Diagrammes des moments fléchissants. ……..61

Figure.III. 39 : Diagrammes des Efforts tranchants…….. ……...61

Figure.III.40 : Diagrammes des moments fléchissants……..62

Figure.III.41 : Diagrammes des Efforts tranchants……....63

Figure. III.42 : Section de béton des poutrelles. ……...64

FigureIII.43: Coupe de section rectangulaire et section en T …..**.....**64

Figure III.44: ferraillage des poutrelles d'appui, et en travée……....71

Figure III.45: 1er type d'escalier……...73

Figure III.46: schéma statique de 1er type d'escalier……..74

Figure III.47: Chargement dans l'escalier à ELU……....75

Figure III.48: Diagramme des sollicitations de l'escalier (type 1) à l'E.L.U……..76

Figure III.49 : Chargement dans l'escalier à L.E.L.S……77

Figure III.50: Diagramme des sollicitations de l'escalier (type 1) à l'E.L.S……...78

Figure III.51: 2eme type d'escalier……83

Figure III.52: Chargement dans l'escalier à ELU……84

Figure III.53: Diagramme des sollicitations de l'escalier (type 2) à l'E.L.U……...85

Figure III.54 : Chargement dans l'escalier à L.E.L.S…….……85

Figure III.55 : Diagramme des sollicitations de l'escalier (type 2) à l'E.L.S……..87

Figure III.56: Ligne de rupture de Panneau triangulaire dans la terrasse …. ……92

Figure III.57 : la dalle pleine de forme triangulaire ……93

Figure III .58: Ferraillage de la dalle pleine triangulaire ……. ……98

Figure III .59: la dalle pleine de forme rectangulaire ……..98

Figure III .60 : Ferraillage de la dalle pleine rectangulaire……. ……103

Figure III.61 : Ascenseur avec local machine……...104

Figure III. 61 : Dimensions de la dalle machine……...104

Figure III.63 : Lignes de rupture dans la dalle machine……106

Chapitre IV : Etude dynamique.

Figure. IV.1 :Disposition des voiles……..110

Figure. IV.2 :Disposition des voiles en 3 D……..115

Figure IV.3 :Modélisation de la structure étudiée…….116

Figure. IV.4 :Spectres de réponse……....120

Figure. IV.5 :Le comportement de 1er mode……..……...121

Figure. IV.6 :Le comportement de 2ème mode. ……..…121

Figure. IV.7 :Le comportement de 3ème mode……121

Figure. IV.8.Les forces agissent sur la stabilité au renversement……..125

Figure. IV.9 : Distribution des forces sismiques……126

Figure. IV.10 :Distribution de la force sismique……...127

Figure. IV.11 :déplacements en tête……..130

Chapitre V : ferraillage des éléments structuraux

Figure V.1 : Ferraillage des poutres principales……..…..145

Figure V.2 : Ferraillage des poutres secondaire……145

Figure V. 3 : Ferraillage des poteaux……....149

Chapitre V I : étude de l'infrastructure

Figure VI.1 :Dimensions de la semelle isolée ……....162

Figure VI.2 :. Plan de fondation……...163

Figure.VI 3 : Les bulles de pression……....164

Figure VI.4 : proposition des semelles filantes……....166

Figure VI.5: Schema represente poutre de libage……...….170

Figure VI.6 : La charge répartie sur la poutre de libage…….....170

Figure VI.7 :Armatures de peau…….…...…173

Figure.VI.8 :Ferraillage de la longrine……..176

NOTATIONS

- **Majuscules romaines :**

A : Section d'acier tendue.

A' : Section d'acier comprimée.

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

Av: Section d'armatures verticales.

Ah: Section d'armatures horizontales.

At: Section d'armatures transversales.

B : Section du béton.

Br: Section réduite du béton.

Lt: Longueur de la section tendue.

Lc : Longueur de la section courante.

E_l: Module de déformation longitudinale différée du béton.

Ei: Module de déformation longitudinale instantanée du béton.

I : moment d'inertie.

M_0: Moment fléchissant.

Mt: Moment fléchissant en travée.

Ma : Moment fléchissant en appui.

Mu: Moment fléchissant à l'état limite ultime.

Mser: Moment fléchissant à l'état limite de service.

N : Effort normal.

Nu: Effort normal ultime.

Nser: Effort normal de service.

Vu: Effort tranchant ultime.

G : Charge permanente.

Q : Charge d'exploitation.

E : Charge sismique.

W : Poids.

St: Espacement d'armatures transversales.

Sv: Espacement d'armatures verticales.

Sh: Espacement d'armatures horizontales.

- **Minuscules romaines :**

h : Hauteur de la section du béton.

b : Largeur de la section du béton.

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

c, c' : Enrobage inférieur et supérieur.

d : Hauteur utile de la section du béton.

f : Flèche.

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

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

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

fc28 : Résistance caractéristique du béton à la tractio n à 28 jours.

fe: Limite d'élasticité de l'acier.

i : Rayon de giration.

lf : Longueur de flambement.

- **Majuscules grecques :**

Δ : Variation.

∑ : Somme.

Ø : Diamètre nominal d'une barre d'acier.

$Ø_v$: Diamètre des armatures verticales.

$Ø_h$: Diamètre des armatures horizontales.

$Ø_t$: Diamètre des armatures transversales.

- **Minuscules grecques :**

α : Angle.

γ_b: Coefficient de sécurité pour le béton.

γ_s: Coefficient de sécurité pour l'acier.

γ_h: Poids volumique humide du sol.

φ : Angle de frottement.

η : Coefficient de fissuration.

σ_{sol} Contrainte normale du sol.

σ_b : Contrainte normale dans le béton.

σ_s : Contrainte normale dans l'acier.

τb: Contrainte tangentielle dans le béton.

λ : Elancement mécanique.

μ : Coefficient de frottement.

υ : Coefficient de POISSON.

δ : Déplacement.

- **Autres notations :**

E.L.U : Etat limite ultime .

E.L.S : Etat limite de service.

C.V : Condition vérifiée.

C.N.V : Condition non vérifiée.

ACC : Accidentelle.

S.F : Semelle filante.

P.L : Poutre de libage.

Introduction générale

Le présent travail est une étude technique complète de dimensionnement d'un hôtel (R+5), qui est situé à **BAB ZOUAR** wilaya **d'ALGER.**

L'étude de ce projet sera menée selon les étapes principales suivantes:

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

Dans Le 4eme chapitre, on présente d'abord les différents caractéristiques géométriques de la structure qui interviennent dans la réponse dynamique, on a fait l'analyse dynamique de la structure en utilisant le logiciel de calcul « SAP 2000V.17 ».

L'objectif du cinquième chapitre est l'étude des portiques et voiles sous l'action des différentes combinaisons des efforts verticaux et horizontaux et l'adoption du ferraillage de la structure.

Finalement, l'estimation des sollicitations envisagées au niveau de l'infrastructure, choix de type de fondation le plus convenable, calcul et ferraillage de l'ensemble des éléments qui assurent la stabilité de superstructure, c'est l'objet du chapitre VI.

Chapitre I

Présentation de l'ouvrage

I : Introduction :

Ce projet porte sur l'étude d'un hôtel (R+5) qui sera implanté à **Bab Zouar** (wilaya d'Alger) qui est classée comme zone de forte sismicité (III) selon le classement des zones établit par le règlement parasismique Algérien (RPA 99 version 2003).

I.1. Présentation de l'ouvrage :

Ce projet est un hôtel constitué d'un seul bloc, de forme en plan irrégulière. Il est composé :

- 01 RDC (parking+ réception).
- 05 étages.

I. 2.Caractéristiques géométriques de l'ouvrage :

I. 2.1. Dimensions :

- **Dimensions en élévation :**

Hauteur totale du bâtiment ……20.40 m
Hauteur du rez-de-chaussée….3,40m
Hauteur de l'étage courant ……....3,40 m

- **Dimensions en plan :**

Longueur totale en plan …….. 39,35m
Largeur totale en plan ……16.35 m



Figure I.1 : façade principale

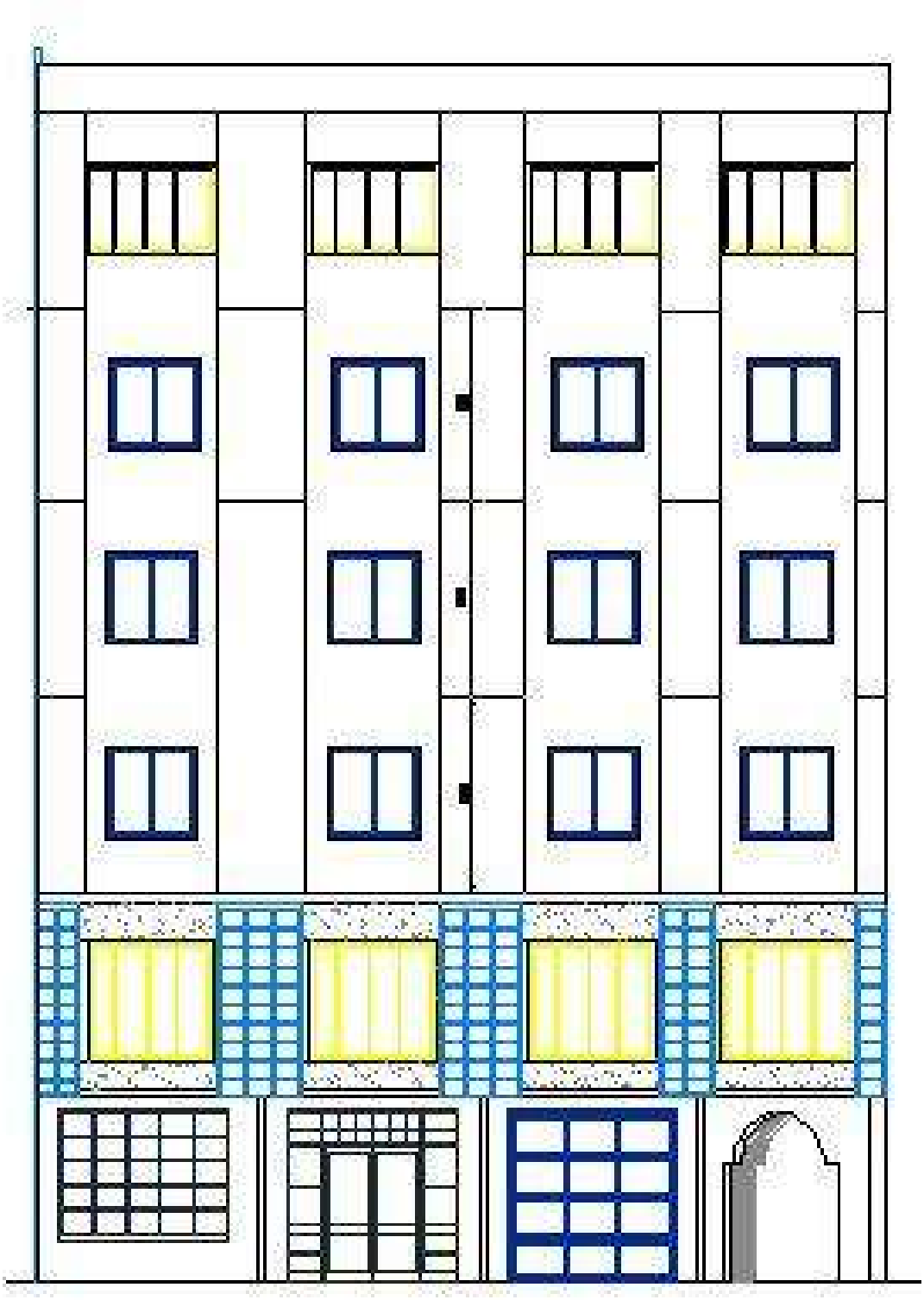


Figure I.2 : façade latéral.

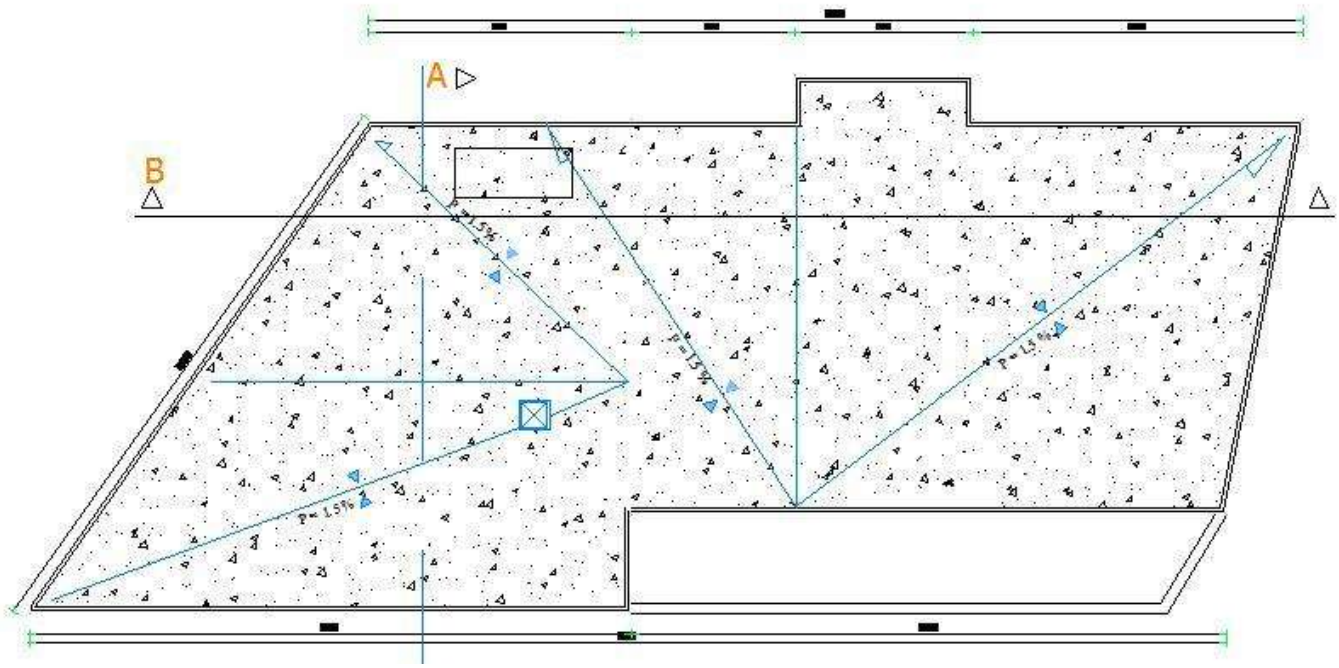


Figure I.6: plan de toiture.

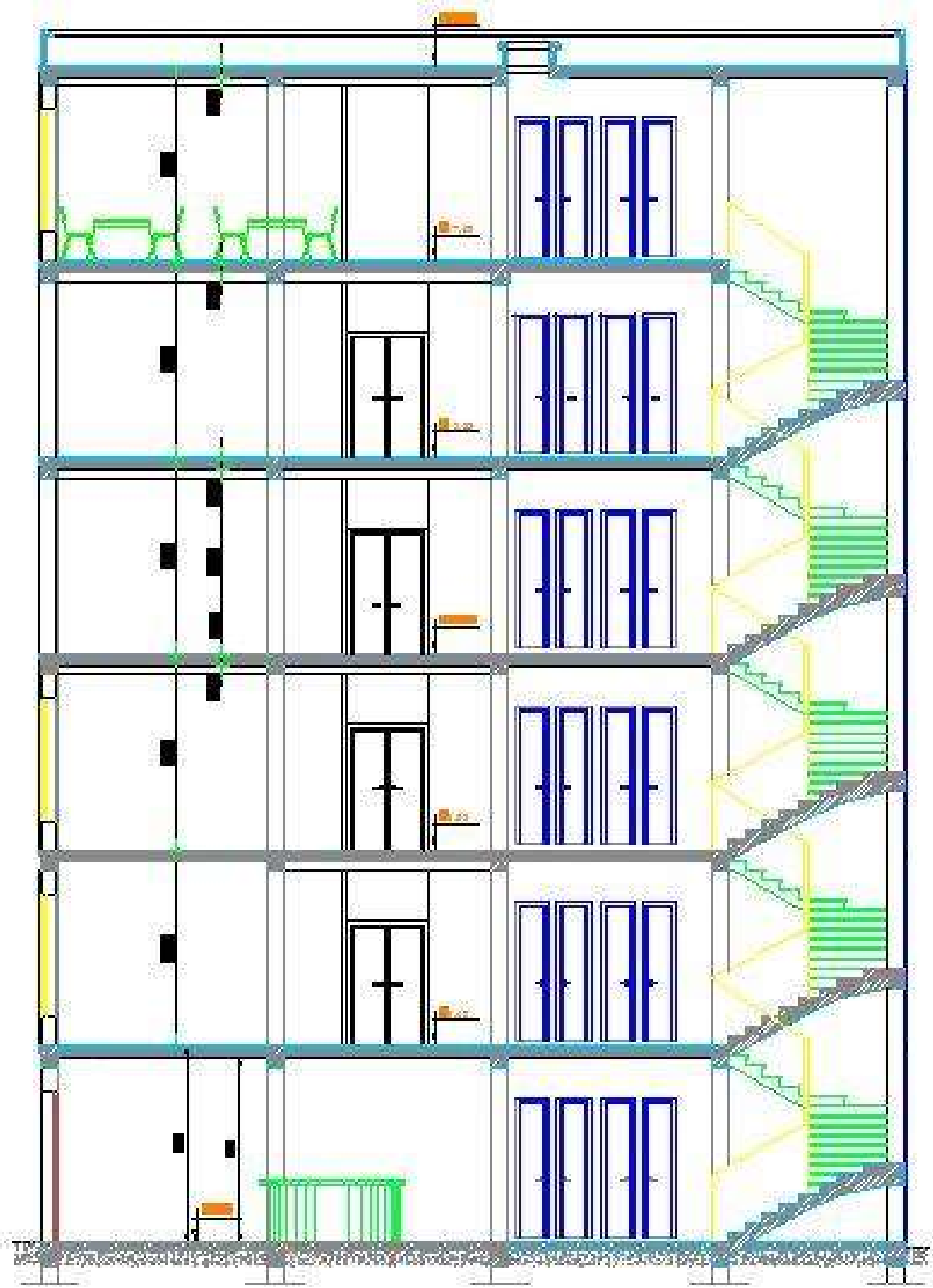


Figure I.7 : coupe A A .

I. 2.2. Système de contreventement :

La hauteur du bloc étudié dépasse les 11m, donc le Règlement Parasismique Algérien "RPA99 version 2003" préconise « un système de contreventement constitué par des voiles porteurs en béton armé ».

Le système est constitué de voiles uniquement ou de voiles et de portiques. Dans ce dernier cas les voiles reprennent plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales. On considère que la sollicitation horizontale est reprise uniquement par les voiles.

I. 2.3. Planchers :

Nous avons utilisé deux types de planchers (Plancher à corps creux et Plancher à dalle pleine) dont le rôle est de résister aux charges verticales et les transmettre aux éléments porteurs de la structure, notamment les poutres et les poteaux.

I. 2.4. Maçonnerie :

La maçonnerie du bâtiment sera exécutée en briques creuses.

- Murs extérieurs (double cloison) :

Deux cloisons en briques creuses de 10 cm d'épaisseur, séparées par une lame d'air de5 cm.

- Murs intérieurs (simple cloison) de 10 cm.

I.2.5. L'acrotère :

Au niveau de la terrasse, la structure est entourée d'un acrotère (élément secondaire) conçu en béton armé coulé sur place, de 60cm de hauteur et 10 cm d'épaisseur. Son rôle principal est d'éviter le débordement des eaux pluviales sur les murs extérieurs (empêcher leur ruissellement par le larmier).

I. 2.6. Escalier :

La circulation entre les étages de notre structure est assurée par deux escaliers balancés sans palier intermédiaire, ils commencent à partir du RDC, et assurent la circulation jusqu'à le dernier étage.

I.3. Caractéristique mécaniques des matériaux :

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

I.3.1. Béton :

Le béton est constitué par un mélange hétérogène de matériaux inertes appelés « granulats » (sable, gravier) avec du ciment et de l'eau.

I.3.1.1 caractéristique du Béton :

- Facile à le fabriquer et à le mettre en œuvre sur chantier.
- Bonne résistance aux actions climatiques.
- Bonne résistance à la compression.
- Faible résistance à la traction.

➢ **ciment :**

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

- ❖ Résistance mécanique.
- ❖ Imperméabilité à l'eau.
- ❖ Pour notre ouvrage, on utilisera le ciment portland artificiel (**CEMII/A 42.5)**

➢ **Granulats :**

Le béton est constitué de deux types de granulats :

- ❖ Sable de dimension inférieure à **5 mm.**
- ❖ Gravier de dimension inférieur à **25mm (3/8, 8/15** et **15/25**).

➢ **Eau de gâchage :**

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

I.3.2. Béton armé :

Le béton armé est un matériau obtenu en enrobant dans du béton des aciers disposés de manière à équilibrer les efforts auxquels le béton résiste mal « effort de traction ».
Les deux matériaux (béton, acier) n'agissent pas l'un sur l'autre chimiquement et ils ont le même coefficient de dilatation thermique et une bonne adhérence l'un à l'autre.

I.3.2.1. Résistance du béton :

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

➢ **Résistance caractéristique à la compression :**

Dans le cas courant, le béton est défini au point de vue mécanique par sa résistance à la compression à vingt-huit (28) jours d'âge ; cette résistance est mesurée sur des cylindres droits de révolution de 200cm² de section (ϕ = 16cm) et ayant une hauteur double de leur diamètre (H = 32cm). Pour des bétons d'un âge « J » inférieur à 28 jours, la résistance caractéristique à la compression est donnée par les formules suivantes :

$$F_{cJ} = \frac{J}{4{,}76 + 0{,}83J} \times f_{c28} \qquad \text{pour } f_{c28} \leq 40\ Mpa \qquad \textbf{[2]}$$

$$F_{cJ} = \frac{J}{1{,}4 + 0{,}95J} \times f_{c28} \qquad \text{pour } f_{c28} > 40\ Mpa$$

Lorsque l'âge du béton dépasse les 28 jours, on peut admettre une résistance au plus égale à $1.10\, f_{c28}$ à condition que le béton ne soit pas traité thermiquement.

- **Résistance caractéristique à la traction :**

La résistance à la traction du béton à "J" jours, désignée par " f_{tj} " est déterminée par trois essais :

1. En traction directe ;
2. En traction par fondage ;
3. En traction par flexion.

La résistance à la traction du béton f_{tj} est déduite de celle à la compression par le biais de la relation:

$f_{tJ} = 0{,}6 + 0{,}06 f_{cJ}$ avec : f_{cJ} *et* f_{tJ} en MPa

- **Coefficient de POISSON (υ) :**

Le coefficient de poisson représente la variation relative de dimension transversale d'une pièce soumise à une variation relative de dimension longitudinale.

$$\frac{\text{Allongement dans le sens transversal}}{\text{Raccourcissement longitudinal}} = \frac{\Delta_{a/a}}{\Delta_{l/l}} \qquad [1]$$

Le coefficient de POISSON est pris égal à :

- ν = 0,2 pour le calcul des déformations et pour les justifications aux états-limites de service (béton non fissuré).
- ν = 0 pour le calcul des sollicitations et dans le cas des états limites ultimes (béton fissuré**).**

Figure I.8 : Déformation d'une éprouvette

➢ **Module de déformation longitudinale:**

Pour un chargement d'une durée d'application inférieure à 24 heures, le module de déformation instantanée E_{ij} du béton est pris égal à:

$$E_{iJ}(MPa) = 11000(f_{cJ})^{1/3} \qquad [1]$$

Où : f_{cJ} représente la résistance caractéristique à la compression à "J" jours exprimée en MPa.

Pour des charges de longue durée d'application, le module de déformation E_{VJ} est pris égal à :

$$E_{lJ}[MPa] = \frac{E_{iJ}}{3} \qquad \text{Soit : } E_{lJ} = 3700(f_{cJ})^{1/3} MPa \qquad [1]$$

I.3.3.Acier :

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

I.3.3.1 Types d'aciers :

Les différents types d'aciers selon ►► **[Article A.2.2 du BAEL91]** ◄◄ utilisés sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau I.1 : Caractéristiques mécanique des aciers.

Type	Désignation	Limite élastique (MPa)	Allongement	Contrainte de Rupture (MPa)	Utilisation
Rond Lisse	FeE22	215	22	380 – 390	Armatures transversales
	FeE24	235	25	410 – 490	
Barre à haute adhérence	FeE400	400	14	4900	Armatures transversales et longitudinales
Fils très filés lisse	Ø>6mm	500	14	580	Table de compression

I.3.3. 2. Module d'élasticité longitudinale de l'acier :

Expérimentalement, le règlement (CBA93) prévoit que la valeur du module d'élasticité longitudinale de l'acier est pratiquement constante quelque soit la nuance de l'acier utilisé : [Es=2.10^5 MPA] …… ►► [**CBA .ART.2.2.1**] ◄◄

N.B : Le caractère mécanique servant de base aux justifications est la limite d'élasticité garantie Fe ; Les armatures doivent être conformes aux textes réglementaires en vigueur.

I.4. Principe de calcul du C.B.A.93 :

Il existe deux états limites :

Tableau I. 2: les divers états-limites.

État Limite Ultime (ELU) basé sur :	État Limite Service (ELS) basé sur :
L'Equilibre statique	La compression du béton
La résistance de l'un des matériaux	L'ouverture des fissures
La stabilité de forme	La déformation

I.4.1. E.L.U de résistance :

I.4.1.1. Contrainte du béton en compression :

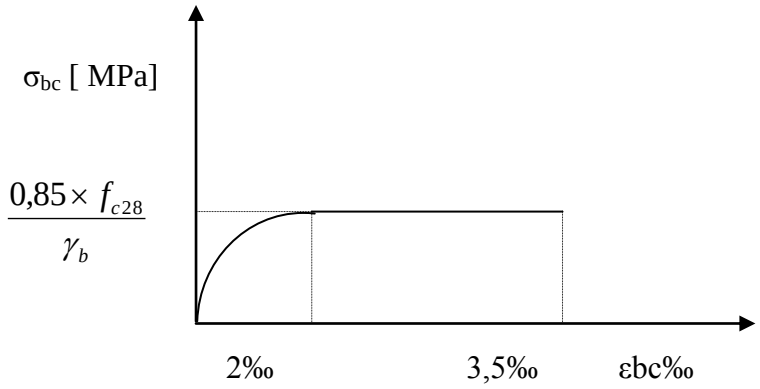


Figure I.9: Diagramme contrainte déformation du béton.

La contrainte ultime du béton en compression σ_{bc} est donnée par la formule:

$$\sigma_{bc} = \frac{0{,}85 \times f_{c28}}{\theta . \gamma_b}. \qquad [1]$$

Avec

γ_b : Coefficient de sécurité, tel que :

γ_b =1,5 Pour une combinaison fondamentale

γ_b=1,15 Pour une combinaison accidentelle

θ **=1** Lorsque la durée probable d'application des charges est Supérieure à 24 heures

θ = **0.9** Lorsque cette durée est comprise entre 1 heure et 24 heures

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

I.4.1. 2. Contrainte ultime de cisaillement :

La contrainte ultime de cisaillement est donnée par :

- Fissuration peu nuisible :

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0{,}2 f_{cJ}}{\gamma_b},\ 5\ \text{MPa}\right) \qquad [1]$$

- Fissuration préjudiciable ou très-préjudiciable :

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0{,}15 f_{cJ}}{\gamma_b},\ 4\ \text{MPa}\right) \qquad [1]$$

I.4.1.3. Contrainte limite de l'acier :

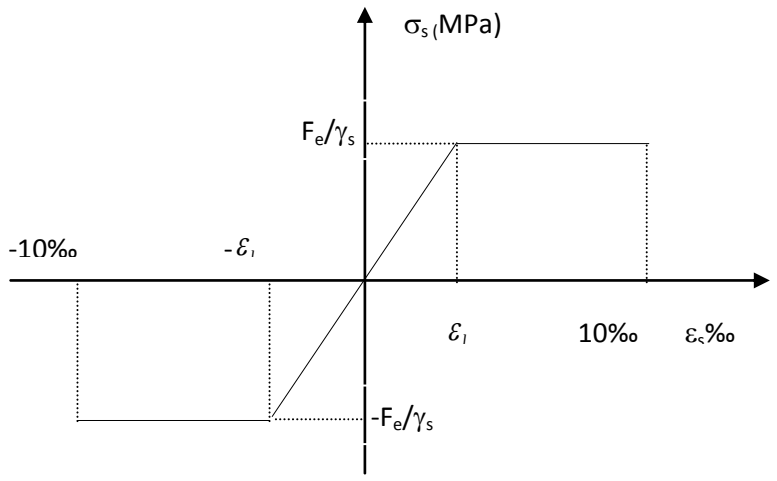


Figure I.10: Diagramme contrainte-déformation de l'acier du béton.

Avec :

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

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

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

ε_s **:** Allongement ou raccourcissement de l'acier

ε_l : Allongement ou raccourcissement limite

$\varepsilon_s = \text{sFe}/\gamma_s . E_s$ d'où : $\varepsilon_s = \Delta L / L$

I.4.2. A l'E.L.S :

I.4.2.1. E.L.S de compression de béton :

La contrainte de compression du béton est limitée à : $\overline{\sigma_{bc}} = 0.6\, f_{cj}$ [1]

A l'état ultime de service, σ_b doit être inférieure à $\overline{\sigma_b}$.

I.4.2.2. E.L.S de contrainte limite de l'acier:

I.4.3.Contrainte limite de l'acier :

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

Avec : η : Coefficient de fissuration tel que :

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

I.5.Conclusion :

Pour notre projet, les valeurs standard à utiliser sont :

$f_{c28} = 25MPa$

$f_{t28} = 2.1MPa$

$E_{i28} = 32164.2MPa$

$E_{l28} = 10819MPa$

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

Chapitre II

Pré dimensionnement des éléments

II.1.Introduction :

La phase de prédimensionnement est une phase de conception et de dimensionnement de la structure, qui précède la phase d'exécution ayant un but de justifier la solution d'avant projet.

Avant de procéder à la descente de charges permettant le dimensionnement des fondations qui sont les premiers éléments construits, il convient de dimensionner les éléments de l'ossature dans l'ordre décroissant en partant du sommet du bâtiment :

- Les planchers.
- Les poutres.
- Les poteaux.
- Les voiles.

Ces dimensionnements sont effectués préliminairement, corrigés éventuellement au moment des études dynamiques.

II.2.Prédimensionnement 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 :

- participé à la résistance des ossatures aux efforts horizontaux.
- Supporter les charges et les surcharges d'exploitation du bâtiment.
- La sécurité contre l'incendie.
- Assurer l'isolation thermique et phonique entre les différents niveaux.

Pour notre projet, deux types de planchers sont utilisés :

II.2.1Plancher à corps creux :

Les planchers à corps creux sont constitués de poutrelles préfabriquées associées à des corps creux avec une dalle de compression mince en béton armé (treillis soudé).

Pour le prédimensionnement de l'épaisseur du plancher on utilise la formule de CBA93 suivante :

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

L: longueur max de poutrelle d'axe en axe.

L = 3.90 m d'où alors $15.6\ cm \leq h_t \leq 19.5cm$

On adoptera $\mathbf{h_t = 20cm}$ telle que : $h_t = d + e$

d= 16cm (hauteur de corps creux).

e= 4cm (hauteur de la dalle de compression).

Donc $\mathbf{h_t = (16+4)\ cm}$.

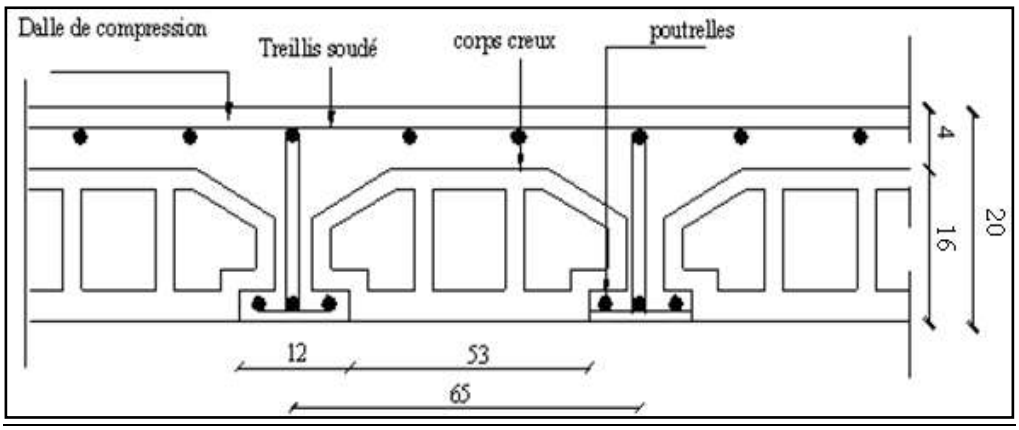


Figure II.1 : Plancher à corps creux .

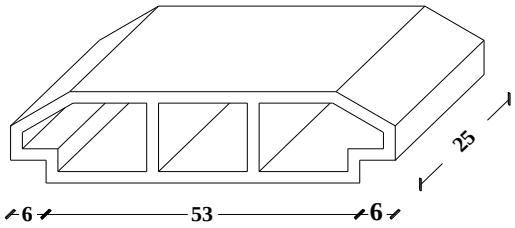


Figure II.2 : Dimensionnement du corps creux.

II.2.2. Planchers à dalle pleine :

Le Prédimensionnement de l'épaisseur des dalles dépend des critères suivants :

a) Critère de résistance : ►► [**CBA 93. page 96**]] ◄◄

- dalle reposant sur 3 ou 4 appuis : $(Lx/45) \leq ep \leq (L \times /40)$.
- dalle reposant sur deux appuis : $(Lx / 35) \leq ep \leq (Lx / 30)$.

Où : ep : épaisseur de la dalle.

L : la plus grande portée mesurée entre nu.

b) Sécurité contre l'incendie :

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

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

c) condition d'isolation acoustique :

ep ≥ 15 cm.

d) Critère de résistance :

La dalle qui repose sur trois appuis a une portée égale a : L x= 1.70m

Donc on a : $170/45 \le ep \le 170/40 \rightarrow 03.77 \le ep \le 4.25$

La dalle qui repose sur deux appuis a une portée égale a : L x= 3.05m

Donc on a : $(305/35) \le e \le (305/30) \Longrightarrow 8.71 \le e \le 10.16.$

➢ **Conclusion :**

Pour la dalle plaine on adoptera : e_p = **12cm**

II.3 : Evaluation des charges et surcharges :

II. 3.1.plancher terrasse

II. 3.1.1. Charges permanentes :

Tableau II.1 : charges permanentes du plancher terrasse inaccessible (corps creux).

N⁰	Composants	Epaisseur(m)	Poids volumique (kN/m³)	Poids surfacique (kN/m²)
1	Gravier roulé (8/15)	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	Liège (isolant)	0.04	4	0.16
7	Pare vapeur	0.01	6	0.06
8	Plancher (16+4)	0.16+0.04	-	2.80
9	Enduit plâtre	0.02	10	0.20
Charge permanente G				**6.60**

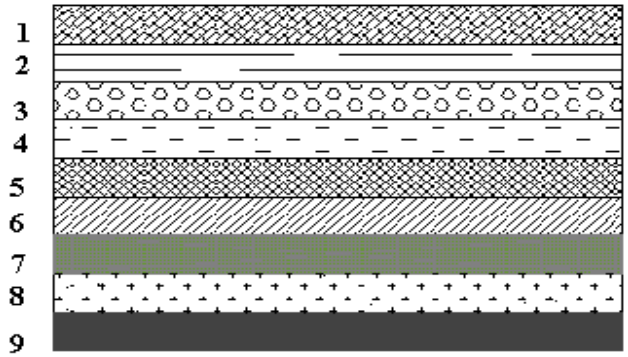


Figure. II .3: Composants d'un plancher terrasse.

II.3.1.2 .surcharges d'exploitation : [3]

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

II.3.2. Plancher courant :

II. 3.2.1.Charges permanentes :

Tableau II.2 : charges permanentes du plancher courant (corps creux).

N	Composante	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m^3)	Poids surfacique (kN/m^2)
1	Carrelage	0.02	22.00	0.44
2	Mortier de pose	0.02	20.00	0.40
3	Lit de sable	0.30	18.00	0.54
4	Plancher (16+4)	0.16+0.04	-	2.80
5	Enduit en plâtre	0.02	10.00	0.20
6	Cloison légère	0.10	-	1.62
Charge permanente G				**6.00**

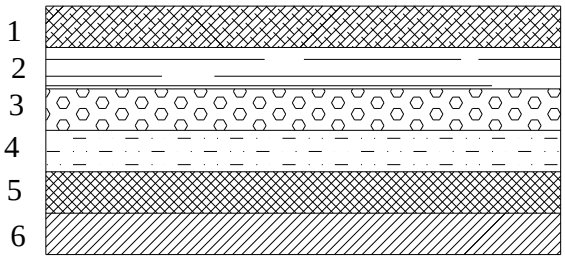


Figure. II .4: Composants d'un plancher courant.

II. 3. 3.MAÇONNERIE :

II. 3. 3. 1.Murs extérieurs (doubles-cloisons) :

Tableau II.3 : charges permanentes du mur double cloison.

N	Composant	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m^3)	Poids surfacique (kN/m^2)
1	Enduit intérieur en plâtre	0.02	10	0.02x0.10 = 0.2
2	Brique creuse	0.10	/	0.90
3	L'ame d'aire	0.05	/	/
4	Brique creuse	0.10		0.90
5	enduit extérieur au ciment	0.02	18	0.02x0.36=0.72
Charge permanente G				**2.72**

II. 3. 3.2.Murs intérieurs (simples-cloisons) .

Tableau II.4 : charges permanentes du mur simple cloison.

N	Composant	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m^3)	Poids surfacique (kN/m^2)
01	Enduit en ciment	0.2	18	0.36
02	Brique creuse	0.10	10	0.9
	Enduit en ciment	0.2	18	0.36
Charge permanente G				**1.62**

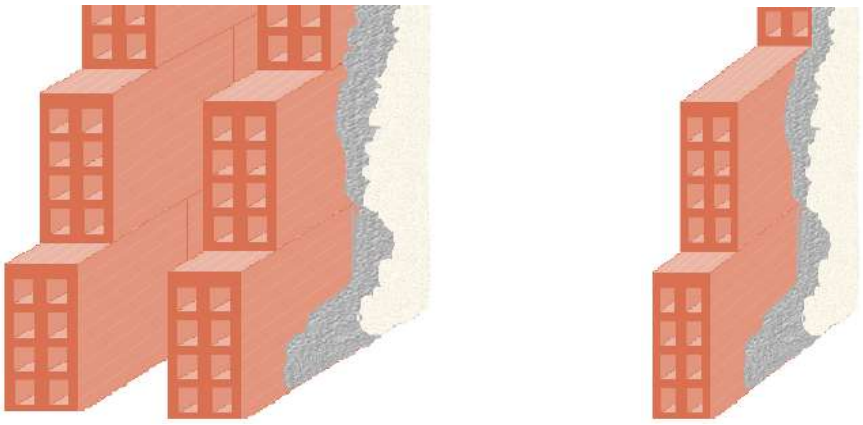


Figure II.5 : mur double er simple cloison.

II. 3. 4. charges d'exploitation

Tableau II. 5: charges d'exploitation.

USAGES	Q[kn/m2]
Plancher terrasse inaccessible	1
Plancher courant	1.5
R.D.C (parking)	2.5
Escalier	2.5
Balcon	3.5
Cuisine	5
Restaurant	2 .5

II.4. Prédimensionnement des éléments résistants :

II.4. 1. Les poutres :

Les poutres sont des éléments porteurs horizontaux en béton armé, leurs pré dimensionnement s'effectue par des formules données par le règlement (CBA 93), les sections trouvées doivent vérifier les conditions imposées par le règlement parasismique Algérien (RPA99 version 2003).

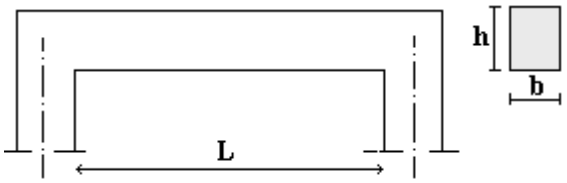


Figure II .6: Dimensionnement de la poutre.

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$$

$$0{,}3.h \leq b \leq 0{,}7.h \qquad [1]$$

L : longueur de la poutre ayant la plus grande portée à nu d'appuis.

❖ **Vérification vis-à-vis du RPA99:**

Pour la zone III(zone de forte sismicité),les dimensions des poutres doivent respecter les conditions ci-dessous:

$b \geq 20cm$

$h \geq 30cm$ [2]

$h/b \leq 4.0$

❖ **Vérification de la flèche :** **[1]**

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

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

Pour les éléments en console:

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

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

II.4. 1.1 Poutres principales:

On a L_{max}= **4.85m**

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Longrightarrow$$

$485/15 \leq h \leq 485/10$

Alors : $32.33 \leq h \leq 48.5$ On prend $h = 40$ cm

$0,3.h \leq b \leq 0,7.h \Longrightarrow 0,3.(40) \leq b \leq 0,7.(40)$

Et $12.00 \leq b \leq 28.00$ On prend $b = 30$ cm

❖ **Vérification selon le R .P.A 99 :**

NB: Les vérifications seront faites pour le cas le plus défavorable des dimensions.

$b = 30 > 20$ cm (C.V)

$h = 40 > 30$ cm (C.V)

$h/b = 1.33 \leq 4.0$ (C.V)

Conclusion : toutes les vérifications de **R.P.A 99** sont satisfaisantes.

II.4. 1.2. Poutres secondaires :

On a : $L_{max} = 3.60$ m

Alors : 24 .00cm ≤ h ≤ 36.00 cm On prend h = 35 cm

Et 10.50 cm ≤ b ≤ 24.50 cm On prend b = 30 cm

❖ **Vérification selon le R .P.A 99 :**

b = 30> 20 cm (CV)

h = 35> 30 cm (CV)

h/b = 1.16 ≤ 4 (CV)

Conclusion : toutes les vérifications de **RPA 99** sont satisfaisantes.

II.5.Les poteaux :

Pour le prédimensionnement des poteaux, on utilisera un calcul basé sur la descente des charges qui a pour but, l'évaluation des actions de charges permanentes et d'exploitation. Donc le poteau sera prédimensionné sous l'effet de l'effort normal ultime de compression.

II.5.1.Etapes de Prédimensionnement :

- Choisir le poteau le plus sollicité.
- Calcul de la surface reprise par le poteau.
- Détermination des charges permanentes et d'exploitation.

Calcul de l'effort normal revenant à ce poteau. ►► [**RPA.99 version 2003 : [Art 7.4.1**] ◄◄

- Une majoration de 10% des efforts normaux pour les poteaux centraux voisins à des poteaux de rives dans le cas des bâtiments comportant au moins trois travées .

✓ Vérifier : $$\mathbf{N_{ultime} \le \left(\frac{B_r f_{c28}}{0.9\gamma_b} + A\frac{f_e}{\gamma_s} \right).\alpha} \quad \textbf{[1]}$$

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

✓ $\mathbf{B_r}$: 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 :

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

- ✓ **avec:** $\lambda = \frac{L_f}{i}$ **:** C'est l'élancement mécanique
- ✓ $L_f = 0.7\ L_0$ **:** C'est la longueur de flambement.
- ✓ $i = \sqrt{\frac{I_{min}}{S}}$: C'est le rayon de giration; où:
- ✓ $i = \frac{b}{\sqrt{12}}$ $I = \frac{h.b^3}{12}$ (Poteau carré).
- ✓ $i = \frac{D}{4}$ $I = \frac{\pi D^4}{64}$ (Poteau circulaire)

B : Surface de la section du béton (B=a x b).

* γb: Coefficient de sécurité pour le béton (γb=1,50)……..situation durable.

* γs: Coefficient de sécurité pour l'acier (γs=1,15)…….situation durable.

* fe : Limite élastique de l'acier (fe =400MPa).

* fc28 : Contrainte caractéristique du béton à 28 jours (fc28=25MPa).

* As: Section d'acier comprimée.

* Br : Section réduite d'un poteau, obtenue en réduisant de sa section réelle 1cm

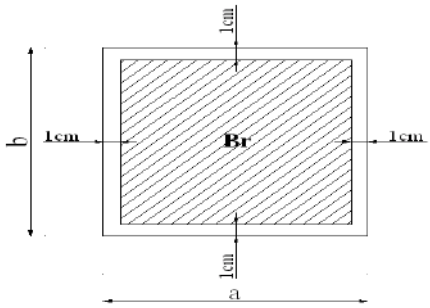


Figure II.7: Section réduite du Poteau.

❖ Dimension de Poteau:

Tableau II.6: Détermination des charges et surcharges.

Niveau d'étage		5eme	4 ème	3 ème	2 ème	1ère	RDC
Dimension de poteau	b	30	30	35	35	40	40
	h	30	30	35	35	40	40

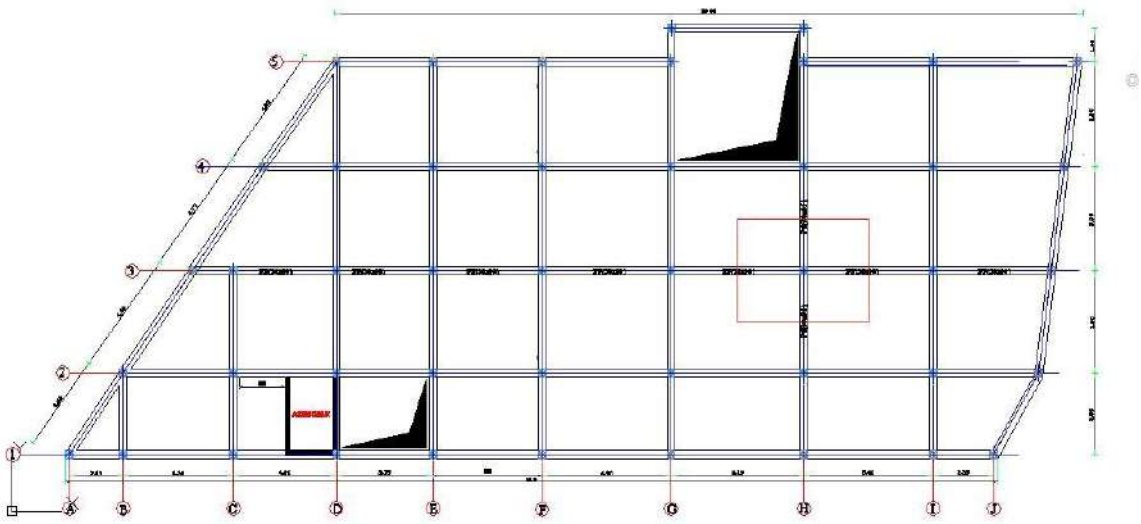


Figure II.8 : représentation du poteau le plus sollicité.

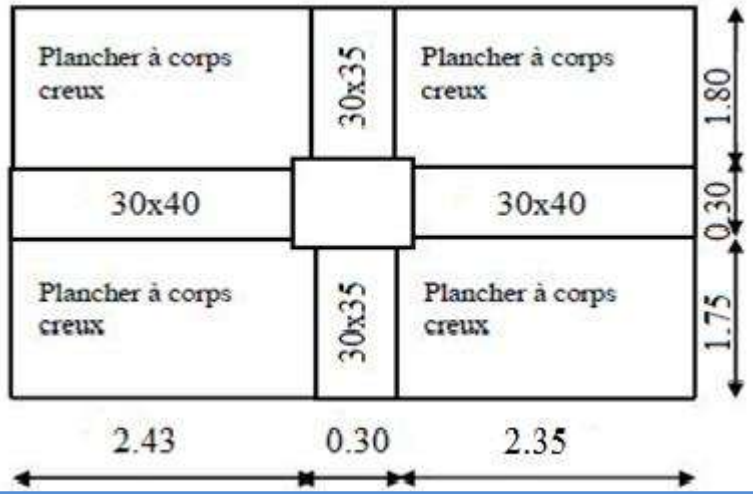


Figure II.9 : plancher supportée par le poteau le plus sollicité.

- Surface du plancher revenant au poteau: Sp = (5.07-0.30)x(3.85-0.30) $\Rightarrow$ **S_p=16.95m^2**
- Surface totale:

S_t=5.075x3.85 $\Rightarrow$ **St=19.54 m^2**

II.5.2.Détermination des charges :

- Poids du plancher : G×S
- Poids du poteau : ρb×hpot×a×b
- Poids de la poutre : Lp×h×b×ρb

Exemple de calcul :

❖ Plancher terrasse (5^{eme})

$G_{palncher}$ = 6.60 x 16.95 = 111.87 kN

G_{poteau} = 0.30 x 0.30 x 3.40 x 25 = 7.65 kN

$G_{poutres}$ = 25x[(5.075x0.30x0.40) + (3.85x0.30x0.35)] = 25.33 kN

D'où alors: G = $G_{palncher}$+ $G_{poutres}$+ G_{poteau} = 111.87+7.65+25.33 = **144.85Kn**

❖ Niveau ($4^{éme}$ étage)

$G_{palncher}$ = 6.00 x 16.95= 101.70kN

G_{poteau} = 0.30 x 0.30 x 3.40 x 25 = 7.65 kN

$G_{poutres}$ = 25x[(5.075x0.30x0.40) + (3.85x0.30x0.35)] = 25.33 kN .

D'où alors: G = $G_{palncher}$+ $G_{poutres}$+ G_{poteau} = 101.70+7.65+25.33 = **134.68kN.**

❖ Niveau (3^{eme}, 2^{eme}):

$G_{palncher}$ = 6.00 x 16.95= 101.70 kN

G_{poteau} = 0.35 x 0.35 x 3.40 x 25 =10.41 kN

$G_{poutres}$ = 25.33 kN

D'où alors: G = $G_{palncher}$+ G_{poutre} + G_{poteau} = 101.70+10.41+25.33 = **137.44 kN**

❖ Niveau ($1^{ère}$+ RDC) :

$G_{palncher}$ = 6.00 x 16.95= 101.70 kN .

G_{poteau} = 0.40 x 0.40 x 3.40 x 25 =13.60kN.

$G_{poutres}$ = 25.33kN .

D'où alors: G = $G_{palncher}$+ $G_{poutres}$+ G_{poteau} = 101.70+13.60+25.33= **140.63kN.**

❖ Loi de dégression:

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.

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

Avec :

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

Q0 : La charge d'exploitation sur la terrasse.

Q1, Q2,……, Qn : Les charges d'exploitations des planchers respectifs.

Tableau II.7 : Tableau des surcharges d'exploitation.

Niveau des planchers	Surcharge	Σ surcharge	
5ème (terrasse)	Q	1	1
4	Σ1=Q0+Q1	1+1.5	2.5
3	Q0+0,95(Q1+Q2)	1+0.95(1.5+1.5)	3.85
2	Σ3=Q0+0,9(Q1+Q2+Q3)	1+0.9(1.5+1.5+1.5)	5.05
1	Σ4=Q0+0,85(Q1+Q2+Q3+Q4)	1+0.85(1.5+1.5+1.5+1.5)	6.1
RDC	Σ5=Q0+0,8(Q1+Q2+Q3+Q4+Q5)	1+0.8(1.5+1.5+1.5+1.5+1.5)	5.8

Effort normal de résistance :

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

Tableau II.8: Détermination de l'effort normal ultime Nu de chaque niveau.

Niv	G (kN)		Q (kN)		N_u (kN)	$1.1N_u$ (kN)
	G (duniv)	$G_{cumulée}$	Q_{etage} xSt (du niv)	$Q_{cumulée}$		
5	144.85	144.85	19.54	1x19.54=19.54	224.68	**247.35**
4	134.68	279.53	29.31	2.5x19.54=48.85	450.64	**495.70**
3	137.44	416.97	29.31	3.85x19.54=75.23	675.75	**743.33**
2	137.44	554.41	29.31	5.05x19.54=98.68	896.47	**986.12**
1	140.63	695.04	29.31	6.1x19.54=119.19	1117.09	**1228.80**
RDC	140.63	835.67	48.85	5.8x19.54=113.33	1298.14	**1427.96**

II.6 .Prédimensionnement des poteaux:

➢ Justification des poteaux :

On a une compression simple, alors, la valeur de l'effort normal ultime Nu =1.1 Nu agissant sur le poteau doit satisfaire à l'inégalité suivante :

$$Nu \leq \alpha [(Br. fc28 /0.9 \gamma s) + (A. fe / \gamma s)]$$

Avec : Br : section réduite du poteau : [Br= (b-2) × (h-2)]

A : section d'acier comprime : [A=AminB/1000 = b.h/1000]

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

α = 0.85/1+0.2(λ/35)2 pour λ < 50

α = 0.60 (50/ λ) 2 pour 50≤ λ≤70

λ : l'élancement mécanique [λ=Lf/i]

Lf : 0.7 l_0 assemblé a des poutres de plancher ayant au moins la même raideur que le poteau

I : rayon de giration ; i= √I/B=h/√12 avec B=b×h et I =bh3/12

Tableau II.9: Détermination de la section du poteau carré de chaque niveau.

Niv	Section carrée	$A = \frac{B}{1000}$	L_f	λ	α	B_r	N_u=1.1 Nu	$\overline{N}_u$	$N_u < \overline{N}_u$
	(cm²)	(cm²)	(cm)			(cm²)	(kN)	(kN)	
5eme	30 x 30	0.900	2.380	27.482	0.757	784	**247.35**	1122.29	**C.V**
4eme	30 x 30	0.900	2.380	27.482	0.757	784	**495.70**	1122.29	**C.V**
3eme	35 x 35	1.225	2.380	23.556	0.779	1089	**743.33**	604.98	**C.V**
2eme	35 x 35	1.225	2.380	23.556	0.779	1089	**986.12**	1604.98	**C.V**
1er	40 x 40	1.600	2.380	20.611	0.795	1444	**1228.80**	2169.77	**C.V**
RDC	40 x 40	1.600	2.380	20.611	0.795	1444	**1427.96**	2169.77	**C.V**

❖ Vérification selon le RPA99 V2003 :

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

Tableau II.10 : vérifications de coffrage des poteaux.

Condition a vérifié	Application de condition	Vérification
Min (b, h) ≥ 30 cm	Min (b, h) = 30cm ≥ 30 cm	CV
Min (b, h)≥ he /20	Min (b, h)=30cm≥ (he/20) = (3.40 -0.35)/20=15.25cm.	CV
0.25 ≤ (b/h) ≤ 4	0.25 ≤ (b/h)=1 ≤ 4	CV

❖ **Vérification aux zones nodales :**

Il nous reste à vérifier :

- bmax ≤ 1,5h1+b1
- d ≤ Max (b1/2;h1/2)

Tableau II.11. Vérification aux zones nodales.

	bmax (cm)	h1 (cm)	b1 (cm)	bmax≤ 1.5h1+b1	d (cm)	Max (b1/2;h1/2)	d ≤ Max (b1/2;h1/2)
Les poutres principales	30	30	30	CV	2.5	17.5	CV
Les poutres secondaires	30	40	40	CV	7.5	22.5	CV

II.7. Prédimensionnement des Voiles :

Le prédimensionnement des murs en béton armé est justifié par►►[**l'article 7.7.1 du RPA99/version 2003]◄◄.** Ils servent d'une part à contreventer le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux (séisme et vent) et d'autre part à reprendre les efforts verticaux qu'ils transmettent aux fondations

❖ Les charges verticales sont les charges permanentes et surcharges.

❖ Les actions horizontales sont celles dues au séisme ou au vent.

❖ Les voiles assurant le contreventement sont continus jusqu'aux fondations.

❖ Seuls les efforts de translation seront pris en compte. Ceux de la rotation ne sont pas connus dans le cadre du prédimensionnement.)

D'après►►[**le RPA 99/version 2003, article7.7.1] ◄◄**« les éléments satisfaisants la condition

(L ≥ 4 a) sont considérés comme des voiles, contrairement aux éléments linéaires. » avec

- L : Porté du voile.
- e : Epaisseur du voile.

►► [**L'article 7.7.1 RPA99/version 2003**] ◄◄ exige une épaisseur minimale de 15cm. De plus l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage **he** et des conditions de rigidité à l'extrémité comme indiquée sur les figures suivantes :

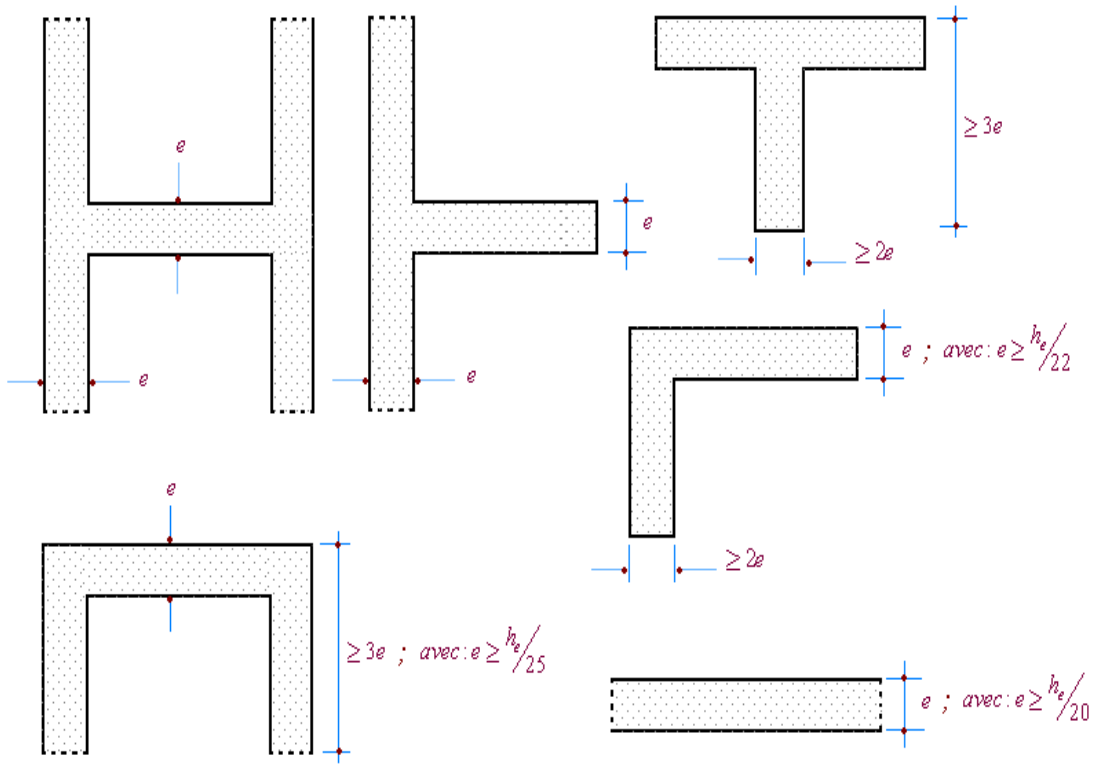


Figure II.10: Coupe d'un voile en plan.

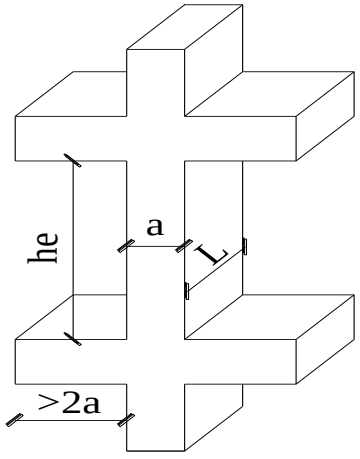


Figure II.11: coupe d'un voile en élévation.

À partir de la hauteur d'étage h=3.40 m et de condition de rigidité aux extrémités suivantes :

Où $h_e = 3.40 - 0.35 = 3.05$ m.

On obtient : $h_e/25 = 12.20$cm

$h_e/22 = 13.86$cm

: $h_e/20 = 15.25$cm

alors **a** ≥ max (12.20; 13.86cm ; 15.25cm)= **15.25 cm.**

On prend des voiles d'épaisseur : 16 cm.

Tableau II.12: Détermination des sections des voiles.

Etage	**RDC**	**1ème**	**2 ème**	**3 ème**	**4ème**	**5ème**
L'épaisseur (cm)	16	16	16	16	16	16

Chapitre III

Calcul des éléments secondaires

III : Introduction :

Les éléments non structuraux sont des éléments qui ne font pas partie du système de contreventement ni du système porteur, leur rôle est d'assurer la sécurité et le confort des usagés, ils sont réalisés généralement en maçonnerie (balcons, cloisons …) ou en béton (acrotère, escaliers…etc.).

III. 1 :Principe de calcul :

L'acrotère est un élément non structural, il sera calculé comme une console encastrée au niveau du plancher terrasse qui est la section dangereuse, d'après sa disposition, l'acrotère est soumis à une flexion composée due aux charges suivantes :

Son poids propre sous forme d'un effort normal vertical.

Une force horizontale due à une main courante Q=1kN/ml

III.1.1 : Dimensions et Modélisation de l'acrotère :

Pour le dimensionnement de l'acrotère on va considérer une bande de 1m, encastrée à sa base, Les dimensions sont détaillées dans le schéma suivant :

Largeur b=100cm

Hauteur H=60cm

Epaisseur e=10cm

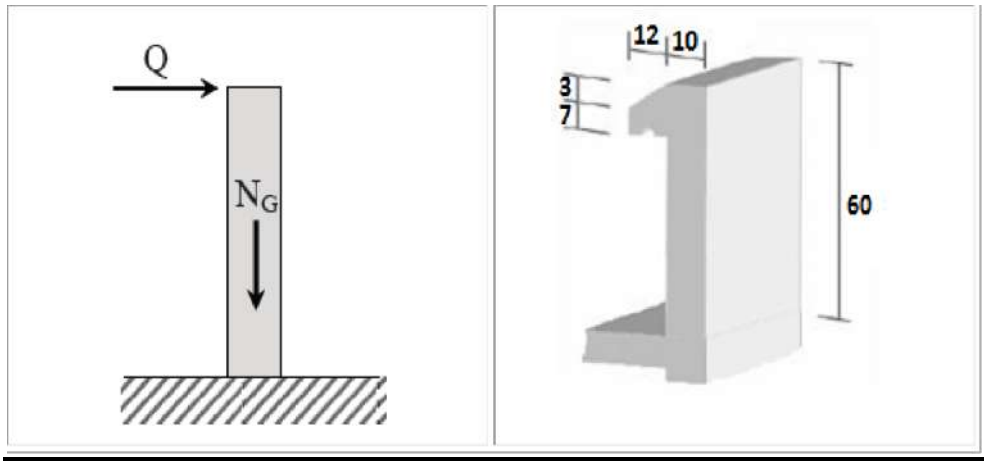


Figure III.1 : L'acrotère.

III.1.2. Evaluation des charges et surcharges :

- ✓ **Surface de l'acrotère :**

$S=(0.6\times 0.1)+\frac{(0.12\times 0.03)}{2}+(0.12\times 0.07)=0.0702 m^2$.

- ✓ **charge permanentes :**

poids propre $= S \times 25$

$G = 0.0702 \times 25$

G=1.755KN/ml

- ✓ **Surcharges d'exploitation :**

main courante : Q = 1KN/m

✓ **Détermination des efforts :**

➢ **L'E.L.U:**

Effort normal : $Nu = 1.35G = 1.755 \times 1.35 = 2.3692KN$

Moment d'enterrement : $Mu = 1.5Q \times h = 0.9KN.m$

Effort tranchant : $Tu = 1,5Q = 1,5\ KN$.

➢ **L'E.L.S:**

Effort normal : $N_S = 1.755KN$

Moment d'encastrement $M_S = Q \times h = 0.6KN.m$

Effort tranchant $T_S = Q = 1KN$

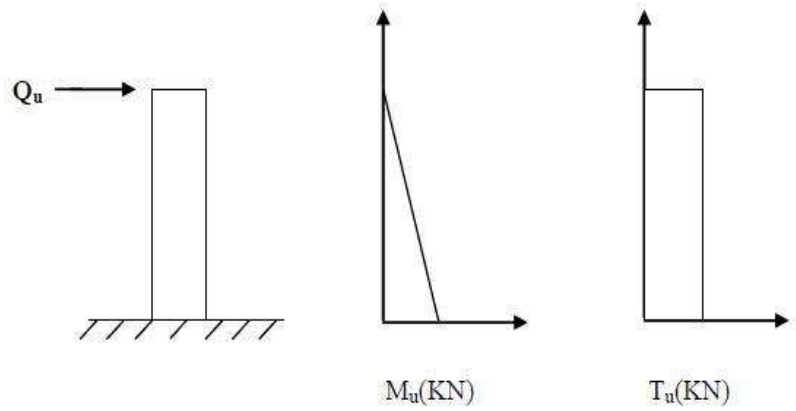


Figure III.2 : Les diagrammes de moment d'effort tranchant et l'effort normal.

III.1.3. calcul du Ferraillage :

Le calcul se fait en flexion composée.

✓ **calcul de l'excentricité :**

$$e_0 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0.9}{2.369} = 38cm$$

L'enrobage: c= 2,5 cm.

$e_0 > \frac{h}{2} - c'$ d'ou $\frac{h}{2} - c' = \frac{10}{2} - 2.5 = 2.5\ cm < e_0 = 38\ cm$ ……..CV

$\Longrightarrow$ section partiellement comprimée

✓ **Moment de flexion :**

C: distance entre le point d'application de $\mathbf{N_U}$ et le centre des armatures tendues.

$M_f = N_u \times \mathbf{e}$ avec $\mathbf{e} = e1 + \left(\frac{h}{2} - c\right) = 38 + \left(\frac{10}{2} - 2.5\right) = 40.5cm \Rightarrow M_f = 0,96KN.m$

✓ **Ferraillage :**

Donnée :

Béton :

h=10cm ; b=100cm ; c=c'=2.5cm ; fc28=25MPa ; γb=1.5. Ft28 = 2,1 Mpa.

σ_{bc} = 14,2 Mpa , , d= 7,5cm,

Acier :

fe =400MPa ; σ_s = 348Mpa .; γs=1.15.

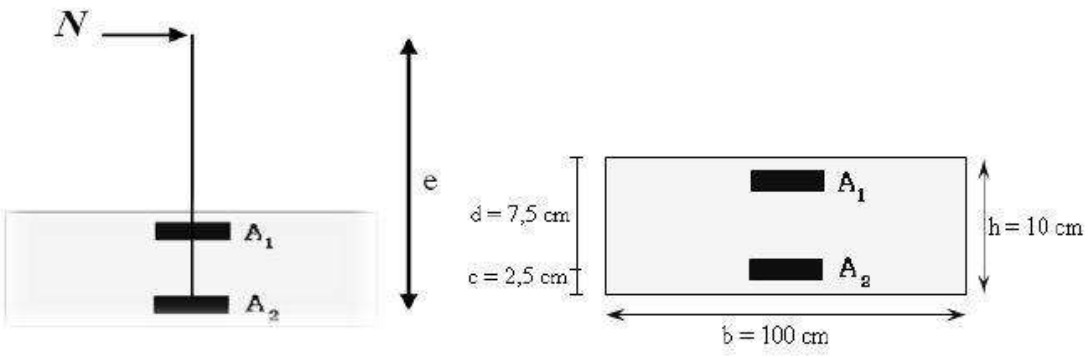


Figure III .3 : Section de B.A à l'E.L.U .

$$\mu = \frac{M_f}{bd^2\sigma_{bc}} = \frac{0.96\times10^6}{1000\times14.2\times75^2}$$

$$\mu = 0.012 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A' = 0.$$

$$\alpha = 1.25(1-\sqrt{(1-2\mu)} \Rightarrow \quad \alpha = 1.25(1-\sqrt{(1-2(0.012)} \Rightarrow \alpha = 0{,}0151 \Rightarrow$$

De tableau: $\beta = 0{,}994$

avec:

$$A_1 = \frac{M_f}{\beta d\overline{\sigma_s}} \Rightarrow \frac{0.96\times10^6}{0.994\times75\times348} \Rightarrow A1 = 0{,}37 \text{ cm}$$

N : effort de compression, alors :

$$A = A_1 - \frac{N}{100\sigma_s} \Rightarrow A = 0.37 - \frac{2.369\times10^3}{100\times348} = 0.30 \text{ cm}^2$$ Donc: $A = 0.30\text{cm}$

$$A' = 0\text{cm}^2$$

- ✓ **Condition de non fragilité:**

$$A_{min} = \frac{B}{1000} = \frac{10\times100}{1000} = 1\text{cm}^2 > A = 0.30cm$$

Donc : $A = A_{min} = 1.00 \text{ cm}^2$ On adoptera : A = 4 HA 8 = 2.01 cm²

- ✓ **Armatures de répartition:**

on a $\frac{A}{4} \le A_r \le \frac{A}{2} \Rightarrow 0.50 \le A_r \le 1.005$

Donc, on prendra : A_r = 4 HA 8 = 2.01 cm

- ✓ **Espacement :**

S_t=(b/4)=100/4=25cm .

S_{tr}=(h/4)=60/4=15cm.

$$S_t = 25\text{cm} \le S_{min} = \min[3h = 3\times10 = 30\text{cm}, 33\text{ cm}] = 30\text{ cm} \dots\dots\dots\dots CV$$

$$S_{tr} = 15\text{cm} \le S_{min} = \min[4h = 4\times10 = 40\text{cm}, 45\text{ cm}] = 40\text{cm} \dots\dots\dots\dots CV$$

III .1. 4. Vérification a L'ELS.

La fissuration est considérée comme préjudiciable.

✓ Calcul de l'excentricité:

On a: $e_0 = \frac{M_{ser}}{N_{SER}} = \frac{0.6\times10^2}{1.755} = 34.18\ cm.$

$\frac{h}{2} - c = 5 - 2.5 = 2.5cm < e_0 = 34.18\ cm.$

Par ailleurs, on doit vérifier l'inégalité ci-contre :

$e_0 = \frac{M'_G}{N_{ser}} \geq \frac{I_G}{v_2 \times B_0}$

Où : $Bo = b \times h + 15\,(A + A')\ \Rightarrow$

$Bo = 100 \times 10 + 15\,(2.01 + 0) \Rightarrow$ $B_o = 1030{,}15\ cm^2.$

$$v_1 = \frac{1}{B_0}\left[\frac{bh^2}{2} + 15(A'C + dA)\right] \Rightarrow$$

$$v_1 = \frac{1}{1030.15}\left[\frac{100\times10^2}{2} + 15(0 + 7.5 \times 2.01)\right] = 5{,}073\ cm\ .$$

$\upsilon_2 = h - \upsilon_1 \Rightarrow \upsilon_2 = 10\text{-}5.073 = 4{,}927\ cm.$

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

$$I_G = \frac{100}{3}(5.07^3 + 4.927^3) + 15[2.01(4.92 - 2.5)^2 + 0] = 8490.54\ cm^2.$$

$$\frac{I_G}{v_2 B_0} = \frac{8490.54}{4.927\times1030.15} = 1.67cm\ .$$

$$M'_G = N_{ser} \times CG'$$

avec: $CG' = CG + GG' = CG + (v_1 - \frac{h}{2}) = \left(e_0 - \frac{h}{2} - c\right) + (v_1 - \frac{h}{2}).$

$$CG' = \left(34.18 - \frac{10}{2} - 2.5\right) + (5.073 - \frac{10}{2}) = 31.75cm.$$

Donc :

$\frac{M'_G}{N_{ser}} = 34.18cm \geq \frac{I_G}{v_2 B_0} = 1.67cm \Rightarrow$Alors on a une section partiellement comprimée.

Il faut vérifier que:

$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$ et $\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$ fissuration préjudiciable .

Où $\sigma_b = KY_1$ $\sigma_s = 15K(d - Y_1)$ avec $K = \frac{N_{ser}}{S_{G'}}$.

On va calculer $\mathbf{y_2}$ à l'aide de l'équation suivante:

$y_2^3 + py_2 + q = 0$

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- e0 = 10/2-34.18**= -29.18**cm < 0**".

$$p = -3C^2 + \frac{90A}{b}(d - C) \Rightarrow\ p = -3 \times 29.18^2 + \frac{90 \times 2.01}{100}(7.5 + 29.18) = -2488.06cm^2$$

$$q = -2c^3 - \frac{90A}{b}(d - C)^2 \Rightarrow\ q = -2(-29.18)^3 - \frac{90 \times 2.01}{100}(7.5 + 29.18)^2 \Rightarrow$$

$$q = 47257.69cm^3$$

D'où l'équation devient : $y_2^3 - 2488.06y_2 + 47257.69 = 0$

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

$0 < y_1 = y_2 + c < h$

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

$$\Delta = q^2 + 4\left(\frac{p}{3}\right)^3 = 47257.69^2 + 4\left(\frac{-2488.06}{3}\right)^3$$

On a : $\Delta = -4.85 \times 10^7$

alors :

$$\cos \emptyset = \frac{3q}{2p}\sqrt{\frac{-3}{p}} = \frac{3\times 47257.69}{2\times -2488.06} \times \sqrt{\frac{-3}{-2488.06}} = -0.989$$

COS=171.61

Après itération on trouve :

$$a = 2\frac{\sqrt{-p}}{3} = 2\sqrt{\frac{2488.06}{3}} = 57.59$$

Y2
- a cos (φ /3) = 57.59cos (171.61 /3) = 31.19cm
- a cos (φ/3 +120°) = 57.59cos (171.61/3 +120°) = -57.52cm rejetée comme valeur (<0)
- a cos (φ/3+240) = 57.59cos (171.61/3+240) =26.32 cm

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

$$0 < y1 = y2 + c < h = 10 \text{ cm}$$

Donc on prend : $y1 = 31.19 + (-29.18) = 2.01\text{cm} < h = 10cm$

y1:distance entre la fibre comprimée de béton la plus éloignée et l'axe neutre.

Donc : $\begin{cases} y2 = 31.19\text{cm} \\ y1 = y2 + c = 2.01\text{cm} \end{cases}$

En revanche on a :

$$k = \frac{N_{ser}}{s_{G'}}$$

$$S_{G'} = \frac{by_1^2}{2} + 15A'(y_1 - c') - 15A(d - y_1) \Rightarrow S_{G'} = 18.891\text{cm}^3$$

$$S_{G'} = \frac{100 \times 2.01^2}{2} + 0 - 15 \times 2.01(7.5 - 2.01) \Rightarrow S_{G'} = 36.48$$

D'où alors : $k = 1.755/36.48 \Rightarrow k = 0.048\text{N/mm}^{3j}$

Donc : $\sigma_b = ky_1 = (0.048) \text{ x } 20.1 \Rightarrow \sigma_b = 0.966$ MPa

Et $\sigma s = 15\,k\,(d - y1) = 15 \text{ x } 0.048 \times (75 - 20.1) \Rightarrow \sigma s = 39.528$ MPa

$$\sigma_b = 0.966\text{MPa} \leq \bar{\sigma_b} = 0.6f_{c28} = 15\text{MPa} \dots\dots\dots\dots\dots \text{CV}$$

on a: $f_{tj} = 0.6 + 0.06f_{c28} = 2.1$ MP

$$\bar{\sigma_s} = \text{Min}\left[\frac{2}{3}f_e = 266.66\text{MPa}, 110\sqrt{\eta f_{tj}} = 201.63\text{MPa}\right] = 201.63\text{MPa}$$

$$\sigma_s = 39.528\text{MPa} \leq \bar{\sigma_s} = 201.63\text{MPa} \dots\dots\dots\dots\dots \text{CV}$$

Donc on adoptera la section calculée à l'E.L.U.

III.1.5 :Vérification de l'effort tranchant:

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

$f = Tu - \frac{M_U}{0.9d} = 1.5 - \frac{0.9}{0.9(0.075)}$=-11.83 KN

Puisque f <0 alors les armatures tendues ne sont pas soumises à aucune effort de traction, dons pas de vérification à faire.

Vérification de cisaillement du béton :

Suivant l'article : ►►Art [**CBA A5.1.1 page 37**] ◄◄

On doit vérifier que

$$\tau_u < \overline{\tau_u}$$

$$\tau_u = \frac{Vu}{b \times d} \quad \tau_u = \frac{1.5 \times 10^3}{1000 \times 75} = 0.02MPa$$

La contrainte admissible de l'article : ►►Art [**ART 5.1.2.1.1 page39**] ◄◄

$$\text{Avec : } \overline{\tau_u} = \text{Min}\left[0.15\frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4MPa\right] = 2.5MPa$$

$$\text{donc : } \tau_u = 0.02MPa < \overline{\tau_u} = 2.5MPa.$$

Donc le béton seul reprend l'effort de cisaillement et les armatures transversales ne sont pas nécessaires, alors on garde la section calculée à L'.E.L.U.

III.1.6. vérification de l'acrotère au séisme : ►► [ART RPA.ART 6.3] ◄◄

les éléments de la structure secondaire sont vérifiées sous la sollicitation suivante :

F_p = 4.A cp Wp.

A: coefficient d'accélération A = 0,25.

c_p : Facture de force horizontale c_p= 0,8. ►► [**R.P.A page 43 tab. 6.1**] ◄◄

w_p : poids de l'accélère w_p = 1,755 KN.

d'où :

$F_p = 4 \times 0.25 \times 0.8 \times 1.755 = 1,404$

1,5 Q = 1,5 .1 = 1,5 kN /m

F_p = 1.404< Q = 1,5 KN .

la condition est vérifiée , alors l'acrotère résiste à la sollicitation due au séisme local.

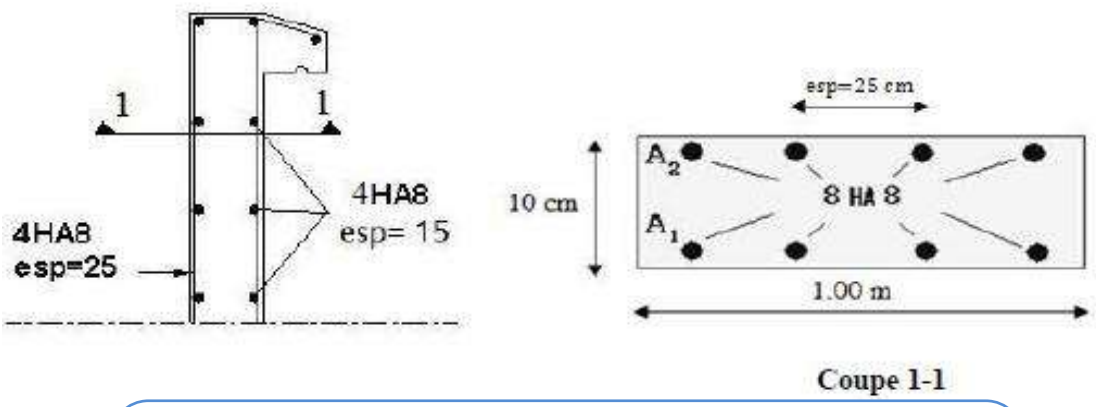


Figure III.4 : Schéma représente le ferraillage de l'acrotère.

III.2. Planchers :

III.2.1 Introduction :

Les planchers sont des éléments plans horizontaux qui font partie de la structure, destinées à limiter les étages et à supporter les revêtements de sol, dont les deux fonctions principales sont :
Une fonction de résistance mécanique (supporter son poids propre et les surcharges)
Une fonction d'isolation acoustique et thermique qui peut être assurée complémentairement par un faux plafond ou un revêtement de sol.

Les planchers dans notre structure sont réalises par des:

- plancher en corps creux.
- Plancher à dalle pleine.

III.2.2. Planchers à corps creux :

Notre plancher comporte une hauteur totale: ht = 16+ 4= 20cm, il est constitué d'un corps creux de dimensions (16 x 65) cm².qui repose sur des poutrelles préfabriquées.

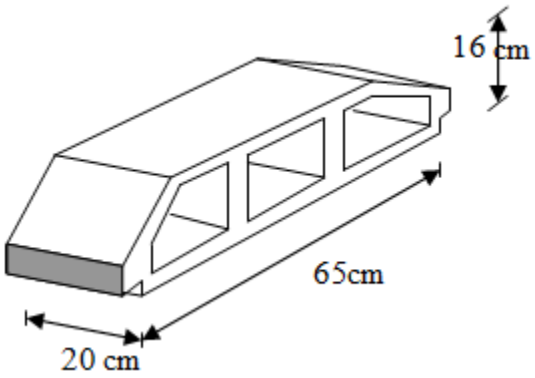


Figure.III.5 : Dimensionnement du corps

III.2.2.1- Dimensionnement des poutrelles :

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

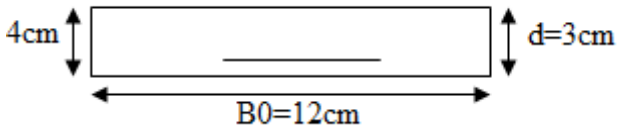


Figure.III.6 : Dimensionnement des poutrelles.

III.2.2.2. Calcul des poutrelles:

Les poutrelles sont des éléments préfabriqués ; leur calcul est associé à celui d'une poutre semi encastrée aux poutres de rives.
. Le calcul se fait en deux étapes :

Etape 1: avant coulage de la table de compression.
Etape 2: après coulage de la table de compression.

✓ **Etape 1: avant coulage :**

✓ $Q = Max\begin{cases}1kN \\ 5000N/m\end{cases}$ Localisée au milieu de la travée .

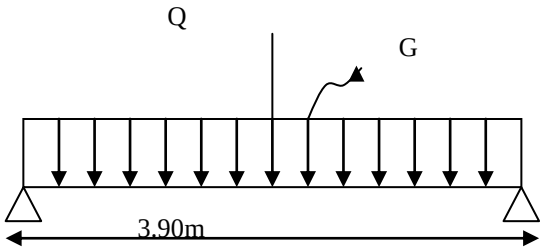


Figure III.7 : Poutrelle avant coulage.

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

-Surcharge d'exploitation : Q = Max $\begin{cases}1kN \\ 0.5\times 3.9 = 1.95kN\end{cases}$

$\Rightarrow$ Q = 1.95 Kn

Tableau III.1: les charges de la poutrelle avant collage

La travée L (m)	Q (kN)	G (kN/ml)	
3.90	1.95	poids de poutrelle	poids du corps creux
		0.12×0.04×25= 0.12	0.65×1 = 0.65
		0.77	

Tableau III.2: Calcul des moments.

MG(KN.m)	MQ(KN.m)	MU(KN.m)
$\frac{GL^2}{8} = \frac{0.77 \times 3.90^2}{8} = 1.46$	$\frac{QL}{4} = \frac{1.95 \times 3.90}{4} = 1.90$	1.35MG+1.5MQ 1.35 (1.46) +1.5 (1.90)=4.821

III.2.2.3 : Ferraillage :

les poutrelles travaillent en flexion simple et les dimension sont:

h=4cm; d=0.9h; b=12cm; σ_{bc}=14.2MPa; σ_s=348MPa

ELU :

$$\mu = \frac{M_U}{b \times d^2 \times \overline{\sigma_b}} = \frac{4.821 \times 10^6}{120 \times 30^2 \times 14.2} = 3.143 \gg \mu_l = 0.392$$

Cette valeur de μ=7.084 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.

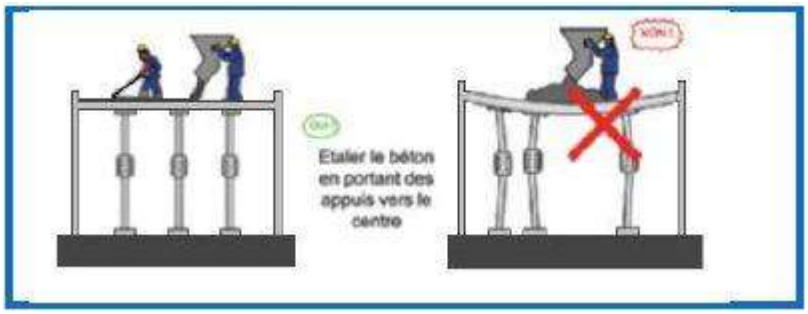


Figure.III.8 : Choix de disposition des étaiements .

III.2.3.Calcul des étaiements :

➢ Pour un seul étaiement au milieu :

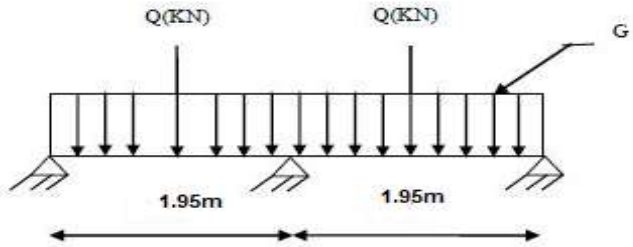


Figure.III.9 : un seul étaiement.

G = 0,77 KN/ ml→

$MG=Gl^2/8=\frac{0.77\times1.95^2}{8} = 0.366,(KN.m)$

Et on a:

Q = Max [1 KN ; 0.5x1.95KN]

Q = Max [1 KN; 0.975KN] =1KN.

$M_Q = QL/4=\frac{1\times1.95}{4} = 0.488$

Mu=1.35MG+1.5MQ =1.35(0.366)+1.5(0.488)

Mu=1.225KN.m

$$\mu = \frac{M_U}{b\times d^2\times\overline{\sigma_b}} = \frac{1.225\times10^6}{120\times30^2\times14.2} = 0.799 \gg \mu_l = 0.392$$ ..... (cnv)

On ajoute un autre étaiement.

➢ Pour deux étaiements :

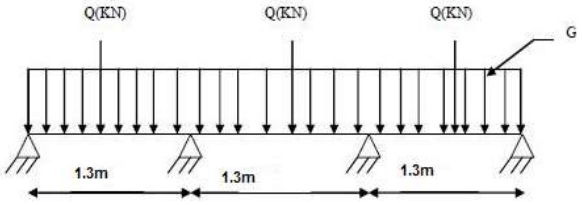


Figure.III.10 : deux étaiements .

G = 0,77 KN/ ml→MG=0,163(KN.m)

Q = Max [1 KN ; 0.5x1.30KN] = 1.00KN

→MQ=0,325(KN.m)

Donc: Mu=0,707(KN.m)

$\mu = \frac{M_U}{b \times d^2 \times \overline{\sigma_b}} = \frac{0.707 \times 10^6}{120 \times 30^2 \times 14.2} = 0.461 > \mu_l = 0.392$

…… (cnv)

On ajoute un autre étaiement

- **Pour trois étaiements :**

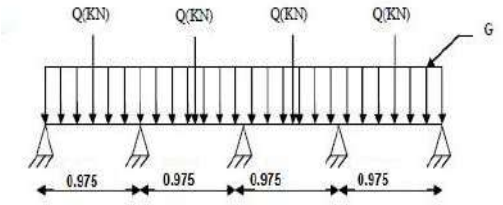


Figure.III 11: trois étaiements.

G = 0,77 KN/ ml→MG=0,091(KN.m)

Q = Max [1 KN ; 0.5x0.975KN] = 1.00KN

→MQ=0,244(KN.m)

Donc: Mu=0 .489(KN

$\mu = \frac{M_U}{b \times d^2 \times \overline{\sigma_b}} = \frac{0.489 \times 10^6}{120 \times 30^2 \times 14.2} = 0.319 < \mu_l = 0.392$ …… (cv)

On ajoute un autre étaiement

Tableau III.3: Calcul des étaiements.

N° Etais	L poutrelle	G	Q	MG	MQ	MU	μ	μ max	Vérif
0	3,9	0,77	1,95	1,464	1,901	4,828	3.148	0,392	cnv
1	1,950	0,77	1	0,366	0,488	1,225	0.799	0,392	cnv
2	1,300	0,77	1	0,163	0,325	0,707	0.461	0,392	cnv
3	0,975	0,77	1	0,091	0,244	0,489	0.319	0,392	cv

✓ **Etape 2: après coulage :**

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

Cinq types de poutres continues sont **:**

- ✓ Poutrelle à 2 travées.
- ✓ Poutrelle à 3 travées.
- ✓ Poutrelle à 4 travées.
- ✓ Poutrelle à 5 travées.

III.2.3.1. Méthodes de calcul :

Pour le calcul des poutrelles, on a deux Méthodes :

- **Méthode forfaitaire :**
  - **Domaine d'application :**

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

1 : $Q \leq \text{Max}\{2G\ ;\ 5kN/m2\}$.

2 : Les moments d'inerties des sections sont égaux dans toutes les travées.

3 : Les portées successives sont dans un rapport compris entre 0,8 et 1,25 .

4 : Fissuration non préjudiciable. .

Exposé de la méthode :

M_0: La valeur minimale du moment fléchissant dans chaque travée (moment isostatique).

(**Mw** ; **Me**) : Les valeurs absolues des moments sur appuis de gauche et de droite respectivement dans la travée considérée.

Mt : Le moment maximal en travée dans la travée considérée.

Moment sur appuis :

- ✓ M ≥ 0,2M0……appuis de rive
- ✓ M ≥ 0,6M0……pour une poutre à deux travées
- ✓ M ≥ 0,5M0……pour les appuis voisins des appuis de rives d'une poutre a plus de deux travées.
- ✓ M = 0,4M0……pour les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de deux travées

➢ Méthode de Caquot :

Exposé de la méthode :

Cette méthode est applicable pour les charges élevées et quand la méthode forfaitaire n'est pas applicable. Elle consiste à calculer les moments aux appuis sous l'effet des charges (uniformes et concentrées) appliquées aux travées voisines de l'appui, puis de déterminer les moments en travée.

portée fictive: Pour toutes les travées on déterminera la longueur fictive.

$$L = \begin{cases} 0.8L \text{ pour une travée intermediaire} \\ L \text{ pour une travée de rive} \end{cases}$$

- **Coefficient de rigidité :**

On désigne par **γ** le coefficient de rigidité qui sera le rapport des raideurs des 2 travées à gauche et à droite d'un appui considéré.

$$\gamma = \frac{l'_e I_w}{l'_w I_e}$$

Cas particulier:

Pour une poutre continue de mêmes hauteur et largeur, donc à inertie constante et en cas d'absence de charge concentrée; on a :

Le coefficient de rigidité:

$$\gamma = \frac{l'_e}{l'_w}$$

Le moment aux appuis: $M_{app} = \frac{l'^3_w q_w + l'^3_e q_e}{8.5 \times (l'_e + l'_w)}$

Remarque: on prend les moments des appuis de rive comme semi encastrement

$Mapp = 0.2\ M0$ (M0 : moment isostatique)

Le moment en travée: La méthode de Caquot nous permet de prendre le moment :

a)Une seule travée : à mi-travée ($x = L/2$) comme moment maximum en travée:

$$M_t = M_0 - \frac{M_e + M_w}{2}$$

b) Deux travée et plus : ($\frac{dM_t(x)}{dx} = 0$) comme moment maximum en travée:

$$M_t(x) = -\frac{Px^2}{2} + \left(\frac{PL}{2} + \frac{M_e - M_w}{l}\right)x + M_w$$

Effort tranchant :

$$T_\omega = T_0 + \frac{M_\omega - M_e}{L} = \frac{PL}{2} + \frac{M_\omega - M_e}{L}$$

$$T_e = -T_0 + \frac{M_\omega - M_e}{L} = -\frac{PL}{2} + \frac{M_\omega - M_e}{L}$$

Avec :

P : Charge répartie de la travée.

Mo : moment isostatique.

Mw ; Me :Les valeurs absolues des moments sur appuis de gauche et de droite.

qw : Charge répartie à gauche de l'appui considéré.

qe : Charge répartie à droite de l'appui considérée.

l'w : longueurs de travées fictives à gauche.

l'e : longueurs de travées fictives à droite.

L : représente la portée de la travée libre.

Tw : Effort tranchant à gauche de l'appui considéré.

Te : Effort tranchant à droite de l'appui considéré.

Le calcul s'effectue par la méthode forfaitaire.

II.2.3.2. Les types des planchers :

On a différents types des poutrelles à étudier :

a) .Terrasse :

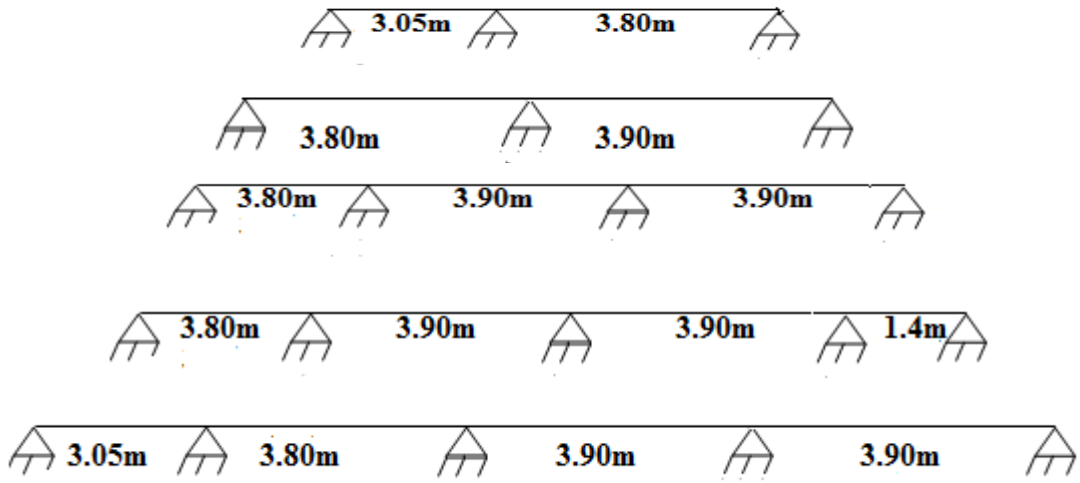


Figure.III.12. les types de plancher de la terrasse.

b).étage courant + RDC :

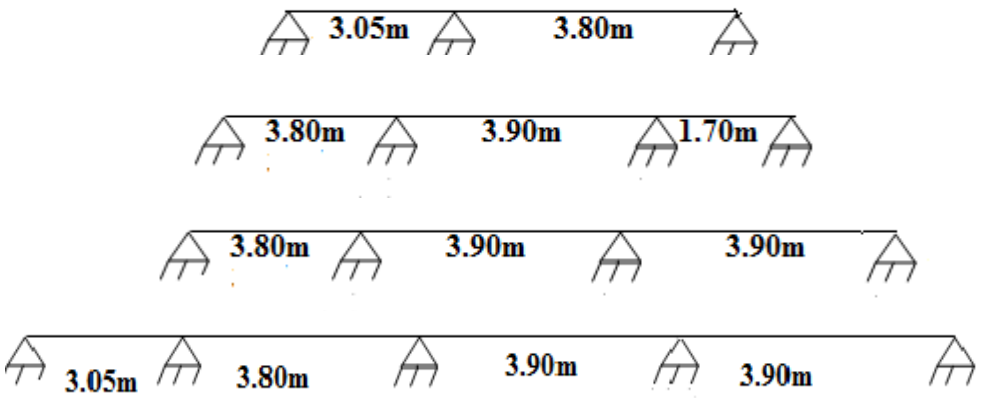


Figure.III.13 : les types des planchers des étages courants.

➢ La terrasse :

- $G = 6.60kN/m2, Q = 1kN/m2$
- $Pu = (1.35G + 1.5Q)x\ 0.65 = 6.76kN/ml$
- $Ps = (G + Q)\ x\ 0.65 = 4.94kN/ml$

Type 1 : Poutrelles à deux travées : : forfitaire

G kN/m^2	Q kN/m2	Pu	Ps
6.6	1	6.7665	4.94

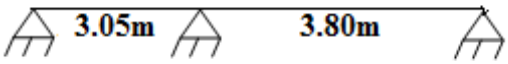


Tableau III.4 : Poutrelles à deux travées (les moments et les efforts tranchants à ELU).

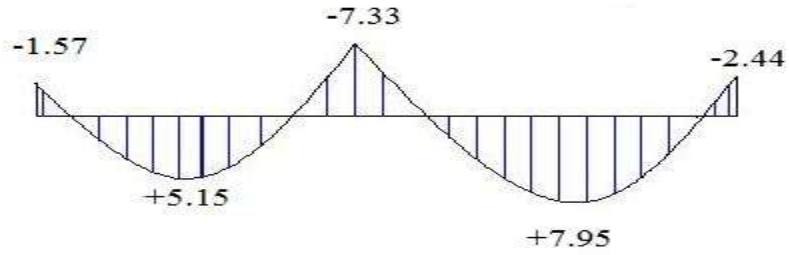
Travée	L (m)	M_0 (kN.m)	M_t (kN.m)	M_W (kN.m)	M_e (kN.m)	T_0 (kN)	T_W (kN)	T_e (kN)
A-B	3.05	7.87	5.15	-1.57	-4.72	10.32	9.29	-11.35
B-C	3.80	12.21	7.95	-7.33	-2.44	12.86	14.14	-11.57

Tableau III.5 : Poutrelles à deux travées (les moments et les efforts tranchants à ELS).

Travée	L (m)	M_0 (kN.m)	M_t (kN.m)	M_W (kN.m)	M_e (kN.m)	T_0 (kN)	T_W (kN)	T_e (kN)
A-B	3.05	5.74	3.95	-1.15	-3.45	7.53	10.53	-12.23
B-C	3.80	8.92	6.10	-5.35	-1.78	9.39	11.05	-11.05

Diagrammes des efforts internes :

- **Moment fléchissant :**
- **E.L.U :**



- **E.L.S :**

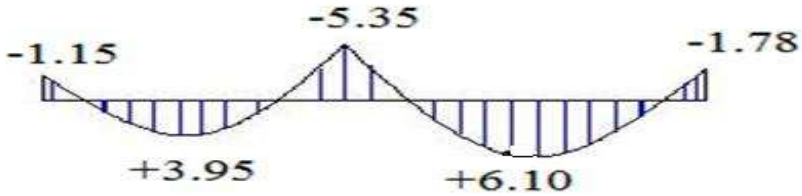
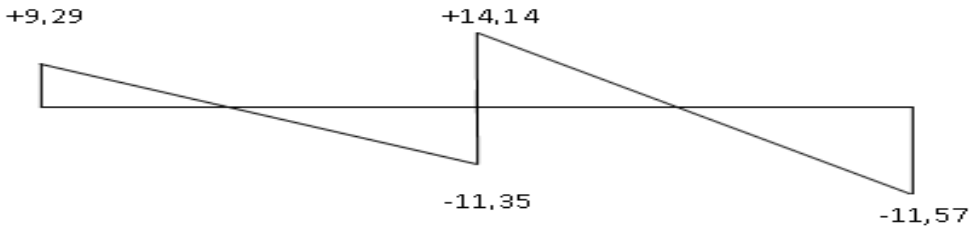


Figure.III.14 : Diagrammes des moments fléchissants.

- **Effort tranchant :**

E.L.U :



ELS :

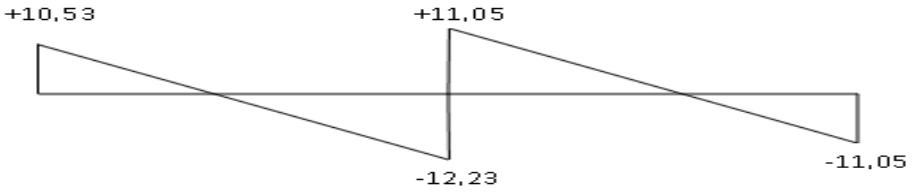


Figure.III.15 : Diagrammes des Efforts tranchants.

Type 2 : Poutrelles à deux travées : forfitaire

G kN/m^2	Q kN/m2	Pu	Ps
6.6	1	6.77	4.94

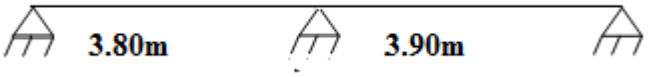


Tableau III.6 : Poutrelles à deux travées (les moments et les efforts tranchants à ELU).

Travée	L (m)	M_0 (kN.m)	M_t (kN.m)	M_W (kN.m)	M_e (kN.m)	T_0 (kN)	T_W (kN)	T_e (kN)
A-B	3.80	12.21	7.94	-2.44	-7.33	12.86	11.57	-14.14
B-C	3.90	12.86	8.36	-7.7 2	-2.57	13.19	14.51	-11.88

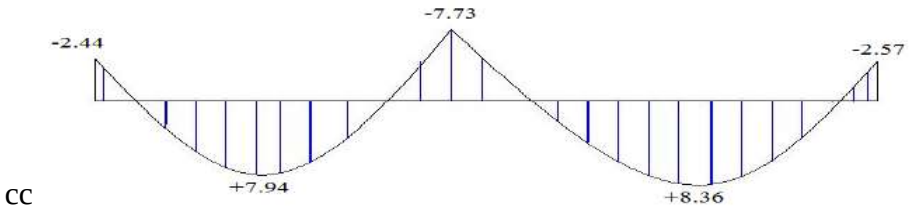
Tableau III .7 : Poutrelles à deux travées (les moments et les efforts tranchants à ELS).

Travée	L (m)	M_0 (kN.m)	M_t (kN.m)	M_W (kN.m)	M_e (kN.m)	T_0 (kN)	T_w (kN)	T_e (kN)
A-B	3.80	8.92	5.80	-1.78	-5.35	9.39	10.53	-12.23
B-C	3.90	9.39	6.10	-5.64	-1.88	9.63	11.05	-11.05

Diagrammes des efforts interne

- **Moment fléchissant :**

E.L.U :



cc

ELS :

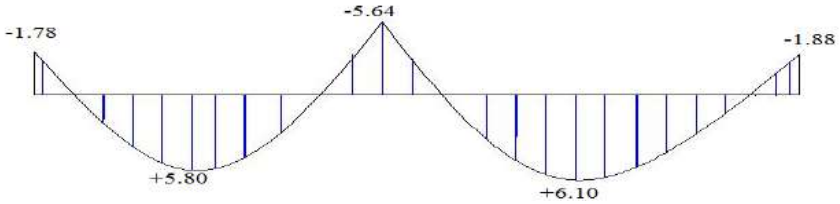
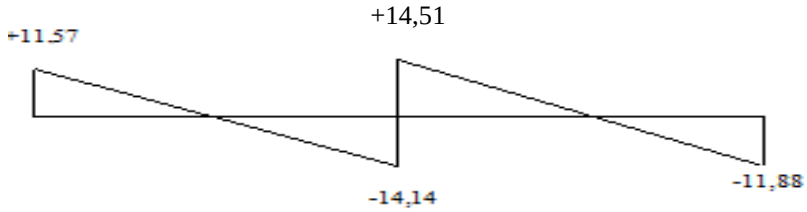


Figure.III.16 : Diagrammes des moments fléchissants.

- **Effort tranchant :**

ELU :



ELS :

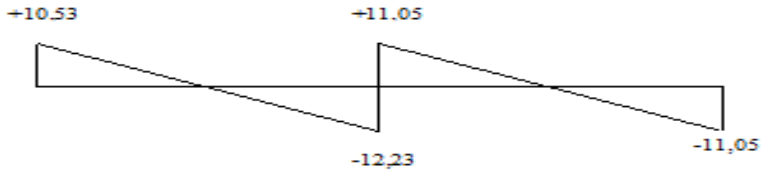


Figure.III.17 ; Diagrammes des Efforts tranchants.

Type 3: Poutrelles à trois travée : forfitaire

G kN/m^2	Q kN/m2	Pu	Ps
6,6	1	6,77	4,94

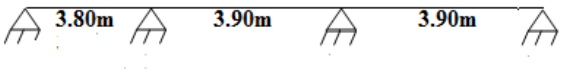


Tableau III.8 : Poutrelles à trois travées (les moments et les efforts tranchants à ELU).

Travée	Pu (kN)	L (m)	M_0 (kN.m)	M_t (kN.m)	M_W (kN.m)	M_e (kN.m)	T_0 (kN)	T_W (kN)	T_e (kN)
A-B	6.77	3.80	12.21	8.55	-2.44	-6.11	12.86	11.89	-13.82
B-C	6.77	3.90	12.86	7.08	-6.43	-6.43	13.19	13.19	-13.19
C-D	6.77	3.90	12.86	9.01	-6.43	-2.57	13.19	14.18	-12.21

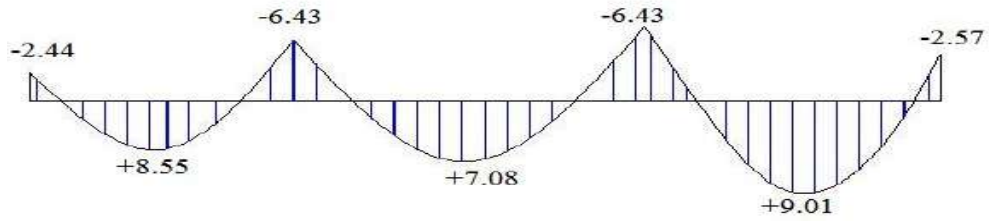
Tableau.III.9 : Poutrelles à trois travées (les moments et les efforts tranchants à ELS).

Travée	Ps (kN)	L (m)	M_0 (kN.m)	M_t (kN.m)	M_W (kN.m)	M_e (kN.m)	T_0 (kN)	T_W (kN)	T_e (kN)
A-B	4.94	3.50	7.56	5.30	-1.51	-3.78	8.65	8.00	-9.29
B-C	4.94	3.40	7.14	3.93	-3.57	-3.57	8.40	8.40	-8.40
C-D	4.94	3.40	7.14	5.00	-3.57	-1.43	8.40	9.03	-7.77

Diagrammes des efforts internes :

- **Moment fléchissant :**

E.L.U :



E.L.S :

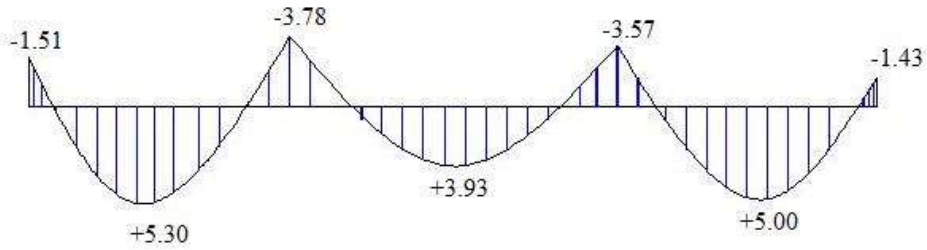
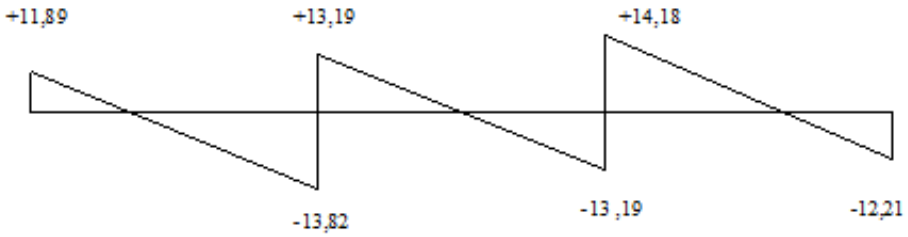


Figure.III.18 : Diagrammes des moments fléchissants.

- **Effort tranchant :**

E.L.U :



E.L.S :

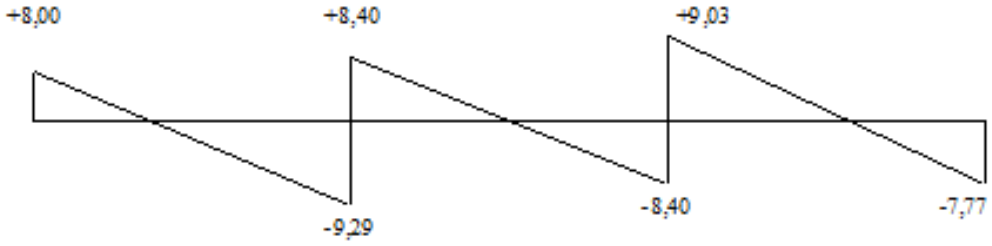


Figure.III.19 : Diagrammes des Efforts tranchants.

Type 4: Poutrelles à quatre travées forfitaire :

G kN/m^2	Q kN/m2	Pu	Ps
6,6	1	6,77	4,94

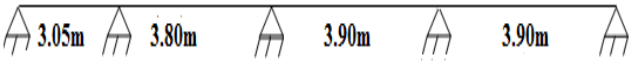


Tableau III .10 : Poutrelles à quatre travées (les moments et les efforts tranchants à ELU).

Travée	Pu (kN)	L (m)	M_0 (kN.m)	M_t (kN.m)	M_W (kN.m)	M_e (kN.m)	T_0 (kN)	T_W (kN)	T_e (kN)
A-B	6.77	3.05	7.87	5.51	-1.57	-3.93	10.32	9.54	-11.09
B-C	6.77	3.80	12.21	7.33	-6.11	-4.89	12.86	13.18	-12.53
C-D	6.77	3.90	12.86	7.72	-5.15	-6.43	13.19	12.86	-13.52
D-E	6.77	3.90	12.86	9.01	-6.43	-2.57	13.19	14.18	-12.21

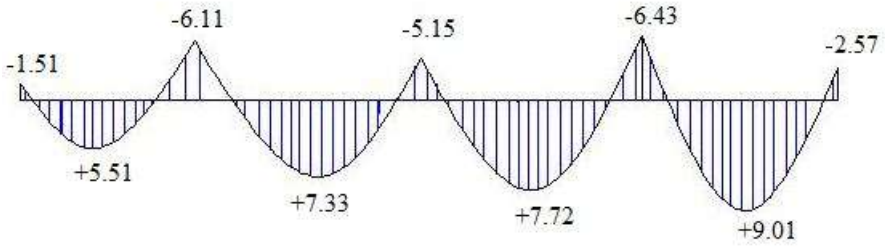
Tableau III.11 : Poutrelles à quatre travées (les moments et les efforts tranchants à ELS).

Travée	Ps (kN)	L (m)	M_0 (kN.m)	M_t (kN.m)	M_W (kN.m)	M_e (kN.m)	T_0 (kN)	T_W (kN)	T_e (kN)
A-B	4.94	3.05	5.74	4.03	-1.15	-2.87	7.53	6.97	-8.10
B-C	4.94	3.80	8.92	5.36	-4.46	-3.57	9.39	9.62	-9.15
C-D	4.94	3.90	9.39	5.65	-3.76	-4.70	9.63	9.39	-9.87
D-E	4.94	3.90	9.39	6.58	-4.70	-1.88	9.63	10.36	-8.91

Diagrammes des efforts internes :

- **Moment fléchissant :**

E.L.U :



E.L.S :

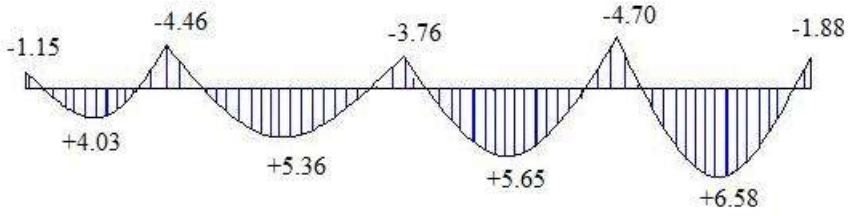
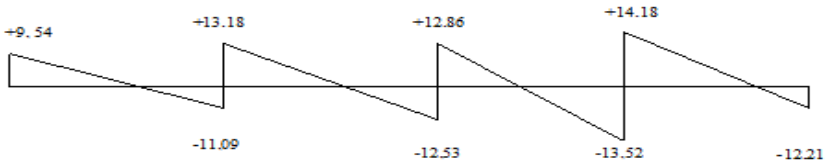


Figure.III.20 : Diagrammes des moments fléchissants.

- **Effort tranchant :**

E.L.U :



ELS :

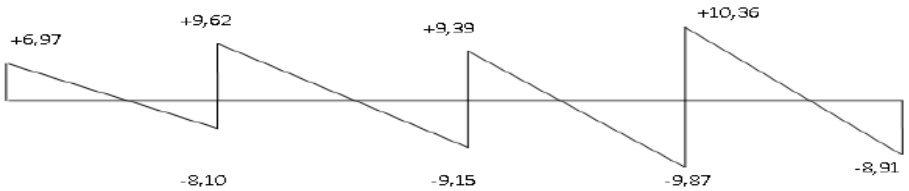


Figure.III.21 : Diagrammes des Efforts tranchants.

Type 5: Poutrelles à quatre travée :caquot ;

	G	Q	qu	qser
terasse	4,29	0,65	6,7665	4,94



Tableau III.12 : Poutrelles à quatre travées (les moments et les efforts tranchants à ELU).

travées	qu (KN)	L (m)	L' (m)	M_0 (KNm)	Mw (KNm)	Me (KNm)	Mt (kN.m)	Tw (kN)	Te (kN)
AB	6.77	3.80	3.80	12.22	-2.44	-9.81	6.09	10.92	-14.80
BC	6.77	3.90	3.12	12.87	-9.81	-7.75	4.09	13.73	-12.67
CD	6.77	3.90	3.12	12.87	-7.75	-5.84	6.08	13.69	-12.71
DE	6.77	1.40	1.40	1.66	-5.84	-0.33	-1.42	8.67	-0.81

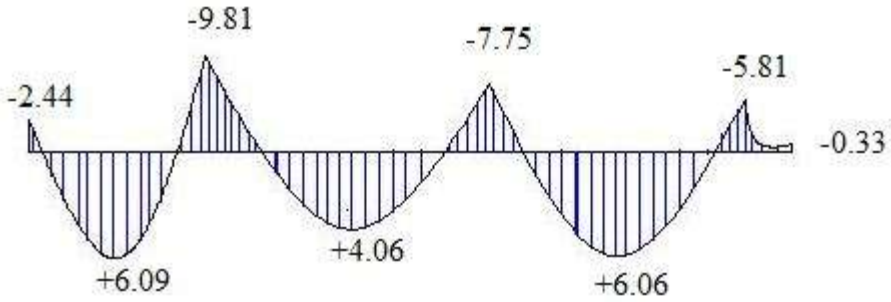
Tableau III.13: Poutrelles à quatre travées (les moments et les efforts tranchants à ELS).

travées	q ser (KN)	L (m)	L' (m)	M_0 (KNm)	Mw (KNm)	M_e (KNm)	M_t (KNm)	Tw (kN)	Te (kN)
AB	4.94	3.80	3.80	8.92	-1.78	-7.16	4.45	7,97	-10,80
BC	4.94	3.90	3.12	9.39	-7.16	-5.66	2.98	10,02	-9,25
CD	4.94	3.90	3.12	9.39	-5.66	-4.26	4.43	9,99	-9,27
DE	4.94	1.40	1.40	1.21	-4.26	-0.24	-1.04	6,32	-0,58

Diagrammes des efforts internes :

- **Moment fléchissant :**

E.L.U :



E.L.S :

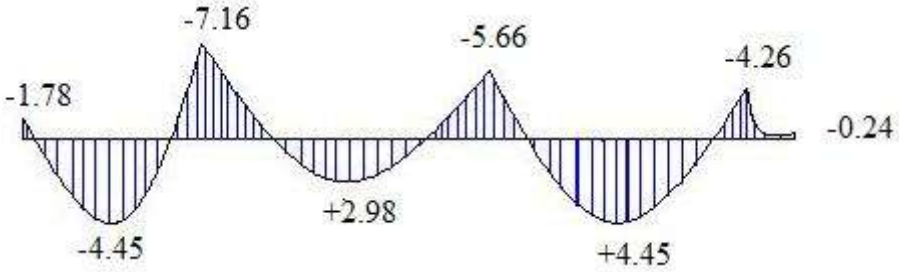
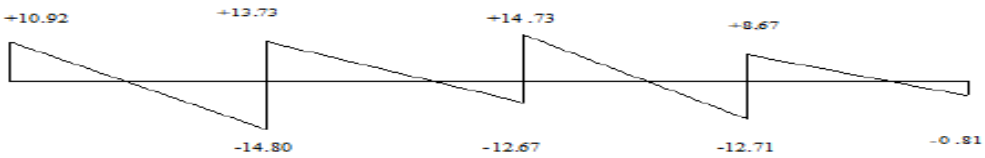


Figure.III.22 : Diagrammes des moments fléchissants.

- **Effort tranchant :**

E.L.U :



ELS :

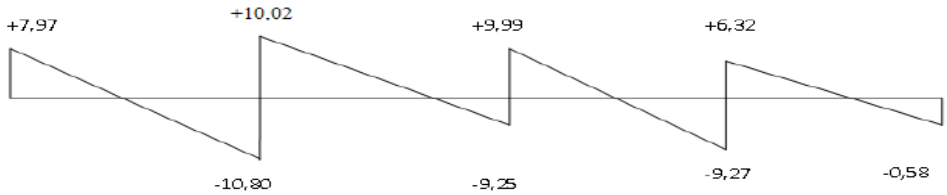


Figure.III.23: Diagrammes des Efforts tranchants.

➢ Plancher courant (4eme)

Type 1: Poutrelles à quatre travées :

G kN/m^2	Q kN/m2	Pu	Ps
6	5	10.14	7.15



Tableau III.14 : Poutrelles à deux travées (les moments et les efforts tranchants à ELU).

Travée	L (m)	M_0 (kN.m)	M_t (kN.m)	M_W (kN.m)	M_e (kN.m)	T_0 (kN)	T_W (kN)	T_e (kN)
A-B	3.05	11.79	14.74	-2.36	-7.07	15.46	13.92	-17.01
B-C	3.8	18.30	15.56	-10.98	-3.66	19.27	21.19	-17.34

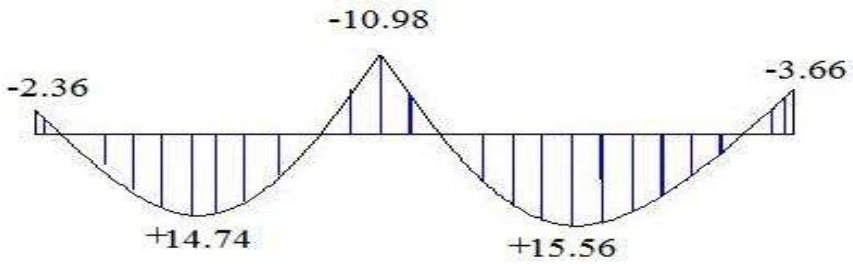
Tableau.III.15 : Poutrelles à deux travées (les moments et les efforts tranchants à ELS).

Travée	L (m)	M_0 (kN.m)	M_t (kN.m)	M_W (kN.m)	M_e (kN.m)	T_0 (kN)	T_W (kN)	T_e (kN)
A-B	3.05	8.31	10.39	-1.66	-4.99	10.90	10.53	-12.23
B-C	3.80	12.91	10.97	-7.74	-2.58	13.59	11.05	-11.05

Diagrammes des efforts internes:

- **Moment fléchissant:**

E.L.U:



E.L.S

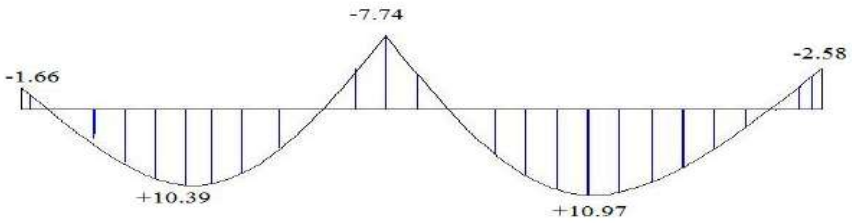
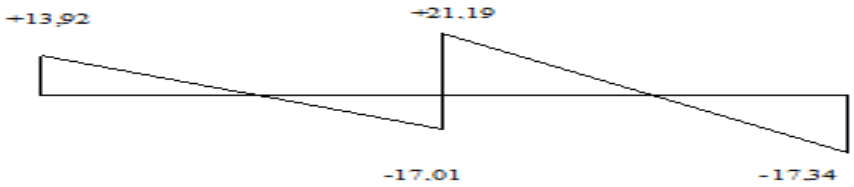


Figure.III.24. Diagrammes des moments fléchissants.

- **Effort tranchant :**

E.L.U :



E.L.S :

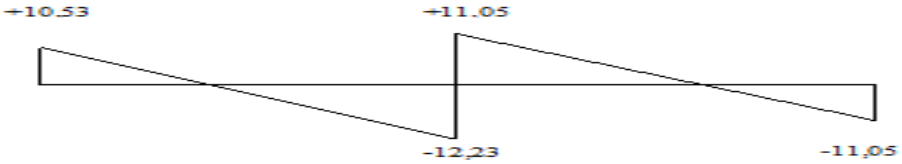
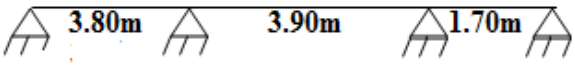


Figure.III.25 : Diagrammes des Efforts tranchants.

Type2 : Poutrelles à trois travées : Caquot.

G kN/m^2	Q kN/m2	Qu (KN)	Qser (KN)
6	1.5	6.73	4.97



. **Tableau III.16 :** Poutrelles à trois travées (les moments et les efforts tranchants ELU).

travées	qu (KN)	L m	L' (m)	M_0 (KNm)	Mw (KNm)	M_e (KNm)	M_t	T_w (kN)	T_e (kN)
AB	6.73	3.80	3.80	12.15	-2.43	-9.75	6.06	10.86	-14.71
BC	6.73	3.90	3.12	12.80	-9.75	-5.80	5.02	14.14	-12.11
CD	6.73	1.70	1.70	2.43	-5.80	-0.49	-0.71	8.84	-2.60

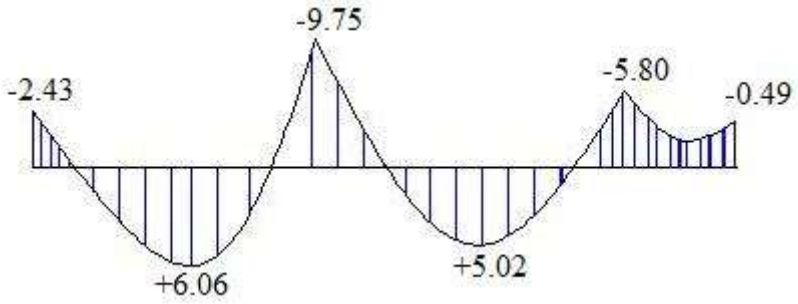
Tableau III.17 : Poutrelles à trois travées (les moments et les efforts tranchants ELS).

travées	qser (KN)	L (m)	L' (m)	M_0 (KNm)	Mw (KNm)	M_e (KNm)	M_t	T_w (kN)	T_e (kN)
AB	4.87	3.80	3.80	8.79	-1.76	-7.06	4.38	7,85	-10,64
BC	4.87	3.90	3.12	9.26	-7.06	-4.19	3.63	8,13	-8,76
CD	4.87	1.70	1.70	1.76	-4.19	-0.35	-0.51	6,40	-1,88

Diagrammes des efforts internes :

- **Moment fléchissant :**

E.L.U :



E.L.S :

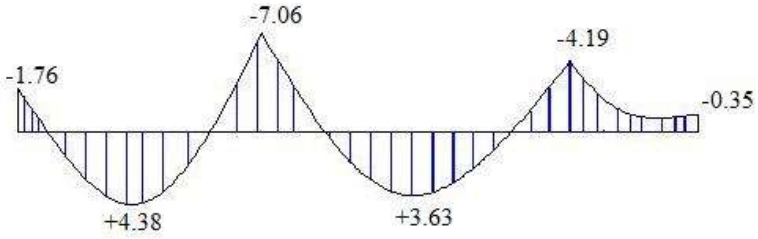
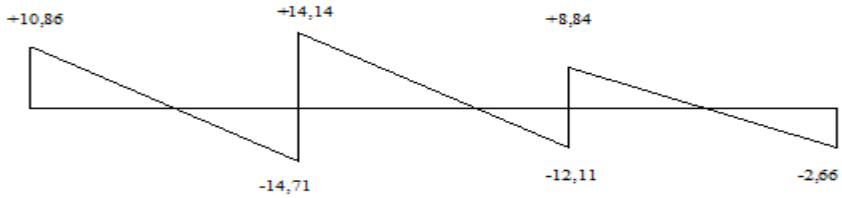


Figure.III.26 : Diagrammes des moments fléchissants.

- **Effort tranchant :**

E.L.U :



E.L.S :

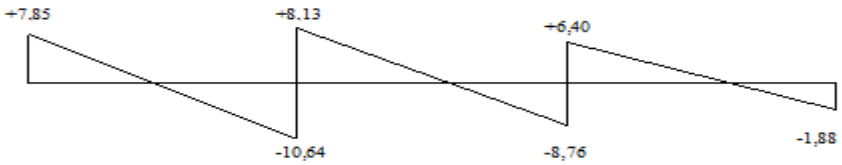
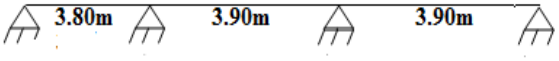


Figure.III.27 : Diagrammes des Effort tranchant.

Type 3 : Poutrelles à trois travée :



G kN/m^2	Q kN/m2	Pu	Ps
6	1.5	6.73	4.88

Tableau III.18 : Poutrelles à trois travées (les moments et les efforts tranchants à ELU).

Travée	Pu (kN)	L (m)	M_0 (kN.m)	M_t (kN.m)	M_W (kN.m)	M_e (kN.m)	T_0 (kN)	T_W (kN)	T_e (kN)
A-B	6.73	3.80	12.14	8.63	-2.43	-6.07	12.78	11.82	-13.74
B-C	6.73	3.90	12.79	7.17	-6.40	-6.40	13.12	13.12	-13.12
C-D	6.73	3.90	12.79	9.09	-6.40	-2.56	13.12	14.10	-12.13

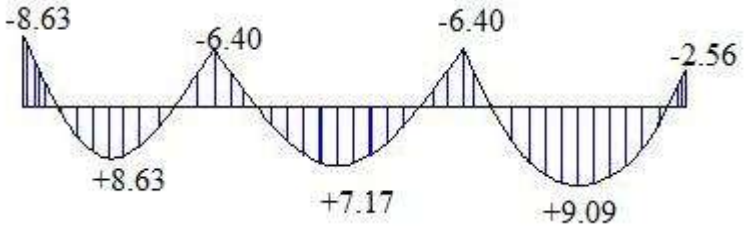
Tableau III.19 : Poutrelles à trois travées (les moments et les efforts tranchants à ELS).

Travée	Ps (kN)	L (m)	M_0 (kN.m)	M_t (kN.m)	M_W (kN.m)	M_e (kN.m)	T_0 (kN)	T_W (kN)	T_e (kN)
A-B	4.88	3.50	7.46	5.3	-1.49	-3.73	8.53	7.89	-9.17
B-C	4.88	3.40	7.04	3.93	-3.52	-3.52	8.29	8.29	-8.29
C-D	4.88	3.40	7.04	5	-3.52	-1.41	8.29	8.91	-7.67

Diagrammes des efforts internes :

- **Moment fléchissant :**

E.L.U :



E.L.S :

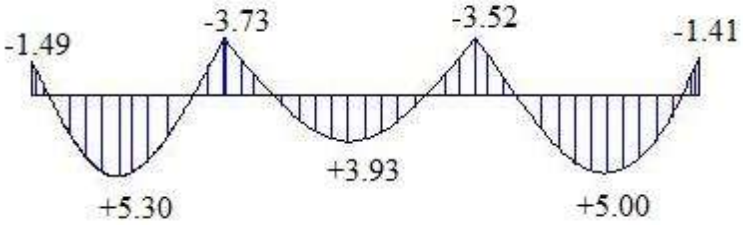
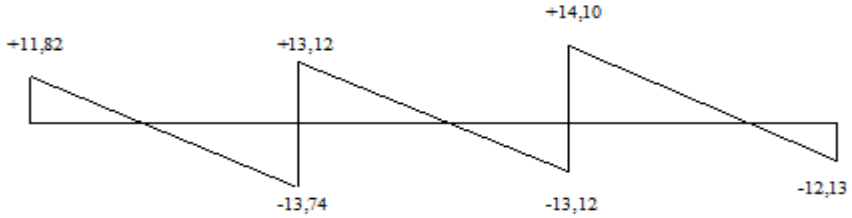


Figure.III.28 : Diagrammes des moments fléchissants.

- **Effort tranchant :**

E.L.U :



E.L.S :

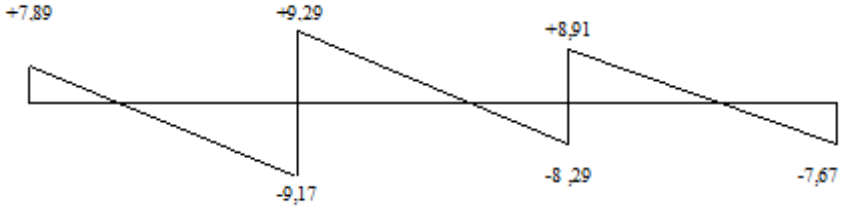


Figure.III.29 : Diagrammes des Efforts tranchants.

Type 4: Poutrelles à trois travées :

G kN/m^2	Q kN/m2	Pu	Ps
6	2.5	7.70	5.53

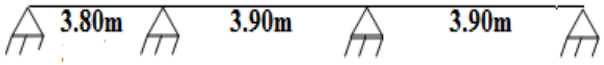


Tableau III.20: Poutrelles à trois travées (les moments et les efforts tranchants à ELU).

Travée	Pu (kN)	L (m)	M_0 (kN.m)	M_t (kN.m)	M_W (kN.m)	M_e (kN.m)	T_0 (kN)	T_W (kN)	T_e (kN)
A-B	7.70	3.80	13.90	10.27	-2.78	-6.95	14.63	13.54	-15.73
B-C	7.70	3.90	14.64	8.62	-7.32	-7.32	15.02	15.02	-15.02
C-D	7.70	3.90	14.64	10.82	-7.32	-2.93	15.02	16.15	-13.89

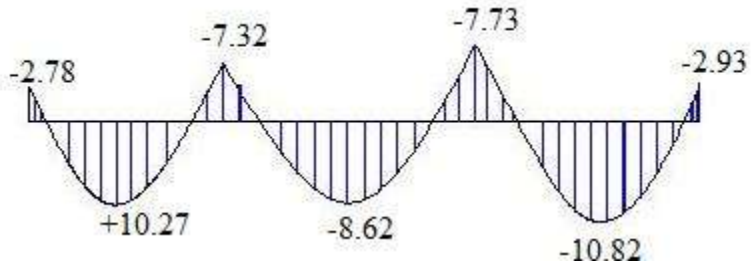
. **Tableau III.21:** Poutrelles à trois travées (les moments et les efforts tranchants à ELS).

Travée	Ps (kN)	L (m)	M_0 (kN.m)	M_t (kN.m)	M_W (kN.m)	M_e (kN.m)	T_0 (kN)	T_W (kN)	T_e (kN)
A-B	5.53	3.80	9.97	6.98	-1.99	-4.99	10.50	9.71	-11.28
B-C	5.53	3.90	10.50	5.78	-5.25	-5.25	10.77	10.77	-10.77
C-D	5.53	3.90	10.50	7.35	-5.25	-2.10	10.77	11.58	-9.97

Diagrammes des efforts internes :

- **Moment fléchissant :**

E.L.U :



E.L.S :

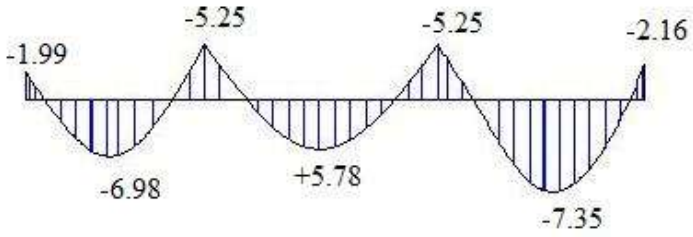
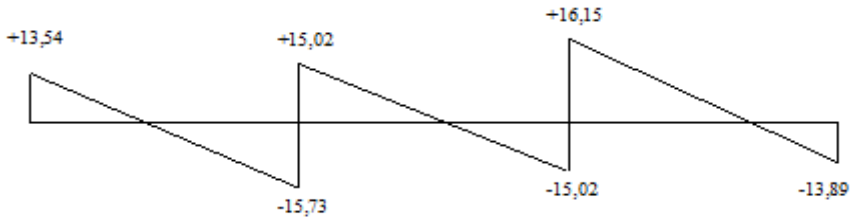


Figure.III.30 : Diagrammes des moments fléchissants.

- **Effort tranchant :**

E.L.U :



E.L.S :

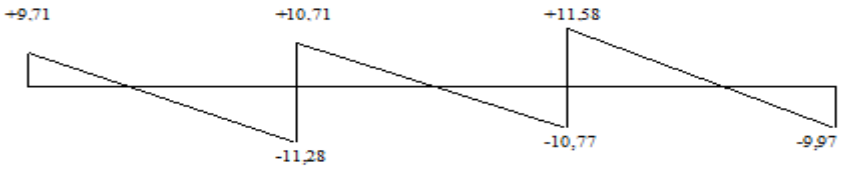


Figure.III.31 : Diagrammes des Efforts tranchants .

Type 5: Poutrelles à quatre travées :

G kN/m^2	Q kN/m2	Pu	Ps
6	2.5	7.70	5.53

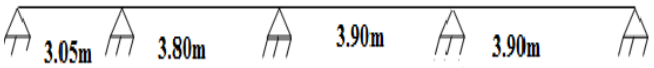


Tableau III.22: Poutrelles à quatre travées (les moments et les efforts tranchants à ELU).

Travée	Pu (kN)	L (m)	M_0 (kN.m)	M_t (kN.m)	M_W (kN.m)	M_e (kN.m)	T_0 (kN)	T_W (kN)	T_e (kN)
A-B	7.70	3.05	8.96	6.62	-1.79	-4.48	11.75	10.87	-12.63
B-C	7.70	3.80	13.90	8.88	-6.95	-5.56	14.63	15.00	-14.27
C-D	7.70	3.90	14.64	9.36	-5.86	-7.32	15.02	14.64	-15.40
D-E	7.70	3.90	14.64	10.82	-7.32	-2.93	15.02	16.15	-13.89

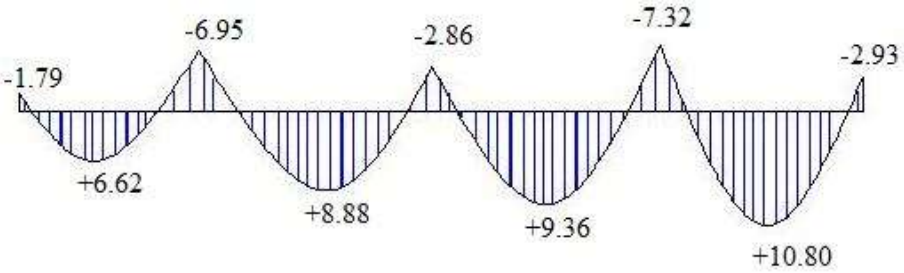
Tableau III.23 : Poutrelles à quatre travées (les moments et les efforts tranchants à ELS).

Travée	Ps (kN)	L (m)	M_0 (kN.m)	M_t (kN.m)	M_W (kN.m)	M_e (kN.m)	T_0 (kN)	T_W (kN)	T_e (kN)
A-B	5.53	3.05	6.42	4.50	-1.28	-3.21	8.43	7.79	-9,06
B-C	5.53	3.80	9.97	6.10	-4.99	-3.99	10.50	10.76	-10,24
C-D	5.53	3.90	10.50	6.80	-4.20	-5.25	10.77	10.50	-11,04
D-E	5.53	3.90	10.50	8,00	-5.25	-2.10	10.77	11.58	-9,97

Diagrammes des efforts internes :

- **Moment fléchissant :**

E.L.U :



E.L.S :

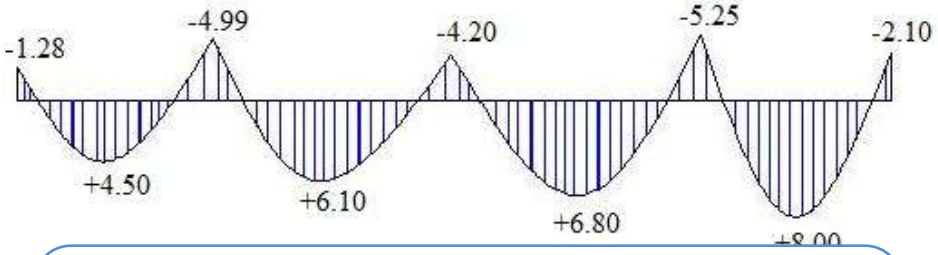
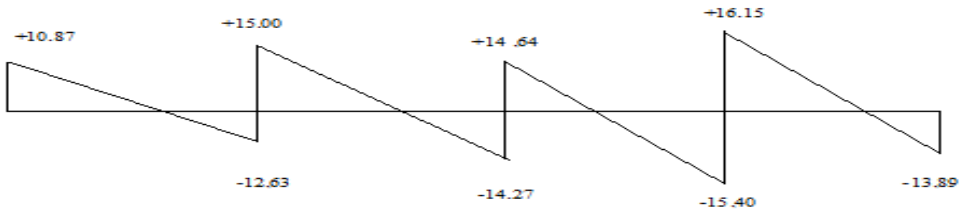


Figure.III.32: Diagrammes des moments fléchissants.

- **Effort tranchant**

E.L.U :



ELS :

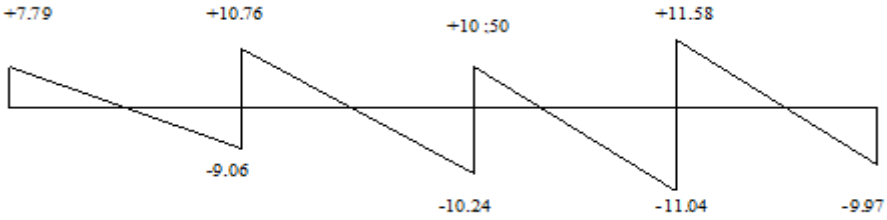


Figure.III.33 : Diagrammes des Efforts tranchants .

➢ **RDC Etage courant(3,2,1)Q=1.5**

Type : Poutrelles à deux travées :

G kN/m^2	Q kN/m2	Pu	Ps
6	1.5	6.73	4.88



Tableau III.24 : Poutrelle à deux travées (les moments et les efforts tranchants à ELU).

Travée	L (m)	M_0 (kN.m)	M_t (kN.m)	M_w (kN.m)	M_e (kN.m)	T_0 (kN)	T_w (kN)	T_e (kN)
A-B	3.05	5.67	7.90	-1.13	-3.40	7.43	10.53	-12.23
B-C	3.80	8.80	6.50	-5.28	-1.76	9.26	11.05	-11.05

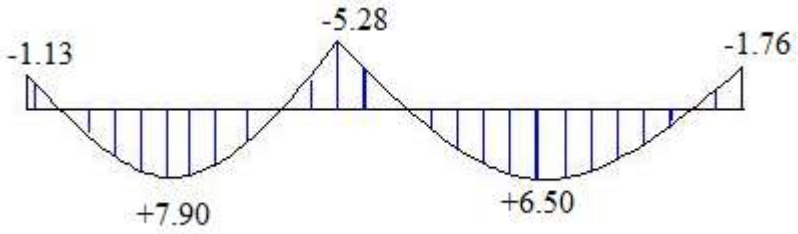
Tableau III.25 : Poutrelle à deux travées (les moments et les efforts tranchants à ELS).

Travée	L (m)	M_0 (kN.m)	M_t (kN.m)	M_w (kN.m)	M_e (kN.m)	T_0 (kN)	T_w (kN)	T_e (kN)
A-B	3.05	7.82	7.95	-1.56	-4.69	10.26	9.23	-11.29
B-C	3.80	12.14	8.60	-7.29	-2.43	12.78	14.06	-11.50

Diagrammes des efforts internes :

- **Moment fléchissant :**

E.L.U :



E.L.S :

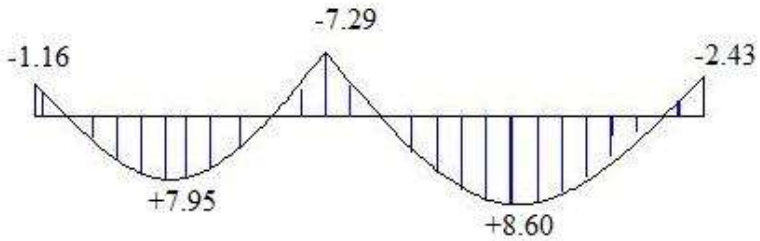
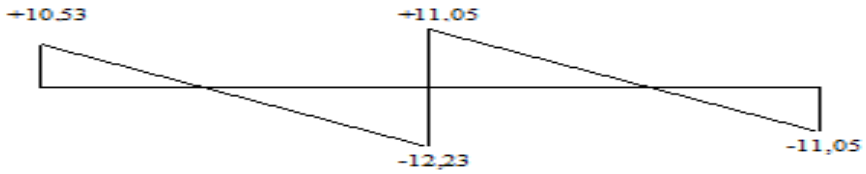


Figure.III.34 : Diagrammes des moments fléchissants.

- **Effort tranchant :**

E.L.U :



E.L.S :

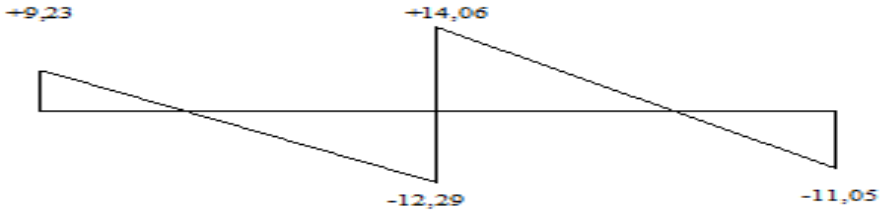


Figure.III.35 : Diagrammes des Efforts tranchants .

Type : Poutrelles à trois travées : caquot :

G kN/m^2	Q kN/m2	Pu	Ps
6	1,5	6,7275	4,875

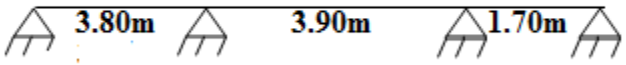


Tableau III.26 : Poutrelle à trois travée (les moments et les efforts tranchants à ELU).

Travée	Pu (kN)	L (m)	M_0 (kN.m)	M_t (kN.m)	M_W (kN.m)	M_e (kN.m)	T_0 (kN)	T_W (kN)	T_e (kN)
A-B	6,73	3,80	12,14	8,62	-2,43	-6,07	12,78	11,82	-13,74
B-C	6,73	3,90	12,79	7,16	-6,40	-6,40	13,12	13,12	-13,12
C-D	6,73	1,70	2,43	1,73	-1,22	-0,49	5,72	6,15	-5,29

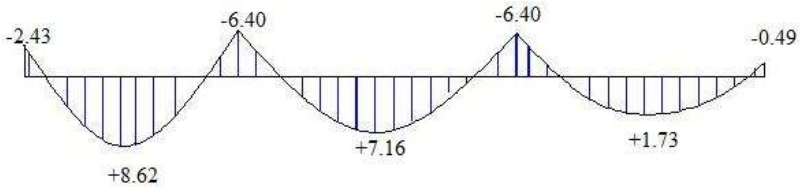
Tableau III.27 : Poutrelle à trois travée (les moments et les efforts tranchants à ELS).

Travée	Ps (kN)	L (m)	M_0 (kN.m)	M_t (kN.m)	M_w (kN.m)	M_e (kN.m)	T_0 (kN)	T_w (kN)	T_e (kN)
A-B	4,875	3,8	8,80	6,16	-1,76	-4,40	9,26	8,57	-9,96
B-C	4,875	3,9	9,27	5,10	-4,63	-4,63	9,51	9,51	-9,51
C-D	4,875	1,7	1,76	1,23	-0,88	-0,35	4,14	4,45	-3,83

Diagrammes des efforts internes :

- **Moment fléchissant :**

E.L.U :



E.L.S

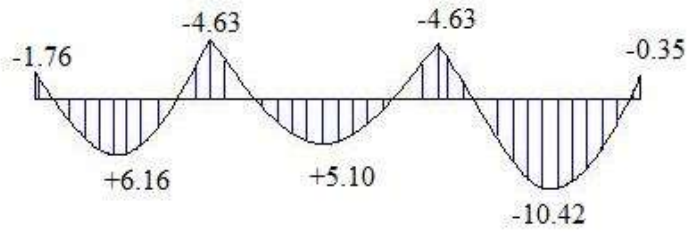
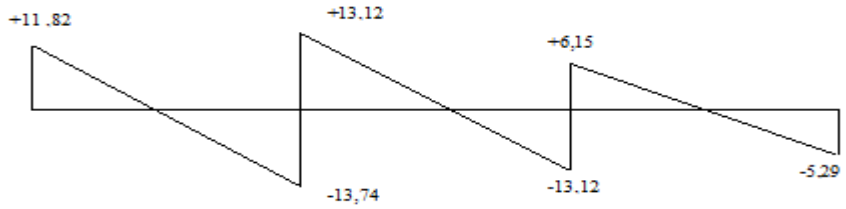


Figure.III.36. Diagrammes des moments fléchissants.

- **Effort tranchant :**

E.L.U :



E.L.S :

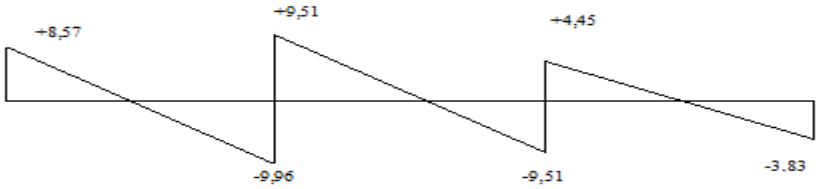


Figure.III.37 : Diagrammes des Efforts tranchants .

Type : Poutrelles à trois travées :

G kN/m^2	Q kN/m2	Pu	Ps
6	1,5	6,73	4,875

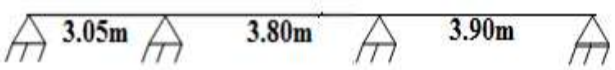


Tableau III.28 : Poutrelle à une seule travée (les moments et les efforts tranchants ELU).

Travée	Pu (kN)	L (m)	M_0 (kN.m)	M_t (kN.m)	M_W (kN.m)	M_e (kN.m)	T_0 (kN)	T_W (kN)	T_e (kN)
A-B	6,73	3,05	7,82	5,56	-1,56	-3,91	10,26	9,49	-11,03
B-C	6,73	3,80	12,14	6,81	-6,07	-6,07	12,78	12,78	-12,78
C-D	6,73	3,90	12,79	9,09	-6,40	-2,56	13,12	14,10	-12,13

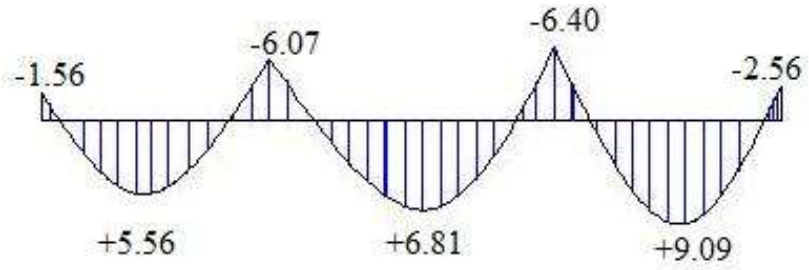
Tableau III.29 : Poutrelle à une seule travée (les moments et les efforts tranchants ELS).

Travée	Ps (kN)	L (m)	M_0 (kN.m)	M_t (kN.m)	M_W (kN.m)	M_e (kN.m)	T_0 (kN)	T_W (kN)	T_e (kN)
A-B	4,875	3,05	5,67	3,98	-1,13	-2,83	7,43	6,88	-7,99
B-C	4,875	3,80	8,80	4,85	-4,40	-4,40	9,26	9,26	-9,26
C-D	4,875	3,90	9,27	6,50	-4,63	-1,85	9,51	10,22	-8,79

Diagrammes des efforts internes :

- **Moment fléchissant :**

E.L.U :



E.L.S :

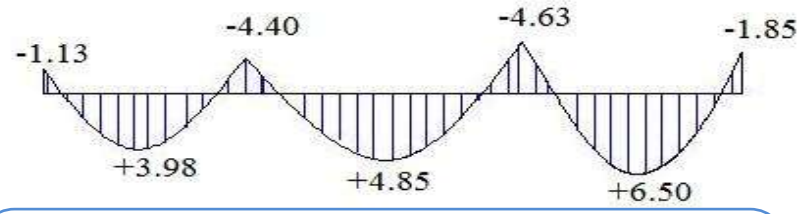


Figure.III.38 : Diagrammes des moments fléchissants.

- **Effort tranchant :**

E.L.U :



E.L.S :

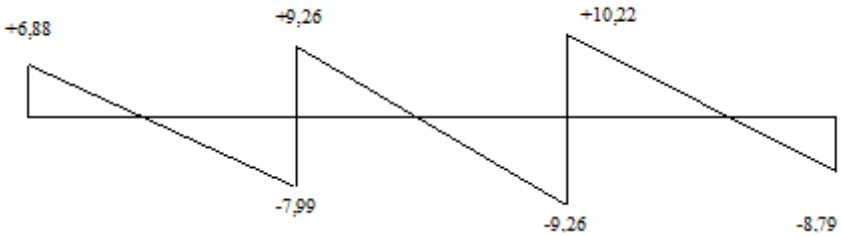


Figure.III. 39 : Diagrammes des Efforts tranchants.

Type : Poutrelles à quatre travées :

G kN/m^2	Q kN/m^2	Pu	Ps
6	1,5	6,73	4,88

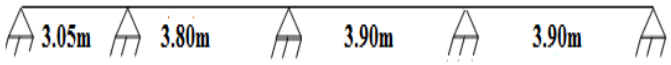


Tableau III. 30 : Poutrelles à deux travées (les moments et les efforts tranchants à ELU).

Travée	Pu (kN)	L (m)	M_0 (kN.m)	M_t (kN.m)	M_W (kN.m)	M_e (kN.m)	T_0 (kN)	T_W (kN)	T_e (kN)
A-B	6.73	3.05	7.82	6.62	-1.56	-3.91	10.26	9.49	-11.03
B-C	6.73	3.80	12.14	8.88	-6.07	-4.86	12.78	13.10	-12.46
C-D	6.73	3.90	12.79	9.36	-5.12	-6.40	13.12	12.79	-13.45
D-E	6.73	3.90	12.79	10.82	-6.40	-2.56	13.12	14.10	-12.13

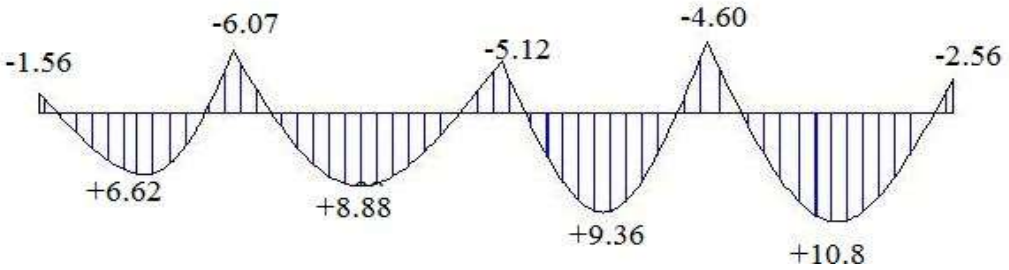
Tableau III.31: Poutrelles à deux travées (les moments et les efforts tranchants à ELS).

Travée	Ps (kN)	L (m)	M_0 (kN.m)	M_t (kN.m)	M_W (kN.m)	M_e (kN.m)	T_0 (kN)	T_W (kN)	T_e(kN)
A-B	4.88	3.05	5.67	4.5	-1.13	-2.83	7.43	6.88	-7.99
B-C	4.88	3.80	8.80	6.1	-4.40	-3.52	9.26	9.49	-9.03
C-D	4.88	3.90	9.27	6.8	-3.71	-4.63	9.51	9.27	-9.74
D-E	4.88	3.90	9.27	8	-4.63	-1.85	9.51	10.22	-8.79

Diagrammes des efforts internes :

- **Moment fléchissant :**

E.L.U :



E.L.S :

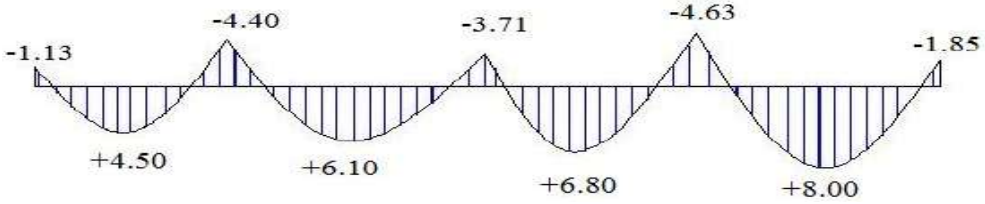
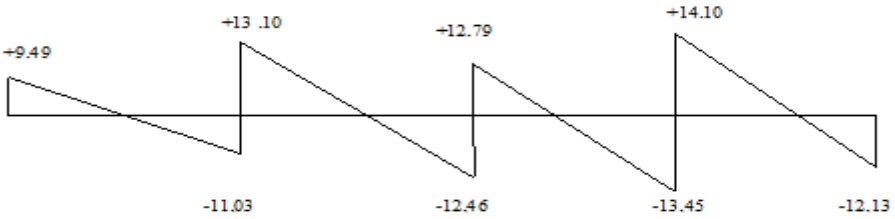


Figure.III.40 : Diagrammes des moments

- **Effort tranchant :**

E.L.U :



ELS :

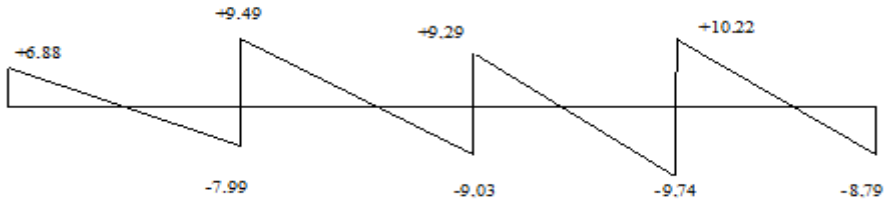


Figure.III.41 : Diagrammes des Efforts tranchants .

➢ **Récapitulations :**

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

Tableau II.32 : Les moments et les efforts tranchants max des poutrelles à L'ELU et à L'ELS.

	ELU			ELS		
	Ma_{ult} (kN.m)	Mt_{ult} (kN.m)	Tu (kN)	Ma_{ser} (kN.m)	Mt_{ser} (kN.m)	T_{ser} (kN)
sollicitations	10.98	15.56	21.19	7.74	10.97	12.23

III.2.4.Ferraillage des poutrelles :

➢ Armatures longitudinales:

Le ferraillage est calculé en flexion simple :

$M_0 > M_t$ Pour le moment positif (en travée) la section transversale de calcul sera la section en T.

$M_0 < M_t$ Pour le moment négatif (aux appuis) la section transversale de calcul sera la section rectangulaire dont les dimensions sont mentionnées ci-dessous :

Béton: $f_{c28} = 25$ MPa ; $\gamma_b = 1.5$; $\sigma_{bc} = 14.2$ MPa ; $f_{t28} = 2.1$ MPa

b = 65 cm ; h = 20 cm ; d = 18 cm ; h_0 =4 cm ; b_0 = 12 cm.

Acier: FeE400 ; Fe= 400 MPa ; $\gamma_s = 1.15$; $\sigma_s = 348$ MPa .

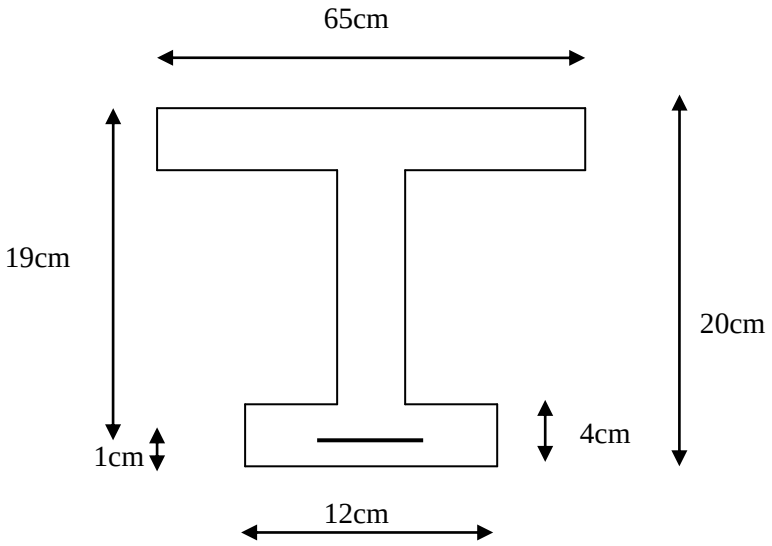


Figure.III.42 :section de béton des poutrelles .

⇒ Alors l'axe neutre est dans la table de compression, et comme le béton tendu n'intervient pas dans les calculs de résistance d'après BAEL 91 modifié 99 ; on conduit le calcul comme si la section était rectangulaire de largeur constante égale à la largeur de la table b.

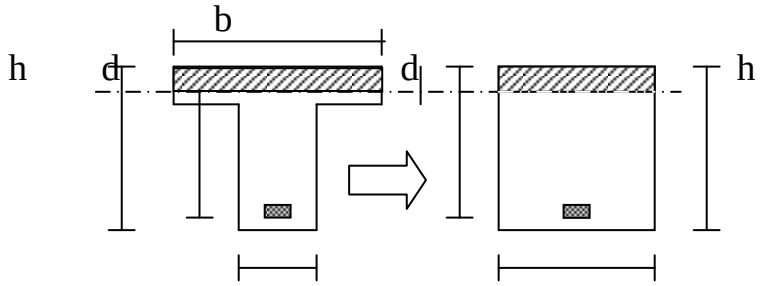


Figure III.43: Coupe de section rectangulaire et section en T .

➢ Position de l'axe neutre :

Le moment équilibré par la table

$$M0 = b \times h0 \times \sigma bc \times \left(d - \frac{h0}{2}\right) = 650 \times 40 \times 14.2 \times \left(180 - \frac{40}{2}\right)$$

$$\boldsymbol{A.N} \Rightarrow M0 = 59{,}07\ kN.m$$

$M0 > Mt$, d'où l'axe neutre passe par la table de compression, donc le calcul se fait pour une section rectangulaire

- **EN travée** : $(b \times h) = (65 \times 20)\ cm^2$ en flexion simple.
- **Aux appuis** : $(b0 \times h) = (12 \times 20)\ cm^2$ en flexion simple.

$$\mu = \frac{Mu}{b \times d^2 \times \sigma bc} = \frac{14.74 \times 10^6}{650 \times 180^2 \times 14.2} = 0.049 \Longrightarrow \quad \beta = 0{,}974$$

$$A =: \frac{Mu}{\beta \times d \times \sigma s} = \frac{14.74 \times 10^6}{0.974 \times 180 \times 348} = 2.41 mm^2$$

A L' ELU :

Tableau III.33. Détermination des sections d'acier des poutrelles.

Position	Mu $(KN.m)$	μ	μl	A' (cm^2)	β	A (cm^2)	$Achoix$ (cm^2)	$Amin$ (cm^2)
En travée	14.74	0.044	0.392	0	0.974	2.41	3HA12=3.39	1.3
Sur appuis	15.56	0.052	0.392	0	0.973	2.55	2HA14=3,08	1.3

D'après les calcules des poutrelles on trouve les sections d'armatures suivante

$A = Max[A_{min}, A_{choi}\ ]$

En travée: $A = 3HA12 = 3.39$

En appuis:: $A = 2\text{HA}14 = 3{,}08$

- **Vérification Selon les règlements :**

Selon le BAEL91 :

$$\begin{cases} \dfrac{A_t}{b_0 \times s_{t1}} \geq \dfrac{\gamma_s \times (\tau_u - 0.3 \times f_{tj} \times K)}{0.9 f_e \times (\cos\alpha + \sin\alpha)} \\ S_{t2} \leq Min(0.9d, 40cm) \\ S_{t3} \leq \dfrac{A_t \times f_e}{0.4 \times b_0} \end{cases} \qquad K = 1\ cas\ de\ reprise\ de\ betonnage, \alpha = 90^0$$

Selon le RPA 99 :

$$\begin{cases} \dfrac{A_t}{S_t} \geq 0.003 b_0 \\ S_t \leq Min\left(\dfrac{h}{4}, 12\emptyset_1\right) \quad zone\ \ nodala \\ S_t \leq \dfrac{h}{2} \quad zon\ courante \end{cases}$$

- **valeurs de St selon le BAEL91 et le RPA99/ver 2003 :**

Selon le *BAEL* 91

$St1 \leq 24\ cm$

St 2 ≤ 18 cm

$St3 \leq 47.5\ cm$

➢ Calcul des armatures transversales et de l'espacement :

Selon le $BAEL91$: le Diamètre Φt des armatures transversale d'âme d'une poutre est donnée par l'inégalité suivante :

$$\emptyset t \leq min\left(\frac{h}{35}, \frac{b}{10}, \emptyset 1\right) = \left(\frac{20}{35} == 0{,}571, \frac{12}{10} = 1{,}2,\ \ 1{,}2\right)$$

$\Phi 1$: Diamètre minimum des armatures longitudinales

$\emptyset t = min(0.57\ , 1.2\ , 1{,}2\ )$

On adopte $\emptyset t = 0.6cm = 6mm$

On choisit : $A\ t\ =\ 2\Phi 6\ =\ 0.56cm^2$ (At : section d'un seul cours transversal).

$$\frac{3{,}39}{120\times 18} = 0.0047 \geq \frac{1.15\left(0.981 - 0.3\times 2.1\times 1\right)}{0.9\times 400\times\left(0+1\right)} = 0{,}00112 \text{ (c.v)}$$

Selon le RPA 99/ver2003 :

$$\frac{A_t}{S_t} \geq 0{,}036 \Rightarrow S_t \leq \frac{A_t}{0{,}036} = 15{,}5$$

$S_t \leq 15.5cm$

$St\ \leq\ 5\ cm$

$St\ \leq\ 10cm$

Donc on choisit: $St\ =15\ cm$

III.2.4.1Vérification de l'effort tranchant:

- ✓ On considère la fissuration comme peu nuisible.

$$\overline{\tau_u} = min\left[\frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b} = 3; 33\text{Mpa}, 5Mpa\right] = 3.33MPa$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0.d} = \frac{21.19\times 10^3}{120\times 180} = 0.981\,\text{MPa}$$

$$\tau_u = 0.981\,\text{MPa} < \overline{\tau}_u = 3.33\,\text{MPa}$$

.

Tableau III.34. Vérification de contrainte de cisaillement.

Position	$Vu\ max\ (KN)$	$\tau_u = \frac{V_{u\ max}}{b_0\ xd}\ (MPa)$	τ_u (MPa)	observation
Appui	21.19	0,981	3,33	$(\boldsymbol{C.V})$

III.2.4.2. Vérifications nécessaires : [1]

Section d'armatures transversales (FeE400).

$$\frac{A_t f_e}{b_0\ s_t} \geq 0.4\text{Mpa} \rightarrow \frac{56 \times 400}{120 \times 150} = 1.24\text{Mpa} \geq 0.4\text{MPA} \dots\dots\dots\dots\dots\dots\dots\dots\dots\dots\dots \text{CV}$$

Au voisinage de l'appui :

1) Appui de rive :

$$\sigma_b = \frac{2V_u}{b_0\ a} \leq \overline{\sigma_b} = \left(\frac{0.8 f_{c28}}{\gamma_b}\right) \rightarrow > V_u \leq b_0 \times a \times 0.4 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec : $a = \text{Min}\,[0.9\,d\,;\,(C - e - 2)] = \text{Min}\,[16{,}2\,;\,26] \Rightarrow a = 16.2\text{cm}$

$$V_u \leq 120 \times 162 \times 0.4 \times \frac{25}{1.5} = 129.6\text{KN}.$$

$$T_U = 21.19 < 129.6\text{KN}$$

Donc, la contrainte dans la bielle vérifiée.

2) Appui intermédiaire:

$$Vu + (Mu/0.9d) = 21.19 + [(-15.56)/(0.9x0.18)] = -74{,}85 < 0$$

$$\sigma_b = \frac{2V_u}{b_0\ a} = \frac{2 \times 21{,}19}{120 \times 162} = 2{,}21\text{MPa}$$

III.2.4.3.Vérification à l'ELS :

En travée :

La fissuration est peu nuisible, donc il faut vérifier la relation suivante :

$$\sigma_b < \overline{\sigma_b}$$

$$\sigma_b = \frac{M_{Ser}}{I}.Y \leq \overline{\sigma}_{bC} = 0{,}6.f_{C28} = 15MPa$$

$$S_{xx'} = \frac{bh^2}{2} + 15A'(h_0 - c') - 15A(d - h_0) = \frac{65 \times 4^2}{2} - 15\text{-} \times 3.39(18 - 4) = -191{,}9cm^3 < 0$$

Tableau III.35 : Vérification de l'axe neutre.

Mser kN ,m	b (cm)	h_0 (cm)	d (cm)	Atrave (cm^2)	B_0	fc28	Sxx'	Sxx'<0
10,97	65	4	18	3,39	12	25	-191,9	Cv axe noutre

Y^2+DY-E avec 0≤Y1≤d

$$D = \frac{(2(b - b0)h0 + 30A)}{b0} = \frac{(2(65 - 12)4 + 30 \times 3{,}39)}{12} = 43{,}81$$

$$E = \frac{(b - b0)h0^2 + 30A \times d)}{b0} = \frac{(65 - 12)4^2 + 30 \times 3{,}39 \times 18}{12} = 223{,}22$$

$Y > h_0 \Rightarrow I = \frac{1}{3}(b.Y^3 + (b - b0).(Y - h_0)^3) - 15A.(d - Y)^2$

Tableau III.36 : Vérification à l'ELS en travée.

D	E	Δ	Y1 (cm)	Y2 (cm)	Y (cm)	I (cm^4)	$б_b$ Mpa	$б_{adm}$	$б_b < б_{adm}$
43,81	223,22	2812,04	-48,42	4,61	4,61	11235,72	4,50	15,00	cv

Aux appuis :

$$S_{xx'} = \frac{bh^2}{2} + 15A'(h_0 - c') - 15A(d - h_0) = \frac{65 \times 4^2}{2} - 15\text{-} \times 3.08(18 - 4) = -126{,}8cm^3 < 0$$

donc l'axe neutre est la table de compression. La vérification se fait dans le tableau suivant :

Tableau III.37 : Vérification de l'axe neutre.

Mser (kN.m)	b cm	h_0 (cm)	d (cm)	A travée (cm^2)	b_0 (cm)	fc28 (MPa)	Sxx'
7,74	65	4	18	3,08	12	25	-126,8

Y^2+DY-E avec $0 \leq Y1 \leq d$

$$D = \frac{(2(b - b0)h0 + 30A)}{b0} = \frac{(2(65 - 12)4 + 30 \times 3{,}08)}{12} = 43{,}03$$

$$E = \frac{(b - b0)h0^2 + 30A \times d)}{b0} = \frac{(65 - 12)4^2 + 30 \times 3{,}08 \times 18}{12} = 209{,}27$$

$Y > h_0 \Rightarrow I = \frac{1}{3}(b.Y^3 + (b_b0).(Y - h_0)^3) - 15A.(d - Y)^2$

Tableau III.38: Vérification à l'ELS en appuis.

D	E	Δ	Y1	Y2	Y (cm)	I	$б_b$ Mpa	$б_{adm}$	$б_b < б_{adm}$
43,03	279,93	2971,60	-48,77	5,74	5,74	10948,33	4,06	15,00	cv

III.2.4.4.Vérification de la flèche :

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

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{15M_0} \Longrightarrow \frac{20}{390} = 0{,}051 \geq \frac{10.97}{15\times 7{,}74} = 0{,}094 \ldots\ldots \quad (c.N.v)$$

$$\rho = \frac{A_t}{b_0.d} = \frac{3{,}39}{228} = 0{,}0156 \leq \frac{3{,}6}{f_e} = 0{,}009 \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots (C.N.V)$$

$$\frac{h}{L} = \frac{20}{390} = 0{,}051 \geq \frac{1}{16} = 0{,}0625 \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots (C.N.V)$$

Les condition ne sont pas satisfaites, ce qui nous mène à un calcul détaillé de la flèche totale : $\Delta f_T = f_v - f_i \leq \bar{f}$ **[1]**

Tel que :

$$\bar{f} = \frac{L}{400} = 9{,}75\,cm$$

f_i: La flèche due aux charges instantanées.

f_v: La flèche due aux charges de longues durée.

❖ Position de l'axe neutre " y_1 " [1] :

$$y_1 = \frac{bh_0\frac{h_0}{2} + (h-h_0)b_0\left(\frac{h-h_0}{2}+h_0\right) + 15A_s d}{bh_0 + (h-h_0)b_0 + 15A_s}$$

❖ -Moment d'inertie de la section totale homogène " I_0 " [1] :

$$I_0 = \frac{b}{3}y_1^3 + \frac{b_0}{3}(h-y_1)^3 - \frac{(b-b_0)}{3}(y_1-h_0)^3 + 15A_s(d-y_1)^2$$

❖ Calcul des moments d'inerties fictifs [3] :

$$I_{fi} = \frac{1{,}1I_0}{1+\lambda_i\mu} \quad ; \quad I_{fv} = \frac{1{,}1I_0}{1+0{,}4\lambda_v\mu}$$

Avec :

$$\lambda_i = \frac{0{,}05\,f_{t28}}{\delta\left(2+3\frac{b_0}{b}\right)}$$ Pour la déformation instantanée.

$$\lambda_v = \frac{0{,}02\,f_{t28}}{\delta\left(2+3\frac{b_0}{b}\right)}$$ Pour la déformation différée.

$\delta = \frac{A_s}{b_0 d}$: Pourcentage des armatures.

$$\mu = 1 - \frac{1{,}75\, f_{t28}}{4\delta\sigma_s + f_{t28}}$$

σ_s : Contrainte de traction dans l'armature correspondant au cas de charge étudiée.

$$\sigma_s = \frac{M_{ser}}{A_s d}$$

Les résultats sont récapitulés dans ce tableau :

❖ Calcul des modules de déformation :

$$E_i = 11000\left(f_{c28}\right)^{\frac{1}{3}} = 32164{,}20 MPa$$

$$E_v = \frac{E_i}{3} = 10721{,}40 MPa$$

❖ Calcul de la flèche due aux déformations instantanées :

$$f_i = \frac{M_{ser} l^2}{10 E_i I_{fi}} \qquad (L = 3{,}90\ m)$$

❖ Calcul de la flèche due aux déformations différées :

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

Vérifiée

$$\Delta f_T = f_v - f_i < \bar{f} = 9{,}75 \qquad cm$$

Tableau III.39 : Vérification de l'axe neutre.

h cm	L cm	Mt ser	M_0 ser	fe	b_0 cm	d cm	Atrave final	fc28	b cm	ft28	h_0 cm
20	390	10,97	7,74	400	12	18	3,39	25	65	2,1	4

Tableau III.40 :. Vérification préliminaire de la flèche.

h/L	Mt/(15,Ma)	A/(b0,d)	3,6/fe	h/L≥Mt/(15,Ma)	A/(b0,d)≤3,6/fe
0,051	0,094	0,016	0,009	cnv	cnv

Tableau III.41 : calcul de l'axe neutre.

ρ	ρ %	$\beta 1$	σs (Mpa)	λi	λv	μ
0,016	1,569	0,834	215,560	2,620	1,048	0,765

Tableau III.42 : Détermination de l'axe neutre.

Y (cm)	I0 (cm^4)	I_{fi} (cm^4)	I_{fv} (cm^4)	Ei (MPa)	Ev (MPa)	fi (mm)	fv (mm)	Δ_{ft} (mm)	f_{limite} (cm)
7,436	21799,83	7983,09	13310,80	32164,19	10721,39	6,49	11,69	5,194	9,750

Tableau III.43: Calcul de la flèche des poutrelles.

M (kN.m)	**A (cm^2)**	**Y (cm)**	**ρ**	**ß1**	**σ_s (MPa)**	**μ**	**λ_i**	**λ_v**
10,970	3,390	7,436	0,016	0,834	215,560	0,765	2,620	1.17
I (cm^4)	**I_{fi} (cm^4)**	**I_{fv} (cm^4)**	**L (m)**	**f_i (mm)**	**f_v (mm)**	**Δf (mm)**	**f_{adm} (mm)**	**$\Delta f < f_{adm}$**
21799,833	7983,096	13310,809	3,900	6,498	11,692	5,194	9,750	**cv**

Donc : les conditions sont vérifies, il n'est pas nécessaire de calculer la flèche.

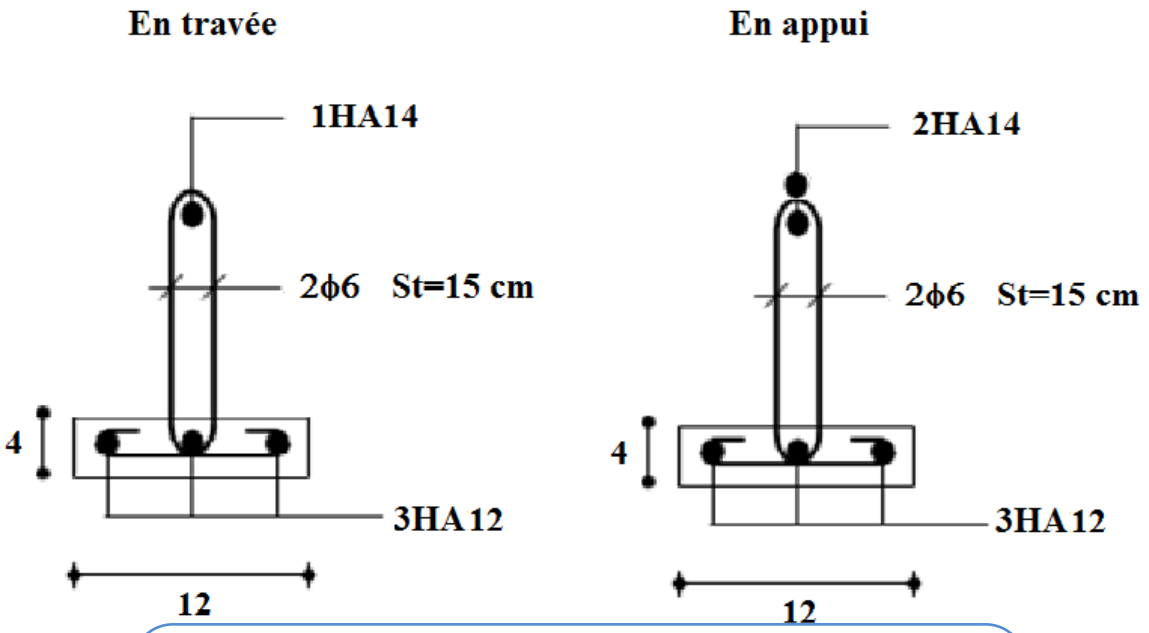


Figure II.44: ferraillage des poutrelles d'appui, et en travée.

III.2.4.5. La table de compression :

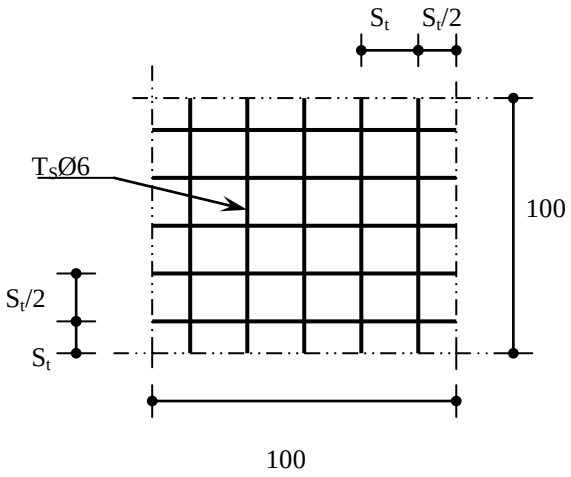
La table de compression a une épaisseur de 6 cm avec un espacement de 65 cm entre poutrelles. La section d'armature à prévoir doit satisfaire aux conditions suivantes.

-Espacement pour les armatures perpendiculaires aux nervures au plus égale 20cm

- Espacement pour les armatures parallèles aux nervures au plus égale à 33 cm ;

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

$$A_s \geq \frac{4\,xL(cm)}{f_e(Mpa)}$$



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

As : Section d'armatures perpendiculaires aux nervures.

Donc : $A_s \geq \frac{4\,x65}{520} = 0{,}5(cm^2)$.

En conséquence, le treillis soudé qui sera utilisé sera à maillage carré de $(20x20)\,cm2$, et de nuance $TLE520$; $fe = 520\,MPa$; $\phi = 6mm$.

III.2. Escalier

III.2.1. 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.2.2. Définition des éléments d'un escalier :

- ✓ **La montée** : est la hauteur à gravir, elle est en général égale à une hauteur d'étage.
- ✓ **La marche** : est le plan horizontal sur lequel se pose le pied
- ✓ **La hauteur de marche** : est la différence du niveau entre deux marches successives.
- ✓ **La contremarche :** est le plan vertical situé entre deux marches successives.
- ✓ **Le nez de marche** : est l'arête qui limite l'avant du plan d'une marche.
- ✓ **Le giron** : est la distance horizontale entre 2 nez de marches successifs ou entre 2 contremarches successives (g).
- ✓ **Une volée** : est un ensemble continu de marches situé entre deux paliers successifs.
- ✓ **Un palier** : est une plate-forme horizontale de repos entre deux volées.
- ✓ **L'emmarchement** : est la longueur d'une marche.
- ✓ **La ligne de jour** : est la plus courte des deux lignes conventionnelles qui passent par les nez de marches aux extrémités des marches.
- ✓ **La ligne de foulée** : est une ligne conventionnelle qui passe par le nez de marches.
- ✓ **L'échappée** : est la distance verticale entre les nez de marches.
- ✓ **La paillasse** : est la dalle inclinée en béton armé qui porte les marches d'un escalier.

La circulation entre les étages de notre bâtiment est assurée par deux escaliers balancés sans palier intermédiaire, ils commencent à partir du RDC, et assure la circulation jusqu'à le dernier étage.

III. 2.3.Dimensionnement de 1er type d'escalier:

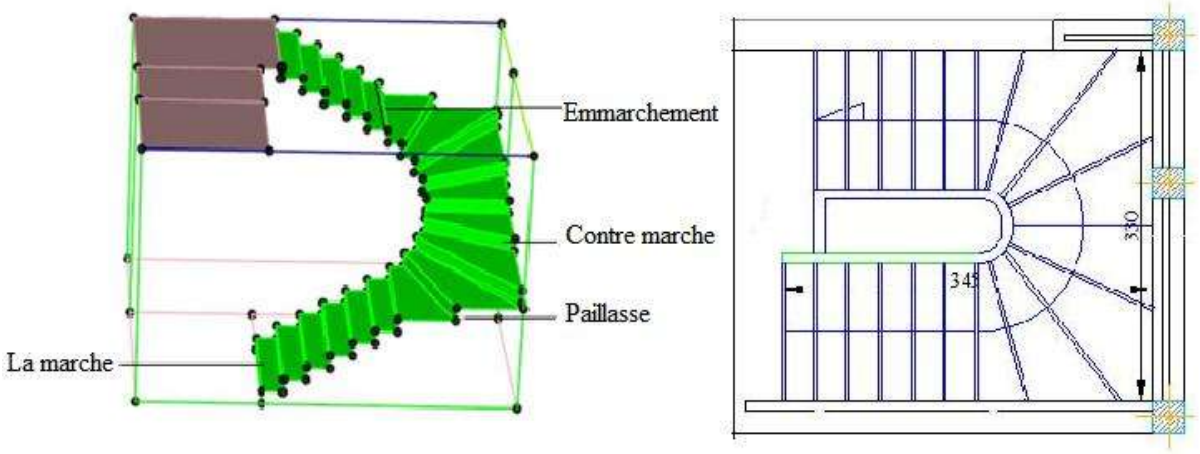


Figure III.45: 1er type d'escalier

❖ **Longueur de la paillasse « L» : L=6.95m**

❖ **Vérification d'inclinaison α :**

$$\text{Sin } \alpha = \frac{H}{L} = \frac{3.40}{6.95} = 0.48° \longrightarrow \qquad \alpha = 29.28\ °$$

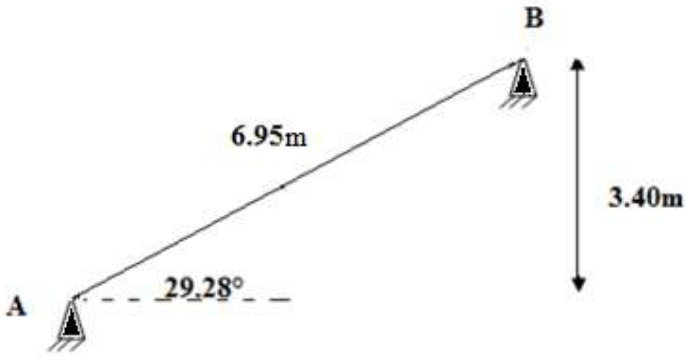


Figure III.46 : schéma statique de 1er type d'escalier.

❖ **Epaisseur de la paillasse et du palier :**

$$L_{tota} = 6.95m \ ; \ \frac{L_{tota}}{35} \leq ep \leq \frac{L_{tota}}{30} \Rightarrow 0.199m \leq ep \leq 0.232m$$

On adoptera **:**

ep = 25 cm

III.2.4.Evaluation des charges et surcharges:

❖ **charges permanentes:**

Tableau III 44 : Evaluation des charges permanentes de la paillasse de l'escalier

N°	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m²)	Poids surfacique (KN/m²)
1	Carrelage	0.02	22	0.44
2	Lit de sable	0.02	18	0.36
3	Mortier de pose	0.02	20	0.40
4	Poids propre de la paillasse	0.25 / cos 29.28	25	7.17
5	Poids des marches	0.17 / 2	25	2.125
6	Enduit plâtre	0.02	18	0.36
Charge permanente				10.86

❖ **Surcharge d'exploitation :**

Q = 2.5KN/m^2

III.2.5.Détermination des efforts:

A l'E.L.U: $\mathbf{P_{ult}}$ =1.35 G + 1.5 Q=1.35 (10.86) +1.5 (2.5)=18.41KN/ml.

A l'E.L.S: $\mathbf{P_{ser}}$ = G + Q= 10.86+2.5=13.36KN/m.

r.

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

	G (KN/m)	Q (KN/m)	P_u (KN/m)	P_{ser} (KN/m)
Paillasse	10.86	2.5	18.41	13.36

❖ **A l'E.L.U :**

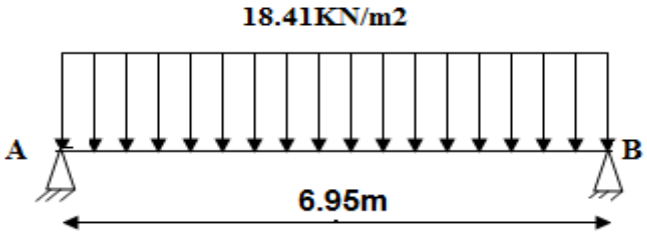


Figure III.47: Chargement dans l'escalier à ELU.

❖ Les réactions d'appuis:

$$\sum F = 0$$

$$R_a + R_b - (18.41 \times 6.95) = 0 \Longrightarrow Ra + Rb = 127.95\ KN$$

$$\sum M/_A = 0 \qquad R_b \times 6.95 - 18.41 \times \frac{6.95^2}{2} = 0$$

$$Ra = 63.98KN \quad et \quad Rb = 63.98KN$$

Tronçon AB $(0 \leq x \leq 6.95)$:

Tableau III.46: sollicitations dans l'escalier à ELU.

	$0 < x < 6.95$	$X = 0$	$X = 6.95$
T(x) (KN)	$R_a - P_1 \times x$	63.98	-63.98
M(x) (KN. m)	$R_a \times x - (P_1 \times x^2)/2$	0	0

Donc :

Détermination de M max :

$$\text{Mmax} \Rightarrow \frac{dM(x)}{dx} = 0 \Rightarrow T(x) = 63.98 - 18.41 \times x = 0 \Rightarrow T\left(\frac{x}{2}\right) = 0$$

$$\text{Mmax} = M\left(\frac{x}{2}\right) = 111.16\text{N.m}$$

T(0) = 63.98KN Donc :

$M_t = 0.85 \times 111.16 = 94.49$.m

$M_a = 0.5 \times 111.16 = 55.58$KN.m

T = 63.98KN.

Tableau III.47: Récapitulation des résultats à l'ELU

L volée (m)	RA (KN)	RB (KN)	T max	X (m)	M max (KN,m)	Mt (KN,m)	Ma (KN,m)
6.95	63.98	63.98	63.98	3.48	111.16	94.49	55.58

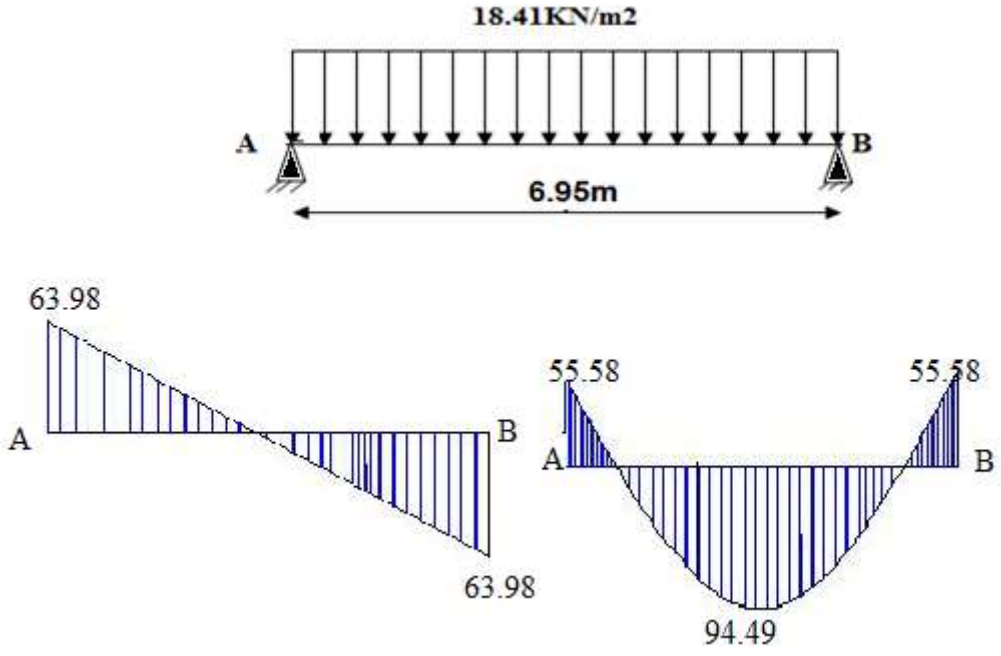


Figure III.48: Diagramme des sollicitations de l'escalier (type 1) à l'E.L.U .

❖ A l'E.L.S :

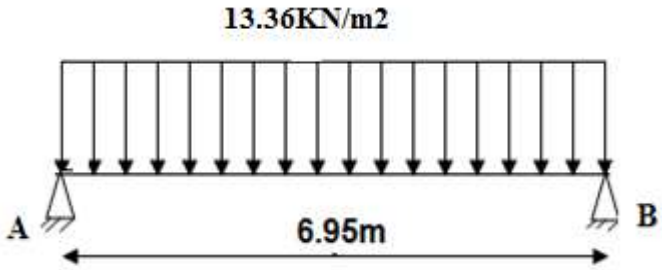


Figure III.49 : Chargement dans l'escalier à L.E.L.S.

$$\sum F = 0$$

$$R_a + R_b - (13.36 \times 6.95) = 0 \Longrightarrow Ra + Rb = 92.86$$

$$\sum M/_A = 0 \quad R_b \times 6.95 - 13.36 \times \frac{6.95^2}{2} = 0$$

Donc : $Ra = Rb = 46.43KN$

Tronçon AC $(0 \leq x \leq 6.95)$

Tableau III.48: sollicitations dans l'escalier à ELS.

	$0 < x < 1.5$	$X = 0$	$X = 6.95$
T(x) (KN)	$R_a - P_1 \times x$	46.43	-46.43
M(x) (KNm)	$R_a \times x - P_1 \times \frac{x^2}{2}$	0	0

❖ Détermination de M max :

$$Mmax \Rightarrow \frac{dM(x)}{dx} = 0 \Rightarrow T(x) = 46.43 - 13.36 \times (x) = 0 \Rightarrow x = 3.48 \text{ m.}$$

$$M(3.475) = 50.17 \text{ KN.m}$$

Donc :

$$M_t = 0.85 \times M_{max} \longrightarrow M_t = 0.85 \times 50.17 = 42.64KN.m$$

$$M_a = 0.5 \times M_{max} \longrightarrow M_a = 0.5 \times 50.17 = 25.09KN.m$$

$$T \max = 41.40KN.$$

Tableau III.49: Récapitulation des résultats à l'ELS

L volée (m)	RA (KN)	RB (KN)	x (m)	M max (KN,m)	Mt (KN,m)	Ma (KN,m)
6.95	64.43	64.43	3.48	50.17	42.64	25.08

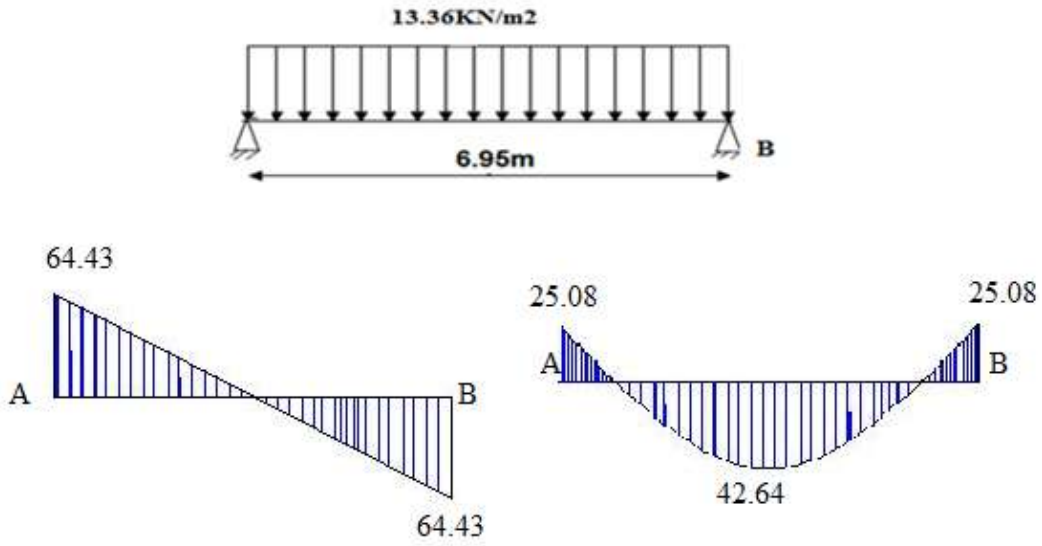


Figure III.50: Diagramme des sollicitations de l'escalier (type 1) à l'E.L.S

❖ Récapitulation :

Mt= 0,85 M_{max} Ma =0,5 M_{max}

Tableau.III.50 : Récapitulation des résultats.

	M_t (KN.m)	M_a (N.m)	T (KN)
E.L.U	94.49	55.58	63.98
E.L.S	42.64	25.08	64.43

III.2.6 Calcul du ferraillage :

❖ Vérification à l'ELU :

Tableau III.51: caractéristique de béton et de l'acier.

Béton	$F_{c28} = 25MPa$	$\gamma_b = 1.5$	$\overline{\sigma_{bc}} = 14.2MPa$	$c = 2.5cm$
	$f_{t28} = 2.1MPa$	$b = 100cm$	$h = 25cm$	$d = 17.5cm$
Acier	$F_e = 400MPa$		$\gamma_s = 1.15$	$\sigma_s = 348MPa$

Le moment en travée : $M_{t\,max} = 94.49\ KN.m$

Le moment max aux appuis : $M_{a\,max} = 55.58KN.m$

On a:

❖ En travée:

$$\mu = \frac{M_u}{d^2 b \overline{\sigma_{bc}}} = \frac{94.49\times10^6}{225^2\times1000\times14.2} = 0.131 \longrightarrow \beta = 0.930$$

$$A = \frac{M_u}{\beta d \sigma_s} = \frac{94.49 \times 10^6}{0.930 \times 225 \times 348} = 12.978$$

❖ En appuis :

$$\mu = \frac{M_u}{d^2 b \overline{\sigma_{bc}}} = \frac{55.58\times10^6}{225^2\times1000\times14.2} = 0.078 \longrightarrow \beta = 0.959$$

$$A = \frac{M_u}{\beta d \sigma_s} = \frac{55.58 \times 10^6}{0.959 \times 225 \times 348} = 7.40cm^2$$

Tableau III.52: les résultats de la flexion simple

	M_u (KN.m)	d (cm)	?	β	A_{cal} (cm^2)	$A_{choisit}$ (cm^2)
En travée	94.49	22.5	0.131	0.898	12.98	7HA16 =14.07
Aux appuis	55.58	22.5	0.078	0.959	7.40	5HA14 =7.69

❖ **Condition de non fragilité:[1]**

$A \geq A_{min} = \frac{B}{1000} = \frac{100\times25}{1000} = 2.5cm^2$

$A = MAX\ [A\ chois\ , Amin]$

Le choix :

En travée : A =7HA16=14.07 cm² $\geq A_{min} = 2.5cm^2$

En appuis : A = 5HA14 = 7.69 cm² $\geq A_{min} = 2.5cm^2$

❖ **Armature de répartition** : $Ar = \frac{A}{4}$

Tableau III.53: Armatures de répartition.

Ar	$Ar_{calculé}$ (cm^2)	$Ar_{choisis}$ (cm^2)
En travée	$\frac{A}{4} = \frac{12.98}{4} = 3.25$	5HA10=3.92
En appuis	$\frac{A}{4} = \frac{7.69}{4} = 1.85$	3HA10=2.35

❖ **Condition d'espacement : [1]**

Tableau III.54: Vérification de l'espacement

	Les armatures longitudinales	Les armatures de répartition
En travée	$St = \frac{b}{7} = \frac{100}{7} = 14.29$ on adopte : St=14cm $S_t = 14cm \leq \overline{S_t} = Min[3h = 75,33] = 33cm$	$St = \frac{b}{5} = \frac{100}{5} = 20$ on adopte : St=15cm $S_t = 30cm \leq$ $\overline{S_t} = Min[3h = 75,33] = 33cm$
En appuis	$St = \frac{b}{5} = \frac{100}{5} = 20$ on adopte : St=15cm $S_t = 15cm \leq \overline{S_t} = Min[3h = 75,33] = 33cm$	$t = \frac{b}{3} = \frac{100}{3} = 33.33$ on adopte : St=30cm $S_t = 30cm \leq$ $\overline{S_t} = Min[3h = 75,33] = 33cm$

III.2.7.vérification de l'effort tranchant : [1]

On vérifier que :

$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$ avec $\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{63.98\times10^3}{1000\times225} = 0.284MPa$

$\bar{\tau}_u = Min\left[0.02\frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5MPa\right] = 3.33MPa.$

donc : $\tau_u = 0.284MPa \leq \bar{\tau}_u = 3.33MPa$ ……CV

III.2.8. Vérification à l'E.L.S [1]

La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc on vérifie seulement la condition:

$$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b} \qquad \overline{\sigma_b} = 0.6f_{c28} = 15MPa$$

Tableau III.55: Vérification des contraintes à l'ELS.

	En travée	En appuis
A	14.07	7.69
M_{ser}	42.64	25.08
Y	$by^2 + 30(A + A')y - 30(A'C' + Ad) = 0$ $100y^2 + 422.1y - 9497.25 = 0 \rightarrow$ $\mathbf{y = 7.861}$	$by^2 + 30(A + A')y - 30(A'C' + Ad) = 0$ $100y^2 + 230.7y - 5190.75 = 0 \rightarrow$ $\mathbf{y = 6.143}$
I	$I = \frac{b}{3}y^3 + 15A'(y - C')^2 + 15A(d - y)^2$ $I = \frac{b}{3}y^3 + 15A(d - y)^2 \rightarrow$ **I =61420.517**	$I = \frac{b}{3}y^3 + 15A(d - y)^2$ $\rightarrow \mathbf{I = 38589.227}$
σ_b	$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I}.y = 5.457$	$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I}.y = \mathbf{6.788}$
$\overline{\sigma_b}$	15	
$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$	CV	CV

III.2.9.Vérification de la flèche : [1]

Selon ►► **[l'article B .7.5 CBA 93]** ◄◄ on peut admettre qu'il n'est pas nécessaire de procéder au calcul des flèches si les conditions suivantes sont satisfaites.

1) $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{20} \times \frac{M_t}{M_0} \rightarrow \frac{20}{695} = 0.029 \geq \frac{0.85}{20} = 0.0425 \ldots\ldots\ldots\ldots \text{CNV}$

2) $\frac{A}{db_0} \leq \frac{2}{f_e} = \frac{2}{400} = 0.005 \rightarrow \frac{14.07}{22.5 \times 100} = 0.0063 \leq 0.005 \ldots\ldots\ldots\ldots \text{CNV}$

Donc la vérification de la flèche est nécessaire.

❖ Calcul de la flèche :

Le calcul de la flèche se fait à l'aide des formules indiquées par le règlement CBA93.

On doit vérifie cette égalité : $\Delta f = f_v - f_i < \bar{f} = \begin{cases} 0.5 + \frac{L}{1000} & \text{si } L \geq 5m \\ \frac{L}{500} & \text{si} L < 5m \end{cases}$

Pour les flèches aux charges instantanées.

$f_i = \frac{M_{ser} L^2}{10 I_{fi} E_i}$ avec : $E_i = 11000\sqrt[3]{f_{c28}} = 32164.19MPa$

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

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

$$\rho = \frac{A}{db} \; ; \quad \mu = MAX\left(1 - \frac{1.75f_{t28}}{4\rho\sigma_s + f_{t28}}, 0\right)$$

$$\sigma_s = \frac{M_{ser}}{\beta dA}$$

$$f_v = \frac{M_{ser}\, L^2}{10 I_{fv}\, E_v} \text{ Avec } E_v = \frac{1}{3}E_i$$

Maximale sous charges instantanées.

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

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

Détermination de l'axe neutre :

$$y = \frac{\frac{bh^2}{2} + 15Ad}{bh + 15A} \Rightarrow y = \frac{\frac{100 \times 25^2}{2} + 15 \times 14.07 \times 22.5}{100 \times 25 + 15 \times 14.07} = 13.28cm$$

Moment d'inertie de la section totale:

$$I_0 = \frac{b}{3}[y^3 + (h-y)^3] + 15A(y-d)^2 = 149670.35cm^2$$

Pour la valeur de la flèche admissible :

$$\bar{f} = 0.5 + \frac{L}{1000} \Rightarrow \bar{f} = 0.5 + \frac{695}{1000} = 1.195cm$$

Tableau III.56: Récapitulation des résultats de la flèche.

A	**M_{ser}**	**y**	**бs (MPa)**	**ρ**	**u**	**I_0**	**λv**	**I_{fi} (cm^2)**
14.07	42.46	13.28	348	0.006	0.343	149670.35	1.343	76490.975
I_{fv} (cm^2)	**Ei (MPa)**	**Ev (Mpa)**	**Fi (mm)**	**fv (mm)**	**λi**	**Δf (mm)**	**$\bar{f}$ (mm)**	**Δf≤$\bar{f}$**
112691.96	32164.19	10721.40	8.37	17.05	2.61	8.68	11.95	cv

Conclusion : donc la condition de la flèche est vérifie.

III. 2.2.Dimensionnement de 2er type d'escalier:

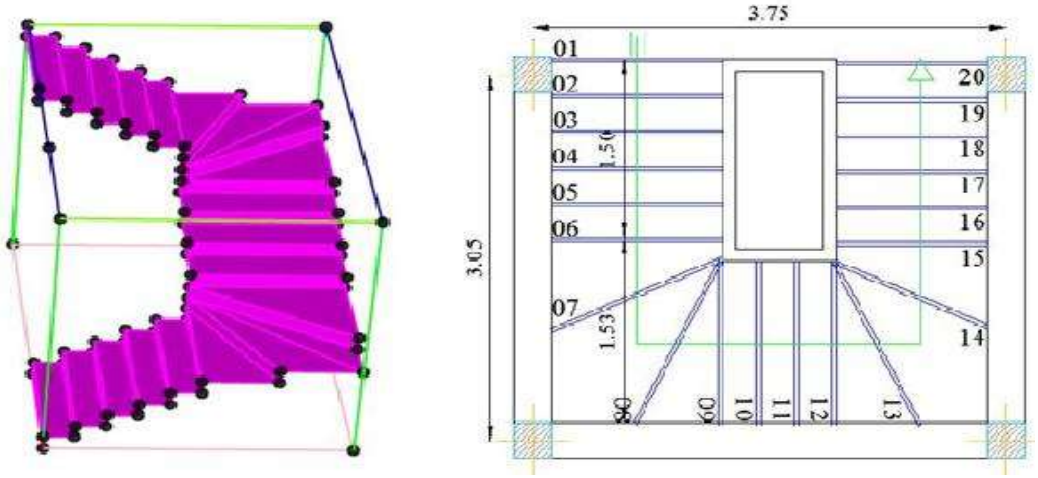


Figure III.51: 2eme type d'escalier.

❖ Longueur de la paillasse « L» : L=6.30m

❖ Vérification d'inclinaison α :

$$\text{Sin } \alpha = \frac{H}{L} = \frac{3.40}{6.30} = 0.54 \rightarrow \qquad \alpha = 32.66\ °$$

❖ Epaisseur de la paillasse et du palier :

$L_{tota} = 9.4m$; $\frac{L_{tota}}{35} \leq ep \leq \frac{L_{tota}}{30}$ $\Rightarrow 0.27m \leq ep \leq 0.31m$ On adoptera : $ep = 20cm$

III.2.3.Evaluation des charges et surcharges:

❖ charges permanentes:

Tableau III.57: Evaluation des charges permanentes de la paillasse de l'escalier

	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m²) [4]	Poids surfacique (KN/m²)
1	Carrelage	0.02	22	0.44
2	Lit de sable	0.02	18	0.36
3	Mortier de pose	0.02	20	0.40
4	Poids propre de la paillasse	0.20 / cos 32.66	25	5.94
5	Poids des marches	0.17 / 2	25	2.125
6	Enduit plâtre	0.02	18	0.36
Charge permanente				9.625

❖ **Surcharge d'exploitation :**

Q = 2.5KN/m^2

III.2.4.Détermination des efforts:

A l'E.L.U: P_u =1.35 G + 1.5 Q=1.35 (9.625) +1.5 (2.5)= 16.74KN/m^2

A l'E.L.S: P_{ser} = G + Q= 9.625+2.5=12.13KN/m^2..

Tableau III.58: Evaluation des charges permanentes de la paillasse de l'escalier

	G (kN/m^2)	Q (kN/m^2)	Pu (kN/m^2)	Pser (kN/m^2)
pallaisse	9.63	2.50	16.74	12.13

➢ **A l'E.L.U :**

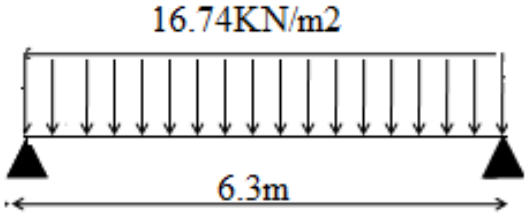


Figure III.52: Chargement dans l'escalier à ELU.

❖ **Les réactions d'appuis:**

$$\sum F = 0$$

$$R_a + R_b - (16.74 \times 6.3) = 0 \Longrightarrow Ra + Rb = 105.46KN$$

$$\sum M/_A = 0$$

$$R_b \times 6.3 - 16.74 \times\times \frac{6.3^2}{2} = 0$$

$$Ra = Rb = 52.74KN.$$

Tronçon AB ($0 \leq x \leq 6.3$)

Tableau III.59: sollicitations dans l'escalier à ELU.

	$0 < x < 6.3$	$X = 0$	$X = 6.3$
T(x) (KN)	$R_a - P_1 \times x$	52.74	-52.74
M(x) (KN. m)	$R_a \times x - (P_1 \times x^2)/2$	0	0

Donc :

❖ **Détermination de M max :**

$$Mmax \Rightarrow \frac{dM(x)}{dx} = 0 \Rightarrow T(x) = 52.74 - 16.74 \times (x) = 0 \Rightarrow T(3.15) = 0$$

$$Mmax = M(x = 3.15) = 83.07\text{N.m}$$

Tableau III.60: Récapitulation des résultats à l'ELU

L volée (m)	RA (KN)	RB (KN)	T max (KN)	X (m)	M max (KN,m)	Mt (KN,m)	Ma (KN,m)
6.30	52.74	52.74	52.74	3.15	83.07	70.61	41.53

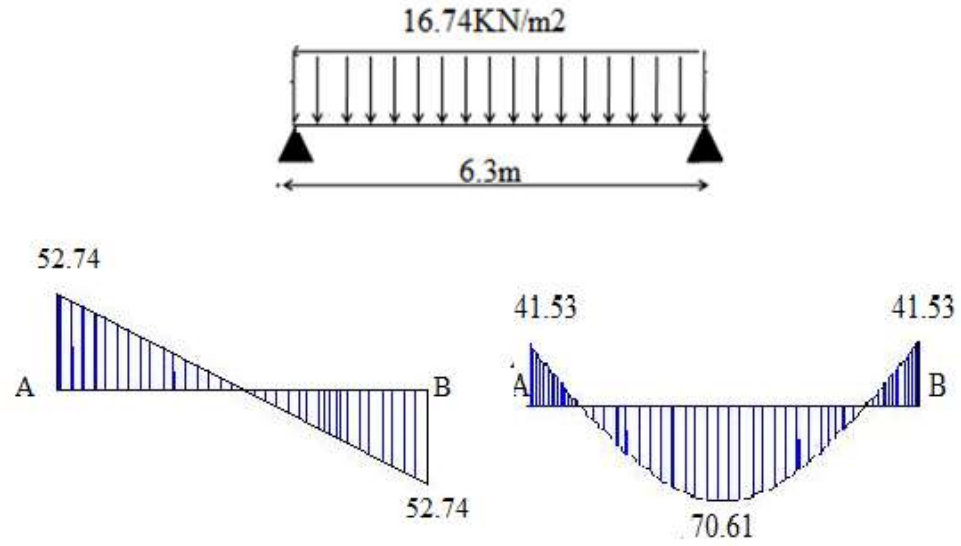


Figure III.53: Diagramme des sollicitations de l'escalier (type 2) à l'E.L.U.

➢ **A l'E.L.S :**

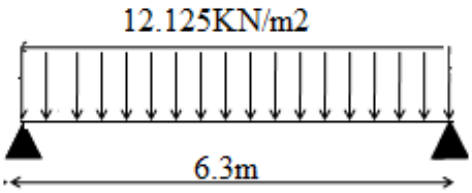


Figure III.54 : Chargement dans l'escalier à L.E.L.S.

❖ **Les réactions d'appuis:**

$$\sum F = 0$$

$$R_a + R_b - (12.125 \times 6.3) = 0 \Longrightarrow Ra + Rb = 76.38KN$$

$\sum {}^{M}/_{A} = 0$

$R_b \times 6.3 - 12.13 \times \frac{6.3^2}{2} = 0$

$\mathrm{R}a = Rb = 38.19KN$

$$\boldsymbol{Tronçon\ AB\ (0 \leq x \leq 6.3)}$$

Tableau III.61: sollicitations dans l'escalier à ELS.

	$0 < x < 6.3$	$X = 0$	$X = 6.3$
T(x) (KN)	$R_a - P_1 \times x$	38.19	-38.19
M(x) (KN. m)	$R_a \times x - (P_1 \times x^2)/2$	0	0

❖ Détermination de M max :

$$Mmax \Rightarrow \frac{dM(x)}{dx} = 0 \Rightarrow T(x) = 38.19 - 12.125 \times (x) = 0 \Rightarrow T(3.15) = 0$$

$Mmax = M(x = 3.15)$ =37.24N.m

Mt=0.85 $Mtmax = 0.85 \times$37.24=31.65

Ma=0.5Mmax

Tableau III.62: Récapitulation des résultats à l'ELS.

L volée (m)	RA (KN)	RB (KN)	x (m)	M max (KN,m)	Mt (KN,m)	Ma (KN,m)
6.30	38.19	38.19	3.15	37.24	31.65	18.62

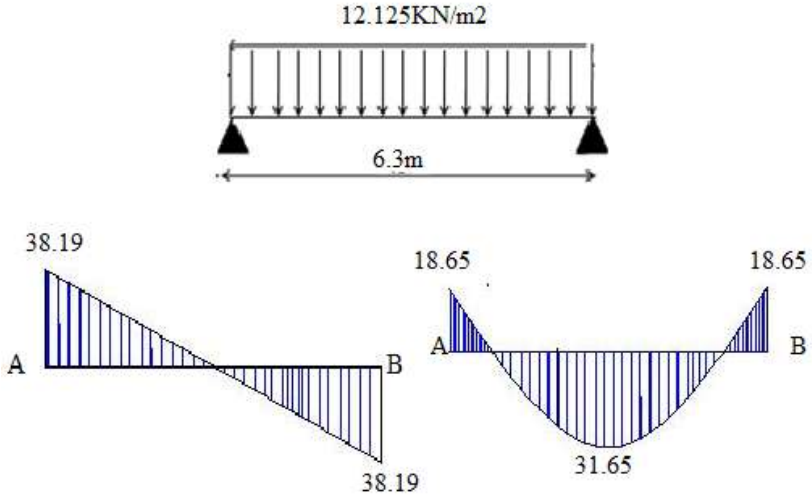


Figure III.55: Diagramme des sollicitations de l'escalier (type 2) à l'E.L.S.

III.2.5 .Calcul du ferraillage :

Vérification à l'ELU:

Tableau III.63: caractéristique de béton et de l'acier.

Béton	$F_{c28} = 25MPa$	$\gamma_b = 1.5$	$\overline{\sigma_{bc}} = 14.2MPa$	$c = 2.5cm$
	$f_{t28} = 2.1MPa$	$b = 100cm$	$h = 20cm$	$d = 17.5cm$
Acier	$F_e = 400MPa$		$\gamma_s = 1.15$	$\sigma_s = 348MPa$

❖ En travée :

Le moment en travée : $M_{t\ max} = 31.65\ KN.m$

On a :

$\mu = \frac{M_u}{d^2 b \overline{\sigma_{bc}}} = \frac{70.61\times10^6}{175^2\times1000\times14.2} = 0.162 < \mu_l = 0.932 \rightarrow \grave{A} = 0$ et $\beta = 0.911$

$$A = \frac{M_u}{\beta d \sigma_s} = \frac{70.61 \times 10^6}{0.911 \times 175 \times 348} = 12.72cm^2$$

On choisi : 7HA16=14.07.

❖ En appuis :

Ma=0.5M_{max}=0.5x83.07=41.53KN.m

$\mu = \frac{M_u}{d^2 b \overline{\sigma_{bc}}} = \frac{41.53\times10^6}{175^2\times1000\times14.2} = 0.095 < \mu_l = 0.932 \rightarrow \grave{A} = 0$ et $\beta = 0.949$

$$A = \frac{M_u}{\beta d \sigma_s} = \frac{41.53 \times 10^6}{0.949 \times 175 \times 348} = 7.18cm^2$$

On choisi : 5HA14=7.69cm^2

Tableau III.64: les résultats de la flexion simple.

	M_u (KN.m)	□	β	$A_{calculé}$ (cm^2)	$\grave{A}$ (cm^2)	A_{choisi} (cm^2)
En travée	70.61	0.162	0.911	12.72	0	7HA16=14.07
En appuis	41.53	0.095	0.949	7.18	0	5HA14=7.69

❖ **Condition de non fragilité: [1]**

$$A \geq A_{min} = \frac{B}{1000} = \frac{100 \times 20}{1000} = 2cm^2$$

$A = MAX\ [A\ chois\ , Amin]$

En travée : A = 7HA16=14.07 $cm^2 \geq A_{min} = 2cm^2$

En appuis . $A = 5HA14 = 7.69\ cm^2 \geq A_{min} = 2cm^2$

❖ **Les armatures de répartition :** $Ar = \frac{A}{4}$

Tableau III.65: Les armatures de répartition

Ar	$Ar_{\text{calculé}}$ (cm^2)	Ar_{choisis} (cm^2)
En travée	$\frac{A}{4} = \frac{12.72}{4} = 3.18$	3HA12=3.39
En appuis	$\frac{A}{4} = \frac{7.18}{4} = 1.80$	2HA12=2.26

❖ **Vérification de l'espacement :**

Tableau III.66: Vérification de l'espacement

	Les armatures longitudinales	**Les armatures de répartition**
En travée	$St = \frac{b}{7} = \frac{100}{7} = 14.29$ on adopte : St=14cm $S_t = 14cm \leq \overline{S_t} = Min[3h = 60{,}33] = 33cm$	$St = \frac{b}{3} = \frac{100}{3} = 33.33$ on adopte : St=30cm $S_t = 30cm \leq$ $\overline{S_t} = Min[3h = 60{,}33] = 33cm$
En appuis	$St = \frac{b}{5} = \frac{100}{5} = 20$ on adopte : St=15cm $S_t = 15cm \leq \overline{S_t} = Min[3h = 60{,}33] = 33cm$	$t = \frac{b}{2} = \frac{100}{2} = 50$ on adopte : St=30cm $S_t = 30cm \leq$ $\overline{S_t} = Min[3h = 60{,}33] = 33cm$

III.2.6.vérification de l'effort tranchant :

On vérifie que :

$\tau_u \leq \bar{\tau}_u \qquad avec \qquad \tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{52.74\times10^3}{1000\times175} = 0.301MPa$

On considère que la fissuration est peu nuisible.

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

$donc \quad : \quad \tau_u = 0.301MPa \leq \bar{\tau}_u = 3.33MPa \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots CV$

III.2.7. Vérification à l'E.L.S :

La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc on vérifie seulement la condition:

$$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b} \quad avec: \quad \overline{\sigma_b} = 0.6f_{c28} = 15MPa$$

Tableau III.67: Vérification des contraintes à l'ELS.

	En travée	**En appuis**
A	14.07	7.69
M_{ser}	31.65	18.62
Y	$by^2 + 30(A + A')y - 30(A'C' + Ad) = 0$ $100y^2 + 422.1y - 7386.75 = 0 \rightarrow$ $\boldsymbol{y = 6.739}$	$by^2 + 30(A + A')y - 30(A'C' + Ad) = 0$ $100y^2 + 230.7y - 4037.25 = 0 \rightarrow$ $\boldsymbol{y = 5.304}$
I	$I = \frac{b}{3}y^3 + 15A'(y - C')^2 + 15A(d - y)^2$ $I = \frac{b}{3}y^3 + 15A(d - y)^2 \rightarrow \boldsymbol{I = 34640.93}$	$I = \frac{b}{3}y^3 + 15A(d - y)^2$ $\rightarrow \boldsymbol{I = 22131.249}$
σ_b	$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I}.y = \mathbf{6.158}$	$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I}.y = \mathbf{4.463}$
$\overline{\sigma_b}$	15	
$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$	CV	CV

III.2.8.Vérification de la flèche :

Selon►► **[l'article B .7.5 CBA 93]** ◄◄ on peut admettre qu'il n'est pas nécessaire de procéder au calcul des flèches si les conditions suivantes sont satisfaites.

1) $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{20} \times \frac{M_t}{M_0} \rightarrow \frac{20}{630} = 0.031 \geq \frac{0.85}{20} = 0.0425 \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \quad CNV$

2) $\frac{A}{db_0} \leq \frac{2}{f_e} \rightarrow \frac{14.07}{17.5 \times 100} = 0.0081 \leq \frac{2}{400} = 0.005 \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots CNV$

Donc la vérification de la flèche est nécessaire.

❖ Calcul de la flèche :

Le calcul de la flèche se fait à l'aide des formules indiquées par le règlement CBA93 (l'Annexe D).

On doit vérifie cette égalité : $\Delta f = f_v - f_i < \bar{f} = \begin{cases} 0.5 + \frac{L}{1000} \; si \; L \geq 5m \\ \frac{L}{500} \; siL < 5m \end{cases}$

Pour les flèches aux charges instantanées :

$f_i = \frac{M_{ser} L^2}{10 I_{fi} E_i}$ avec : $E_i = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 32164.19MPa$

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

$\lambda_i = \frac{0.05 f_{t28}}{\rho \left(2 + 3 \frac{b_0}{b}\right)} et \; \rho = \frac{A}{db}$

$\mu = MAX\left(1 - \frac{1.75 f_{t28}}{4 \rho \sigma_s + f_{t28}}, 0\right) ; \quad \sigma_s = \frac{M_{ser}}{\beta dA}$

$f_v = \frac{M_{ser} L^2}{10 I_{fv} E_v}$ Avec $E_v = \frac{1}{3} E_i$

Maximale sous charges instantanées.

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

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

Détermination de l'axe neutre :

$$y = \frac{\frac{bh^2}{2} + 15Ad}{bh + 15A} \Rightarrow y = \frac{\frac{100 \times 20^2}{2} + 15 \times 14.07 \times 17.5}{100 \times 20 + 15 \times 14.07} = 10.72 \Rightarrow cm$$

Moment d'inertie de la section totale:

$I_0 = \frac{b}{3}[y^3 + (h-y)^3] + 15A(y-d)^2 = 77405.06$

Pour la valeur de la flèche admissible :

$\bar{F} = 0.5 + \frac{L}{1000} \Rightarrow \bar{f} = 0.5 + \frac{630}{1000} = 1.13c\text{m}$

Tableau III.68: Récapitulation des résultats de la flèche.

A	**M_{ser}**	**y**	**$б_s$ (MPa)**	**ρ**	**u**	**I_0**	**λv**	**I_{fi} (cm^2)**
14.07	31.65	10.72	348	0.01	0.42	77405.06	1.04	40365.63717
I_{fv} (cm^2)	**Ei (MPa)**	**Ev Mpa**	**fi (mm)**	**fv (mm)**	**λi**	**Δf (mm)**	**$\bar{f}$ (mm)**	**Δf≤$\bar{f}$**
58975.57	32164.19	10721.40	9.68	19.87	2.61	10.19	11.30	cv

Conclusion : donc la condition de la flèche est vérifie.

III.3. Les dalles pleines:

III.3.1. Introduction:

Les dalles pleines sont des pièces minces et planes dont la largeur est supérieur à l'épaisseur, elles peuvent être reposer avec ou sans continuité sur 2, 3 ou 4 appuis.

III.3.2. Calcul des dalles pleines :

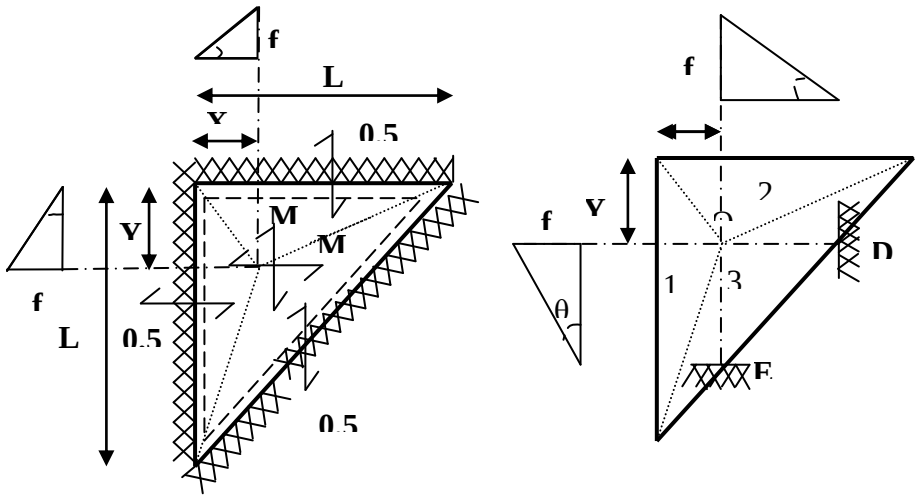


Figure III.56: Ligne de rupture de Panneau triangulaire dans la terrasse.

III.3.3. Méthode de calcul:

Il existe deux méthodes pour le calcul des dalles pleines:

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

➢ 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 centre de gravité 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.

III.3.4: Forme triangulaire

❖ 1er type : Dalle triangulaire :

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.

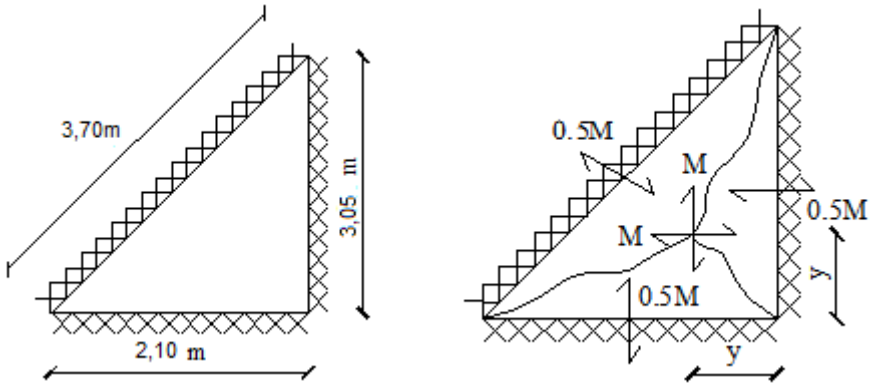


Fig. III.57: la dalle pleine de forme triangulaire

III.3.4.1. Evaluation des charges et surcharges:

Tableau III.69: Détermination des chargements de la dalle triangulaire

G (KN/m²)	Q (KN/m²)	P_u (KN/m²)	P_{ser}(KN/m²)
6.60	1	10.41	7.60

Les appuis sont considérés comme des semi - encastrements.

$$T_{ext} = T_{ext}1 + T_{ext}2 + T_{ext}3$$

$$T_{ext} = q.S_1\frac{f}{3} + q.S_2\frac{f}{3} + q.S_3\frac{f}{3} = q.(S_1 + S_2 + S_3)\frac{f}{3}$$

$$T_{ext}1 = q,s,\frac{f}{3} = q.\left(\frac{Ly.Y}{2}\right)\frac{f}{3} = q.f\ \frac{3.05}{6}Y$$

$$T_{ext}2 = q,s,\frac{f}{3} = q.\left(\frac{Lx..X}{2}\right)\frac{f}{3} = q.f\ \frac{2.10}{6}X$$

$$T_{ext}3 = q,s,\frac{f}{3} = q.\left(S_T(\frac{3.05}{2}Y + \frac{2.10}{2}X)\right)$$

$$T_{ext} = q.\left(2{,}10 \times 3.05 \times \frac{1}{2}\right)\frac{f}{3} = 1{,}068q.f$$

$$T_{int} = T_{int}^{1} + T_{int}^{2} + T_{int}^{3}$$

$$T_{int}^{1} = 0.5M.]_x.\theta_y + M.]_x\theta_y = 1.5M.]_x.\frac{f}{Y}$$

$$T_{int}^{2} = 1.5M.]_y.\frac{f}{x}$$

$$T_{int}^{3} = M.]_x.\theta_y + M.]_y\theta_x + 0.5M.]_x.\theta_y + 0.5M]_y\theta_x$$

$$T_{int}^{3} = M.f\left(\frac{4.575}{Lx - x} + \frac{3.15}{Ly - y}\right)$$

$$T_{int} = Mf\left(.\frac{4.575}{y} + \frac{3.15}{x}\right) + \left(\left(\frac{4.575}{Lx - x} + \frac{3.15}{Ly - y}\right)\right)$$

❖ Principe du travail virtuel

$$T_{ext} = T_{int}$$

$$1{,}068q.f = Mf\left(.\frac{4.575}{y} + \frac{3.15}{x}\right) + \left(\left(\frac{4.575}{Lx - x} + \frac{3.15}{Ly - y}\right)\right)$$

$$q = \frac{\left(.\frac{4.575}{y} + \frac{3.15}{x}\right) + \left(\left(\frac{4.575}{Lx - x} + \frac{3.15}{Ly - y}\right)\right)}{1.068}M$$

Pour déterminer " y " on dérive " q " par rapport a " y ".

$$\frac{dq}{dy} = 0 \Rightarrow 17.99y - 27.44 = 0 \Rightarrow y = 1.52m$$

On remplace " y " on trouve:

M= 0.082 q

$$M_t = 0.082.q = 0.082 \times (10.41) = 0.86KNm$$

$$M_a = 0.5M_t = 0.5 \times 0.82 = 0.43KN.m$$

On a: $\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{2.10}{3.05} = 0.69$ donc la dalle travaille suivant les deux directions.

$$\varphi_p \leq \frac{h}{10} = \frac{12}{10} = 1.2cm$$

❖ Calcul du ferraillage:

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

Béton: $f_{c28} = 25$ MPa ; $\gamma_b = 1.5$; $\sigma_{bc} = 14.2$ MPa ; $f_{t28} = 2.1$ MPa

b = 100 cm ; h = 12 cm ; d = 10 cm ; e = 2 cm.

Acier: FeE400 ; Fe= 400 MPa ; $\gamma_s = 1.15$; $\sigma_s = 348$ MPa.

On adopte alors : $\varphi_x = \varphi_y = 10\,\text{mm}$;

Hauteur utile: $\begin{cases} d_x = 12 - 2 - \dfrac{1}{2} = 9.5\,\text{cm} \\ d_y = 9.5 - \dfrac{1 + 0.12}{2} = 8.94\,\text{cm} \end{cases}$

Tel que: $\mu = \dfrac{M_u}{\sigma_b.b.d^2} = \dfrac{0.86.10^6}{.14.2.1000.100^2} = 0.0060$

et $A = \dfrac{M_u}{\sigma_s B.d} = \dfrac{0.86.10^6}{348.0.997.100} = 0.24$

Les résultats sont ordonnés dans le tableau suivant:

Tableau III.70: ferraillage de la dalle pleine.

	M_u KN.m	μ	ß	A (cm²)	A_{choisi}	A' (cm²)	A_{min} (cm²)
En travée	0.86	0.0060	0.998	0.24	4HA10 = 3.14	0	1.2
En appuis	0.43	0.0030	0.999	0.123	4HA10 =3.14	0	1.2

❖ Condition de non fragilité:

$$A_{min} = \frac{B}{1000} = \frac{12 \times 100}{1000} = 1.2\,\text{cm}^2$$

Donc on adopte les sections: $\begin{cases} A_x = 4\varphi 10 = 3.14\,\text{cm}^2 \\ A_y = 4\varphi 10 = 3.14\,\text{cm}^2 \end{cases}$

❖ Condition d'espacement:

En travées :

$$S_t = \frac{100}{n} = \frac{100}{4} = 25\,\text{cm} \le \overline{S}_t = \text{Min}[3h = 3(12) = 36\,\text{cm}, 33\,\text{cm}] = 33\,\text{cm}$$

Aux appuis :

$$S_t = 25\,cm \le \overline{S}_t = Min[4h = 4(12) = 48\,cm\,,\,45\,cm] = 45\,cm$$

❖ **Vérification de l'effort tranchant:**

Suivant L_x:

$$\tau_{ux} = \frac{V_{ux}}{b_0 \cdot d_x} \le \overline{\tau}_u = \frac{0.07\, f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$V_{ux} = \frac{P \cdot L_x \cdot L_y}{2L_y + L_x} = \frac{10.41 \times 2.10 \times 3.10}{2 \times 3.05 + 2.10} = 8.13KN$$

$$\tau_u = \frac{8.13 \times 10^3}{1000 \times 95} = 0.O86MPa < \overline{\tau}_u = 1.16\,MPa \quad \ldots\ldots\ldots (cv)$$

Suivant L_y:

$$\tau_{uy} = \frac{V_{uy}}{b_0 \cdot d_y} \le \overline{\tau}_u = 1.16MPa \qquad \textbf{[1]}$$

$$V_{uy} = 8.13\,KN$$

$$\tau_u = \frac{8.13 \times 10^3}{1000 \times 894} = 0.0091MPa < \overline{\tau}_u = 1.16\,MPa \quad \ldots.. (cv)$$

Donc le béton peut supporter tout seul l'effort de cisaillement, donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

III.3.4.2Vérification à l'E.L.S:

La fissuration est considéré peu nuisible donc vérifier que:

$$\sigma_b < \overline{\sigma}_b = 0.6\, f_{c28} = 15\,MPa$$

Suivant L_x:

A = 3.14 cm² ; M_{ser} = 0.43 KNm ; y = 2.63cm ; I = 3164.70cm^4.

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I}.y = \frac{0.43 \times 10^6}{3164.70 \times 10^4} \times 2.63 = 0.35\,MPa$$

$$\sigma_b = 0.35\,MPa < \overline{\sigma}_b = 15\,MPa \quad (c.v)$$

Suivant L_y:

A = 3.14 cm² ; M_{ser} = 0.43 KNm ; y = 2.63cm ; I = 3164.70cm^4.

$$K = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{0.43 \times 10^6}{3164.70 \times 10^4} = 0.013\,MPa$$

$$\sigma_b = 0.35\,MPa < \overline{\sigma}_b = 15\,MPa \quad (c.v)$$

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

❖ Vérification de la flèche:

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

Suivant L_x:

1- $\frac{h}{L_x} = \frac{12}{210} = 0.057 \geq \frac{1}{16} = 0.0625$ (c.n.v)

2- $\frac{h}{L_x} = 0.095 \geq \frac{1}{20}\frac{M_t}{M_x} = \frac{0.86}{20 \times 5.73} = 0.0074$ (c.n.v)

3- $\frac{A}{b_0.d} = \frac{3.14}{100 \times 9.5} = 0.0033 \leq \frac{2}{f_e} = \frac{2}{400} = 0.005$ (c.v)

Suivant L_y:

1- $\frac{h}{L_y} = \frac{12}{305} = 0.039 \leq \frac{1}{16} = 0.0625$ (c.n.v)

2- $\frac{h}{L_x} = 0.065 \geq \frac{1}{20}\frac{M_t}{M_x} = 0.0074$ (c.v)

3- $\frac{A}{b_0.d} = \frac{3.14}{100 \times 8.94} = 0.0035 \leq \frac{2}{f_e} = \frac{2}{400} = 0.005$ (c.v)

Suivant les deux sens, les deux premières conditions ne sont pas vérifiées, donc il faut passer au calcul détaillé de la flèche.

Calcul de la flèche:

Suivant L_x:

A = 3.14cm² ; M_{ser} =0.43 KNm ; y = 2.63cm ; I = 3164.70 cm^4.

$$\sigma_s = 15\frac{M_{ser}}{I}(d - y) = 15 \times \frac{0.43 \times 10^6}{3164.70 \times 10^4} \times (95 - 89.4) = 1.141\,MPa$$

Tableau III.71: calcul de la flèche de la dalle triangulaire.

A (cm^2)	M (KNm)	ρ	σ_s (MPa)	μ	y (cm)	I (cm^4)
3.14	0.86	0.00314	20.084	0	6.31	15158.07
I_{fi} (cm^4)	I_{fv} (cm^4)	F_i (mm)	F_v (mm)	ΔF (mm)	F_{adm} (mm)	ΔF < F_{adm}
16673.880	16673.880	0.109	0.328	0.218	6.10	CV

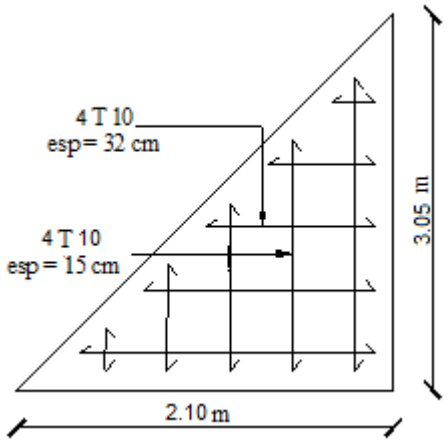


Figure. III.58: Ferraillage de la dalle pleine triangulaire.

III.4. Dalle pleine rectangulaire :

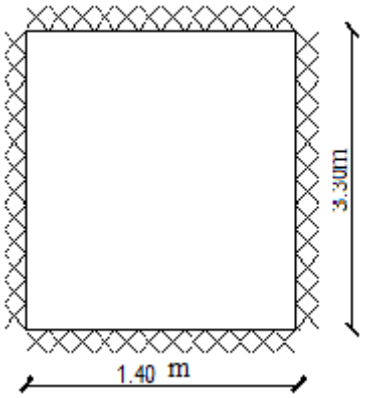


Figure. III.59: la dalle pleine de forme rectangulaire

Tableau III.72: Détermination des chargements de la dalle rectangulaire.

G (KN/m²)	Q (KN/m²)	P_u (KN/m²)	P_{ser} (KN/m²)
6.60	1	10.41	7.60

Les appuis sont considérés comme des semi - encastrements.

❖ Travail externe :

$$T_{ext} = T_{ext}1 + T_{ext}2 + T_{ext}3 + T_{ext}4$$

Avec : $T_{ext}1 = T_{ext}3, T_{ext}2 = T_{ext}4$

$$T_{ext}1 = q,s,\frac{f}{3} = q.\left(\frac{Lx.Y}{2}\right)\frac{f}{3} = q.f\,\frac{1.4}{6}Y$$

$$T_{ext}2 = q,\ f\left(\frac{Lx.Ly}{4} - \frac{Lx.Y}{3}\right) = q,\ f\left(\frac{1.4..3.30}{4} - \frac{1.4.Y}{3}\right)$$

$$T_{ext} = 2(q.f\,\frac{1.4}{6}Y) + q,\ f\,2\left(\frac{1.4..3.30}{4} - \frac{1.4.Y}{3}\right) = q,\ f.Lx\left(\frac{.Ly}{2} - \frac{.Y}{3}\right)$$

❖ Travail interne :

$$T_{int} = T_{int}^{1} + T_{int}^{2} + T_{int}^{3} + T_{int}^{4}$$

$$T_{int}^{1} = T_{int}^{2}\ et\ T_{int}^{3} = T_{int}^{4}$$

$$T_{int}^{1} = 1.5M.]_x.\frac{f}{Y}$$

$$T_{int}^{2} = 3M..\frac{Lx}{Ly}\,f$$

$$T_{int} = 3M(\frac{Lx}{y} + \frac{2Ly}{Lx})\,f$$

➢ Principe du travail virtuel

$$T_{ext} = T_{int}$$

$$q = \frac{3(\frac{Lx}{y} + \frac{2Ly}{Lx})}{Lx\left(\frac{.Ly}{2} - \frac{.Y}{3}\right)}M = \frac{\frac{9.90}{y} + 2.55)}{(2.31 - 1.1Y)}M$$

Pour déterminer " y " on dérive " q " par rapport a " y ".

$$\frac{dq}{dy} = 0 \Rightarrow 2.81y^2 + 21.78y - 22.86 = 0 \Rightarrow y = 0.94m$$

On remplace " y " on trouve:

M= 0.098 q

$$M_t = 0.098.q = 0.098 \times (10.41) = 1.020KNm$$

$$M_a = 0.5\,M_t = 0.5 \times 1.020 = 0.51KN.m$$

$$Mt_{ser} = 0.098 \times 7.60 = 0.745KN.m$$

$$Ma_{ser} = 0.5 \times 0.745 = 0.37KN.m$$

On a: $\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1.4}{3.30} = 0.42$ donc la dalle travaille suivant les deux directions.

$$\varphi_p \leq \frac{h}{10} = \frac{12}{10} = 1.2cm$$

❖ Calcul du ferraillage:

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

Béton: $f_{c28} = 25$ MPa ; $\gamma_b = 1.5$; $\sigma_{bc} = 14.2$ MPa ; $f_{t28} = 2.1$ MPa

b = 100 cm ; h = 12 cm ; d = 10 cm ; e = 2 cm.

Acier: FeE400 ; Fe= 400 MPa ; $\gamma_s = 1.15$; $\sigma_s = 348$ MPa.

On adopte alors : $\varphi_x = \varphi_y = 10$ mm ;

Hauteur utile: $\begin{cases} d_x = 12 - 2 - \frac{1}{2} = 9.5 \text{ cm} \\ d_y = 9.5 - \frac{1 + 0.12}{2} = 8.94 \text{ cm} \end{cases}$

Tel que: $\mu = \frac{M_u}{\sigma_b .b.d^2} = \frac{1.020.10^6}{.14.2.1000.100^2} = 0.0072$

et $A = \frac{M_u}{\sigma_s B.d} = \frac{1.020.10^6}{348.0.996.100} = 0.29$

Les résultats sont ordonnés dans le tableau suivant:

Tableau III.73: Calcul des sections de la dalle pleine rectangulaire.

	M_u KNm	μ	β	A (cm²)	A_{choisi}	A' (cm²)	A_{min} (cm²)
En travée	1.020	0.0072	0.996	0.29	3HA10 =2.35	0	1.2
En appuis	0.51	0.0030	0.998	0.15	3HA10 =2.35	0	1.2

❖ Condition de non fragilité:

$$A_{min} = \frac{B}{1000} = \frac{12 \times 100}{1000} = 1.2 \text{ cm}^2$$

Donc on adopte les sections: $\begin{cases} A_x = 3\varphi 10 = 2.35\,cm^2 \\ A_y = 3\varphi 10 = 2.35\,cm^2 \end{cases}$

❖ Condition d'espacement:

En travées :

$$S_t = \frac{100}{n} = \frac{100}{3} = 33.33cm \le \overline{S}_t = Min[3h = 3(12) = 36\,cm\,,33\,cm] = 33\,cm$$

Aux appuis :

$$S_t = 33.33cm \le \overline{S}_t = Min[4h = 4(12) = 48\,cm\,,45\,cm] = 45\,cm$$

❖ Vérification de l'effort tranchant: (CBA)

Suivant L_x:

$$\tau_{ux} = \frac{V_{ux}}{b_0 \cdot d_x} \le \overline{\tau}_u = \frac{0.07\, f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$V_{ux} = \frac{P \cdot L_x \cdot L_y}{2L_y + L_x} = \frac{10.41 \times 1.4 \times 3.30}{2 \times 1.4 + 3.30} = 7.88KN$$

$$\tau_u = \frac{7.88 \times 10^3}{1000 \times 95} = 0.O83MPa < \overline{\tau}_u = 1.16\,MPa \quad \ldots\ldots\ldots (cv)$$

Suivant L_y:

$$\tau_{uy} = \frac{V_{uy}}{b_0 \cdot d_y} \le \overline{\tau}_u = 1.16MPa$$

$$V_{uy} = 7{,}88\,KN$$

$$\tau_u = \frac{7.88 \times 10^3}{1000 \times 894} = 0.008MPa < \overline{\tau}_u = 1.16\,MPa \quad \ldots\ldots (cv)$$

Donc le béton peut supporter tout seul l'effort de cisaillement, donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

III.4.1 Vérification à l'E.L.S:

La fissuration est considéré peu nuisible donc vérifier que:

$$\sigma_b < \overline{\sigma}_b = 0.6\, f_{c28} = 15\,MPa$$

Suivant L_x:

A = 2.35 cm² ; M_{ser} = 0.745 KNm ; y = 2.32cm ; I = 2495.36cm^4.

$$K = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{0.745 \times 10^6}{2495.36 \times 10^4} = 0.029 MPa$$

$\sigma_b = 0.695\,MPa < \overline{\sigma}_b = 15\,MPa$ (c.v)

Suivant L_y:

A = 2.35 cm² ; M_{ser} = 0.37 KNm ; y = 2.32cm ; I = 2495.36cm^4.

$$K = \frac{M_{ser}}{I}.y = \frac{0.37 \times 10^6}{2495.36 \times 10^4} = 0.0148 MPa$$

$\sigma_b = 0.344\,MPa < \overline{\sigma}_b = 15\,MPa$ (c.v)

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

III.4.2.Vérification de la flèche:

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

Suivant L_x:

1- $\frac{h}{L_x} = \frac{12}{140} = 0.086 \geq \frac{1}{16} = 0.0625$ (c.v)

2- $\frac{h}{L_x} = 0.086 \geq \frac{1}{20}\frac{M_t}{M_x} = \frac{0.85}{20} = 0.0425$ (c.v)

3- $\frac{A}{b_0.d} = \frac{2.35}{100 \times 9.5} = 0.0024 \leq \frac{2}{f_e} = \frac{2}{400} = 0.005$ (c.v)

Suivant L_y:

1- $\frac{h}{L_y} = \frac{12}{330} = 0.036 \leq \frac{1}{16} = 0.0625$ (c.v)

2- $\frac{h}{L_x} = 0.065 \geq \frac{1}{20}\frac{M_t}{M_x} = 0.0425$ (c.v)

3- $\frac{A}{b_0.d} = \frac{2.34}{100 \times 89.4} = 0.0026 \leq \frac{2}{f_e} = \frac{2}{400} = 0.005$ (c.v)

Suivant les deux sens, les deux premières conditions ne sont pas vérifiées, donc il faut passer au calcul détaillé de la flèche.

❖ Calcul de la flèche:

Suivant L_x: Tableau

A = 2.35cm² ; M_{ser} =0.37 KN.m ; y = 2.32cm ; I = 2495.36 cm^4.

Tableau III.74: Calcul de la flèche de la dalle rectangulaire

A (cm²)	M (KN.m)	ρ	σ_s (MPa)	μ	y (cm)	I (cm^4)
2.35	0.745	0.0023	31.73	0	6.21	14960.73
I_{fi} (cm^4)	I_{fv} (cm^4)	F_i (mm)	F_v (mm)	ΔF (mm)	F_{adm} (mm)	$\Delta F < F_{adm}$
16456.81	16456.81	0.153	0.459	0.306	6.6	CV

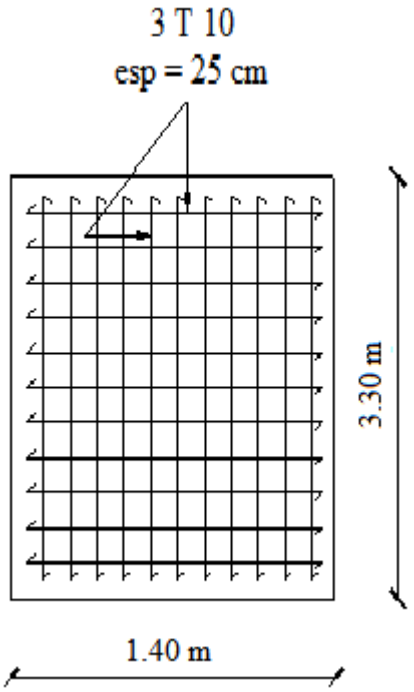


Figure. III.60: Ferraillage de la dalle pleine rectangulaire.

III.5.Dalle machine :

III.5.1.Introduction :

L'ascenseur est un appareil servant à déplacer verticalement des personnes ou des charges vers l'ensemble des étages de l'immeuble, c'est souvent un matériel muni de dispositif de sécurité.

Dalle machine :

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.

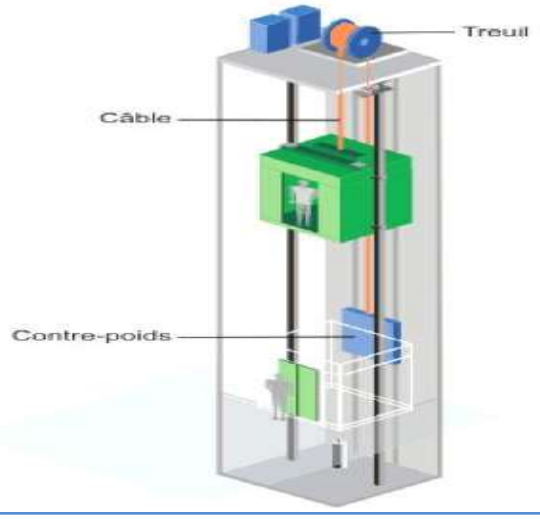


Figure III.61. Ascenseur avec local machine.

III.5.2. Pré dimensionnement :

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

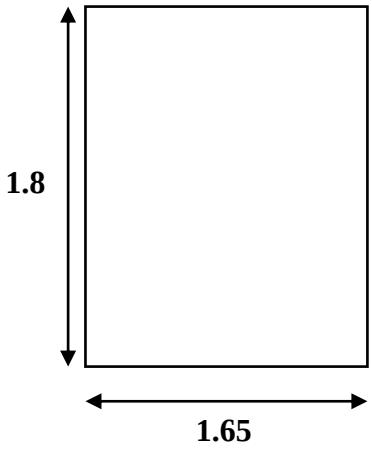


Figure III. 62. Dimensions de la dalle machine.

Nous avons deux conditions à vérifier :

a. Condition de résistance : [3]

$\frac{L_x}{50} \leq e_p \leq \frac{L_x}{40} \Rightarrow \frac{180}{50} \leq ep \leq \frac{165}{40} \Rightarrow 3.6\text{ cm} \leq e_p \leq 4.13cm.$

b. Condition de L'E N A :

L'entreprise nationale des ascenseurs (E N A) préconise que l'épaisseur de la dalle machine, soit : $\mathbf{e \geq 25\ cm} \Rightarrow$ on prend $e = 25$ cm

III.5.3. Déterminations des charges permanentes et d'exploitations :

a. Charges permanentes :

Poids de la dalle machine supportée	$50,00kN/m^2$
Poids propre de la dalle	$0,25x25=6,25kN/m^2$
	$56.25KN/m^2$

b. Charge d'exploitation :

L'E N A exige une charge d'exploitation plus importante que celle d'une terrasse inaccessible de l'ordre : Q =5 (KN/m^2).

Tableau III.75. Détermination des charges de la dalle machine

G (KN/m^2)	Q (KN/m^2)	Pu (KN/m^2)	p_{ser} (KN/m^2)
56.25	5	83.44	61.25

III .5.4. Calcul des sollicitations : [3]

Les appuis sont considérés comme de semi encastrements.

On a: $\rho = \frac{L_X}{L_Y} = \frac{1.65}{1.80} = 0.92 > 0.4$

Donc : la dalle travail suivant les deux directions.

III.5.5 Méthode de calcul :

La dalle machine c'est une dalle pleine donc elle sera calculée par La méthode des lignes de rupture qui est basée sur le mécanisme des fissures.

III.5.5.1.Principe de calcul:

Σ Travail externe = Σ Travail interne

Travail externe en fonction de (charge, portée) = **S.f.Pu**

Travail interne en fonction du moment = **M.L.θ**

Avec :

S : aire de chargement.

f : déplacement du CG.

M : moment de rupture.

L : longueur de ligne de rupture.

θ : rotation

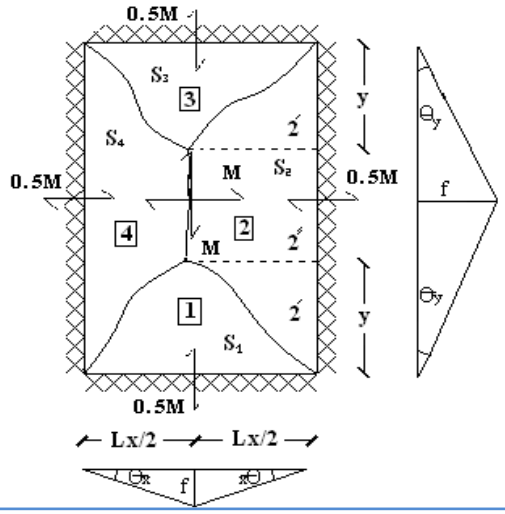


Figure III.63. Lignes de rupture dans la dalle machine.

a. Travail externe :

$T_{ext} = T^1_{ext} + T^2_{ext} + T^3_{ext} + T^4_{ext}$

Avec :

$T^1_{ext} = T^3_{ext}$

$T^2_{ext} = T^4_{ext}$

$T^1_{ext} = q.S.f = q.f\left(\frac{Lx \times y}{6}\right)$

$T^2_{ext} = q.f\left(\frac{Lx \times Ly}{4} - \frac{Lx \times Y}{3}\right)$

$\mathbf{T_{ext} = q.f\left(\frac{Lx \times Ly}{2} - \frac{Lx \times Y}{3}\right)}$

b. Travail interne :

$T_{int} = T^1_{intt} + T^2_{int} + T^3_{int} + T^4_{int}$

Avec :

$T^1_{int} = T^3_{int}$

$T^2_{int} = T^4_{int}$

$T^1_{int} = 1.5M\, l_x\left(\frac{f}{y}\right)$

$T^2_{int} = 3Mf\left(\frac{Lx}{Ly}\right)$

$\rightarrow \begin{cases} \theta_y = \frac{f}{y} \\ \theta_x = \frac{2f}{l_x} \end{cases}$

$\mathbf{T_{int} = 3Mf\left(\frac{Lx}{Y} + 2\frac{Ly}{Lx}\right)}$

❖ **Principe du travail virtuel :**

$\Sigma\, \mathbf{T_{ext}} = \Sigma\, \mathbf{T_{int}}$

$P = 3M\left(\frac{\frac{1.80}{Y} + 1.83}{1.49 - 0.6Y}\right)$

Pour déterminer " y " on dérive " P " par rapport a " y ".

On pose : $p(y) = \frac{u(y)}{v(y)}$.

$P' \neq 0 \quad \Rightarrow \quad u'v - uv' = 0$

$\frac{dp}{dy} = 0 \Rightarrow 2.69y^2+6.48y-8.05 = 0 \Rightarrow D=128.61 \Rightarrow y = 0.90m$

On remplace " y " on trouve :

$$M = \frac{P}{3.\frac{(\frac{1.80}{Y}+1.83)}{(1.49-0.6Y)}}$$

M = 0.083P

$M_{tu} = M_u = 0.083x83.44= 6.93$ KN.m

$M_{au} = 0.5M_t = 3.46$ KN.m

$M_{t\ ser} = M_{ser} = 0.083x61.25= 5.08$ KN.m

$M_{a\ ser} = 0.5M_t = 2.54$KN.m

III.5.5.2. Calcul du ferraillage:

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

Tableau III.76. Les données.

f_{c28}(Mpa)	25	**h (cm)**	25
f_{t28}(Mpa)	2.1	**d (cm)**	23
f_e(Mpa)	400	**c (cm)**	2
σ_{bc}(Mpa)	14.2	**c'(cm)**	2
σ_s(Mpa)	348	**b (cm)**	100

Hauteurs utiles : $\mathbf{d_x} = 25 - 2 - \frac{1}{2} = 22.5$ cm

$\mathbf{d_y} = 22.5 - \frac{1+1}{2} = 21.5$ cm

Tel que: $\mu = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \sigma_b}$, $A = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s}$ et $A' = 0$

Les résultats sont ordonnés dans le tableau suivant:

Tableau III.77. Calcul du ferraillage.

Sens		**M_u (kN.m)**	**μ**	**β**	**A_{min} (cm^2)**	**$A_{calculée}$ (cm^2)**	**A_{adop} (cm^2)**
Sens x	Travée	6.93	0.009	0.995	2.50	0.89	**4T10=3.14**
	Appuis	3.46	0.004	0.998	2.50	0.44	**4T10=3.14**
Sens y	Travée	6.93	0.010	0.995	2.50	0.93	**4T10=3.14**
	Appuis	3.60	0.005	0.997	2.50	0.48	**4T10=3.14**

❖ **Condition de non fragilité:**

$$A_{min} = \frac{B}{1000} = \frac{25 \times 100}{1000} = 2.5\,cm^2$$

Donc on adopte les sections: $\mathbf{A_x}$ = 4T10= 3.14 cm^2

$\mathbf{A_y}$ = 4T10= 3.14 cm^2

❖ **Condition d'espacement :**

$\overline{S}_t$ = Min [2h=50cm; 22cm] = 22cm ,On prend : S = 25 cm

III.5.5.3.Vérification de l'effort tranchant : [3]

Suivant L_x: $\tau_{ux} = \frac{V_{ux}}{b_0 \cdot d_x} \le \overline{\tau}_u = \frac{0.07\, f_{c28}}{\gamma_b} = 1.16\,MPa$

$$V_{ux} = \frac{P \cdot L_x \cdot L_y}{2L_y + L_x} = \frac{6.93 \times 1.80 \times 1.65}{2 \times 1.65 + 1.80} = 4.035\,KN$$

$$\tau_u = \frac{4.035 \times 10^3}{1000 \times 225} = 0.017MPa < \overline{\tau}_u = 1.16\,MPa \quad (c.v)$$

Suivant L_y: $\tau_{uy} = \frac{V_{uy}}{b_0 \cdot d_y} \le \overline{\tau}_u = 1.16MPa$

$$V_{uy} = \frac{P \cdot L_x \cdot L_y}{3L_y} = \frac{6.93 \times 1.80 \times 1.65}{3 \times 1.65} = 4.158KN$$

$$\tau_u = \frac{4.158 \times 10^3}{1000 \times 215} = 0.019MPa < \overline{\tau}_u = 1.16\,MPa \quad (c.v)$$

Donc le béton peut supporter tout seul l'effort de cisaillement, donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

III. 5.5.4.Vérification a l'E.L.S :

Détermination de la valeur de « y » : $50y^2 + 15A'.y - 15A.d = 0$

Moment d'inertie : $I = \frac{b}{3}y^3 + 15A(d - y)^2$

La fissuration est considère comme peut nuisible donc on vérifié seulement

$\overline{\sigma_b} = 0.6f_{c28} \Rightarrow \overline{\sigma_b} = 15\,MPa \Rightarrow \sigma_b < \overline{\sigma_b}$

Tableau III.78 : Vérification des contraintes à l'ELS

Sens	**M_{ser} (kN.m)**	**As**	**Y**	**I**	**K**	σ_b	$\sigma_b < \overline{\sigma_b}$
Sens x	5.08	3.14	4.16	18242.05	0.028	**1.158**	**OUI**
Sens y	2.54	3.14	3.56	12848.92	0.014	**0.579**	**OUI**

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

III.5.5.5. Vérification de la flèche:

Il n'est pas nécessaire de faire la vérification de la flèche, si les trois conditions citées ci-dessous sont vérifiées simultanément :

$\frac{h}{L_x} \geq \frac{M_t}{20M_X} \Rightarrow \frac{25}{180} \geq \frac{0.85Mser}{20Mser} = 0.0425 \quad \Rightarrow \quad 0.139 \geq 0.042$ (C.V)

$\frac{h}{L_x} \geq \frac{1}{27}$ à $\frac{1}{35} \quad \Rightarrow \quad 0.139 \geq 0.037$ à 0.028 (C.V)

$\frac{A_S}{bd} \leq \frac{2}{f_e} \Rightarrow \frac{3.14}{100 \times 22.5} \leq \frac{2}{400} \quad \Rightarrow \quad 0.0013 \leq 0.005$ (C.V)

Les trois conditions sont vérifiées donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

Chapitre IV

Etude dynamique

IV.1.Introduction :

Pour notre structure, le Système de contreventement est constitué par des voiles porteurs, 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 :

- Rependre une charge verticale suffisante pour assurer sa stabilité.
- Assurer une transmission directe des forces aux fondations.
- Minimiser les effets de torsion.

IV.2.Caractéristiques géométriques de la structure :

Les caractéristiques géométriques qui interviennent dans l'évaluation des efforts horizontaux d'origine sismique sont :

- Le centre de Masse (C_G) .
- Le centre de Torsion (C_R).

IV.2.1.Centre de masse :

Les masses sont considérées comme concentrées au niveau des planchers, il est donc nécessaire de connaître les centres de masse qui représentent les points d'application des forces sismiques latérales.

Le centre de masse sera déterminé pour chaque niveau en considérant tous les éléments qui ont une influence sur la stabilité du bâtiment : (poteaux, poutres, murs, escaliers, voiles…) ; on utilise les formules suivantes :

$$\begin{cases} X_G = \frac{\sum Wi * Xi}{\sum Wi} \\ Y_G = \frac{\sum Wi * Yi}{\sum Wi} \end{cases} \quad \text{(N°1)}$$

- Wi : Le poids total de la masse concentrée de l'élément (i) du niveau considéré.
- Xi et Yi : Les coordonnées du centre de gravité de l'élément (i) par rapport au repère global.
- X_G et Y_G : Les coordonnées du centre de masse du niveau par rapport au repère global

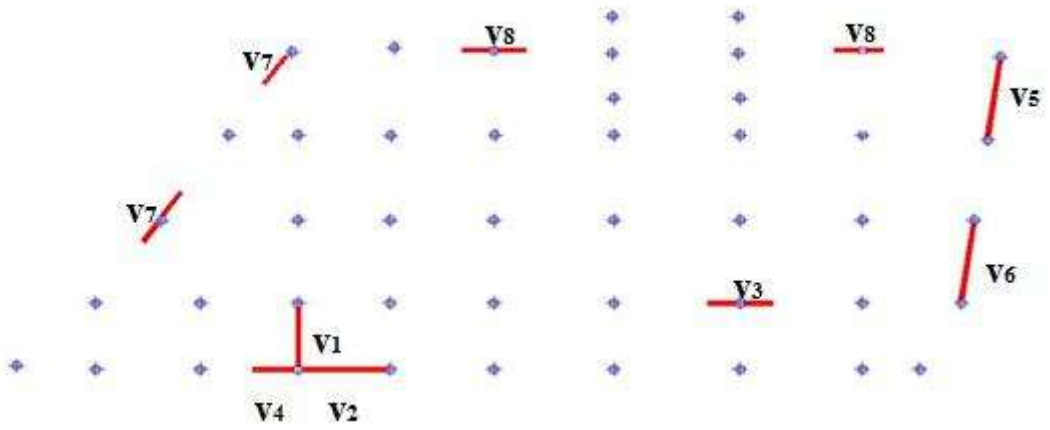


Figure. IV.1. Disposition des voiles.

Lx=39.35m.

Ly=16.35m.

Les résultats de centre de masse pour chaque niveau sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau IV.1 : Calcul du centre de masse de la structure.

étage	$\sum W_i(KN)$	$\sum W_i.X_G$	$\sum W_i.Y_G$	$X_G(m)$	$Y_G(m)$
RDC	5487.0	118958.2	38738.22	21.68	7.06
1er	4700.92	97920.16	36996.2404	20.83	7.87
2ème	4637.23	96593.5	36448.6278	20.83	7.86
3ème	4637.23	96593.5	36448.6278	20.83	7.86
4ème	4736.79	97388.4	36946.962	20.56	7.80
5 ème	4220.79	88130.1	32120.2119	20.88	7.61

IV.2.2.Centre de torsion :

Le centre de torsion T est un point caractérisé par :

- Une force passant par ce point provoquant une translation du plancher et donc de l'ensemble des éléments de contreventement parallèlement à cette force et sans rotation.
- Un moment autour de ce point provoquant une rotation du plancher dans le même sens que le moment et sans translation.
- Le centre de torsion est repéré dans le même système d'axe choisi, il est défini par les formules suivantes :

Les coordonnées du centre de torsion sont données par la formule suivante :

$$\begin{cases} XR = \dfrac{\sum I_{yi} * Xi}{\sum I_{yi}} \\ YR = \dfrac{\sum I_{xi} * Yi}{\sum I_{xi}} \end{cases}$$

Ou :

- I_x et I_y : Les inerties suivant les axes x et y respectivement de chaque élément de Contreventement (poteau, voile).
- X_i, Y_i : coordonnées du centre de torsion des éléments de contreventement par rapport au repère global choisi.
- X_R, Y_R : coordonnées du centre de torsion du niveau par rapport au repère global choisi.

Le centre de torsion pour chaque étage est résumé dans le tableau suivant :

Tableau IV.2 : Calcul du centre de torsion.

Etage	$\sum Ix_i (m^4)$	$\sum Iy_i (m^4)$	$\sum Iy_i . X_i$	$\sum Ix_i . Y_i$	$X_R (m)$	$Y_R (m)$
RDC	1.8522	3.6327	43.101	30.260	23.27	8.33
1er	1.7859	3.5664	41.504	33.061	23.24	9.27
2ème	1.7488	3.5294	40.590	32.718	23.21	9.27
3ème	1.7488	3.5294	40.590	32.718	23.21	9.27
4ème	1.7497	3.5302	40.611	32.690	23.21	9.26
5 ème	1.7022	3.4910	39.304	31.908	23.09	9.14

IV.2.3.Excentricité :

A. Excentricité statique :

C'est la distance entre le centre de masse et le centre de torsion suivant les deux axes, elle est calculée comme suit :

$$\begin{cases} e_x = | X_G - X_t | \\ e_y = | Y_G - Y_t | \end{cases}$$

- **Calcul d'excentricité selon RPA version 2003:**

À chaque niveau et pour chaque direction de calcul, la distance entre le centre de gravité des masses et le centre des rigidités ne dépassent pas 15% de la dimension du bâtiment mesurée perpendiculairement à la direction de l'action sismique considérée.

- **Dimensions du bâtiment :**

Longueur du bâtiment = 39.35m

Largeur du bâtiment = 16.35 m

- **Excentricité admissible :**

Excentricité suivant Lx = 15 %.Lx = 5 .90 m

Excentricité suivant Ly = 15 %.Ly = 2.45 m

Les valeurs de l'excentricité statique sont représentés dans le tableau suivant :

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

Etage	X_R (m)	Y_R (m)	X_G (m)	Y_G (m)	Ex = |XR-XG| (m)	Ey = |YR-YG| (m)	Verifications
RDC	23.27	8.33	21.68	7.06	1.59	1.27	OK
1er	23.24	9.27	20.83	7.87	2.41	1.40	OK
2ème	23.21	9.27	20.83	7.86	2.38	1.41	OK
3ème	23.21	9.27	20.83	7.86	2.38	1.41	OK
4ème	23.21	9.26	20.56	7.80	2.65	1.46	OK
5 ème	23.09	9.14	20.88	7.61	2.21	1.53	OK

B. Excentricité accidentelle : ►► [RPA 99 VERSION 2003 .Art.4.2.7] ◄◄

Pour toutes les structures comportant des planchers ou diaphragmes horizontaux rigides dans leur plan, on supposera qu'à chaque niveau et dans chaque direction, la résultante des forces horizontales a une excentricité par rapport au centre de torsion égale à la plus grande des deux valeurs :

- 5% de la plus grande dimension du bâtiment à ce niveau (cette excentricité doit être prise en considération de part et d'autre du centre de torsion).
- Excentricité théorique résultant des plans.

Ex=0.05Lx.
Ey=0.05Ly.

Les valeurs des excentricités accidentelles sont représentées dans le tableau suivant :

Tableau. IV.4 : Calcul d'excentricité accidentelle.

Etage	L_x (m)	L_y (m)	e_x (m)	e_y (m)
RDC	39.35	16.35	1.97	0.82
1er	39.35	16.35	1.97	0.82
2ème	39.35	16.35	1.97	0.82
3ème	39.35	16.35	1.97	0.82
4ème	39.35	16.35	1.97	0.82
5 ème	39.35	16.35	1.97	0.82
6ème	39.35	16.35	1.97	0.82
7ème	39.35	16.35	1.97	0.82

C. Effets de la torsion accidentelle : ► [RPA 99 version 2003 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.

Tableau. IV.5 : Calcul de l'excentricité: totale

	Suivant X			Suivant Y		
Niveau(m)	$E_{x\ Theo}$	$E_{x\ ACC}$	$E_{x\ Theo+} E_{x\ ACC}$	$E_{y\ Theo}$	$E_{y\ ACC}$	$E_{x\ Theo+} E_{y\ ACC}$
+20.4	1.59	1.97	3.56	1.27	0.82	2.09
+17.00	2.41	1.97	4.38	1.40	0.82	2.22
+13.60	2.38	1.97	4.35	1.41	0.82	2.23
+10.20	2.38	1.97	4.35	1.41	0.82	2.23
+6.80	2.65	1.97	4.62	1.46	0.82	2.28
+3.40	2.21	1.97	4.18	1.53	0.82	2.35

IV.3.Choix de la méthode de calcul :

IV.3.1.Introduction :

On admet toujours que les efforts horizontaux s'appliquent au niveau des planchers. Pour analyser ces efforts, on utilise généralement trois méthodes:

- Méthode statique équivalente.
- Méthode d'analyse modale spectrale.
- Méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

IV.3.2 Critères de classification par RPA 99 version 2003 :

IV.3.2.1 Classification des zones sismiques :

Le territoire national est divisé en quatre (04) zones de séismicité croissante, définies sur la carte des zones de séismicité et le tableau associé qui précise cette répartition par wilaya et par commune, soit :

- ZONE 0 : sismicité négligeable.
- ZONE I : sismicité faible.
- ZONE IIa et IIb : sismicité moyenne.
- ZONE III : sismicité forte.

Dans notre cas, BAB EZZOUAR est situé dans une zone de forte sismicité **« zone III »**

IV.3.2.2. Classification de site : ► [RPA 99 version 2003 Art 3.3.1]◄

Selon le rapport géotechnique relatif à notre ouvrage .on est en présence d'un site ferme (Catégorie 2), il est constitué de dépôts épais de sable et gravier trés denses.

IV.3.2.3. Classification de l'ouvrage :

La classification des ouvrages se fait sur le critère de l'importance de l'ouvrage relativement au niveau sécuritaire, économique et social.

- **Groupe 1A:** ouvrages d'importance vitale.
- **Groupe 1B :** ouvrages de grande importance.
- **Groupe 2 :** ouvrages courant ou d'importance moyenne.
- **Groupe 3 :** ouvrages de faible importance.
- Notre ouvrage est classé dans la catégorie 2 (importance moyenne).

Le calcul sismique se fera par la méthode dynamique spectrale du fait que notre bâtiment ne répond pas aux critères exigés par le **RPA99-V2003** pour pouvoir utiliser la méthode statique équivalente (H= 20,40m >11 m).

IV.3.3. Analyse de la structure :

Après plusieurs changements de dispositions des voiles on a choisi une variante pour

La quelle on a obtenu des résultats vérifiant les conditions de sécurité imposée par le **RPA** et évitant également la torsion au niveau du premier mode.

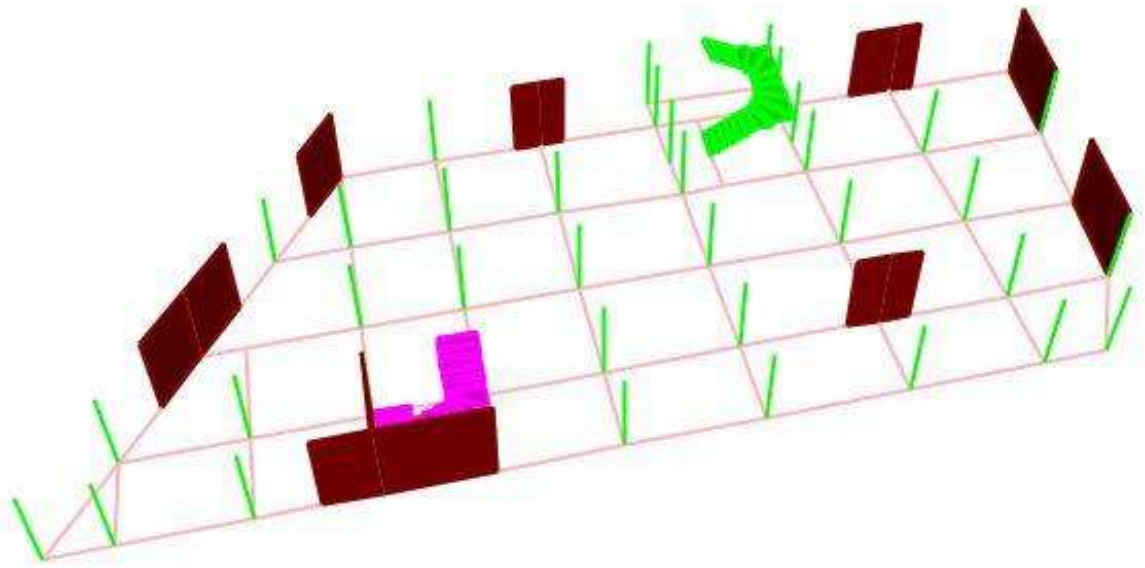


Figure. IV.2. Disposition des voiles en 3 D

IV.3.4. Méthode dynamique modale spectrale :

IV.3.4.1. Principe :

Par cette méthode il est recherché, pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

IV.3.4.2.Modélisation :

Le modèle choisi dans la modélisation sur le **SAP2000** V**17** est le modèle du nœud maître basé sur la théorie du plancher rigide. Le mouvement de ce dernier est donnés par le mouvement du nœud maître, les autres nœuds du même plancher sont emportés par le mouvement du nœud maître et sont appelés nœuds esclaves.

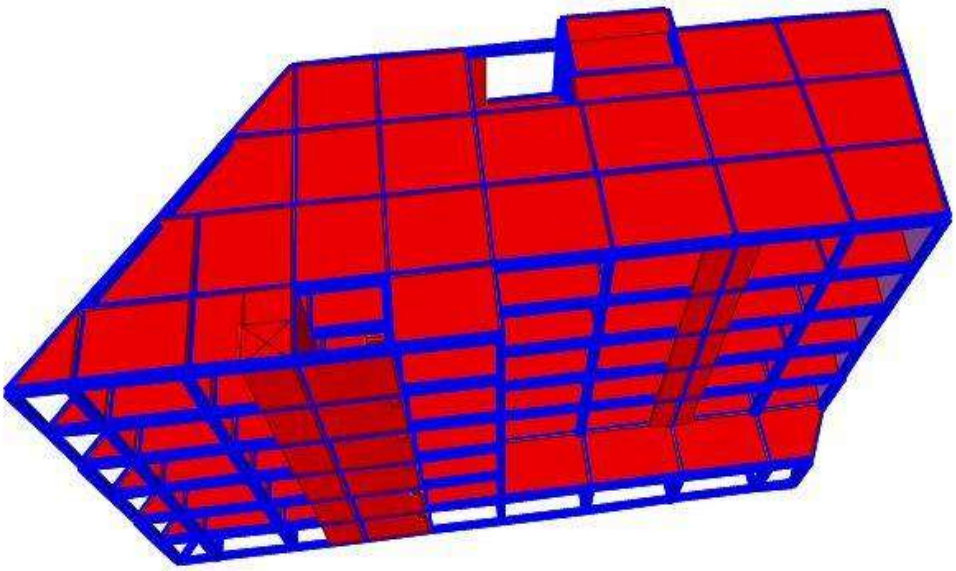


Figure IV.3 : Modélisation de la structure étudiée

IV.3.4.3.Le spectre de réponse de calcul : ►► [RPA 99 version 2003 Art 4.3.3]◄◄

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant :

$$\frac{S_a}{g}=\begin{cases}1{,}25A\left(1+\dfrac{T}{T_1}(2{,}5\eta\dfrac{Q}{R}-1)\right) & 0\le T\le T_1\\ 2{,}5\eta(1{,}25A)(\dfrac{Q}{R}) & T_2\le T\le T_2\\ 2{,}5\eta(1{,}25A)(\dfrac{Q}{R})(\dfrac{T_2}{T})^{\frac{2}{3}} & T_2\le T\le 3.0\ s\\ 2{,}5\eta(1{,}25A)(\dfrac{Q}{R})(\dfrac{T_2}{3})^{\frac{2}{3}}(\dfrac{3}{T})^{\frac{5}{3}} & T\ge 3.0\ s\end{cases}$$

a. **Coefficient d'accélération A :** ►► **[RPA 99 version 2003 Tableau 4.1]◄◄**

Tableau. IV.6 : Coefficient d'accélération **A.**

Zone	groupe 1A	groupe 1B	groupe 2	groupe 3
III	0,40	0,30	0,25	0,18

On prend dans notre cas : A=0.25.

facteur de correction d'amortissement η: ►► **[R.P.A 99 VERSION 2003. tab. 4.2]◄◄**

Tableau .IV.7 : Valeur de ξ (%).

	Portique		Voiles ou murs
Remplissage	Béton armé	Acier	Béton armé/maçonnerie
Léger	6	4	10
Dense	7	5	

$\eta = \sqrt{7/(2+\xi)}\ \xi = 7\ \%$

Béton armé avec remplissage dense → $\eta = 0{,}882$

b. **Justification de coefficient de comportement R :** ► **[R.P.A 99 / 2003. tableau. 4.3]** ◄

Tableau .IV.8 : Valeur du coefficient de comportement

Cat	Description du système de contreventement	Valeur de R
A	Béton armé	
1a	Portiques auto stables sans remplissage en maçonnerie rigide	5
1b	Portiques auto stables avec remplissage en maçonnerie rigide	3.5
2	Voiles porteurs	3.5
3	Noyau	3.5
4a	Mixte portiques/voiles avec interaction	5
4b	Portiques contreventés par des voiles	4
5	Console verticale à masses réparties	2
6	Pendule inverse	2

d. facteur de qualité Q : ►► [R.P.A 99 VERSION 2003. tab. 4.4] ◄◄

Le facteur de qualité est égal à 1' additionné à la somme de 6 pénalités selon que les critères de qualité sont satisfaits ou non :

$$Q = 1 + \sum_{}^{6} P_q$$

Ces pénalités sont rappelées dans le tableau suivant :

Tableau .IV.11.détermination du facteur de qualité.

Critère "q"	p_q			
	Suivant x		Suivant y	
	Observé	Valeurs des pénalités	Observé	Valeurs des pénalités
1. Conditions minimales sur les files de contreventement	Oui	0	Oui	0
2. Redondances en plan	Oui	0	Oui	0
3. Régulation en plan	Non	0,05	Non	0,05
4. Régularité en élévation	Oui	0	Oui	0
5. Contrôle de la qualité des matériaux	Oui	0	Oui	0
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	Non	0.10	Non	0.10
Σ	0,15		0,15	

En récapitulant les résultats on trouve : $\begin{cases} Q_X = 1 + 0{,}05 = 1{,}15 \\ Q_Y = 1 + 0{,}05 = 1{,}15 \end{cases}$

e. périodes caractéristiques : ►► [R.P.A 99 VERSION 2003. tableau. 4.7] ◄◄

Tableau .IV.12 : Valeurs de T_1 et T_2.

Site	S_1	S_2	S_3	S_4
T_1 (sec)	0.15	0.15	0.15	0.15
T_2 (sec)	0.30	0.40	0.50	0.70

$\left.\begin{matrix} T_1 = 0{,}15\,\text{s} \\ T_2 = 0{,}40\,\text{s} \end{matrix}\right\}$ site S 2.

Un séisme est considéré comme un chargement dynamique alterné pouvant être défini comme une succession d'impulsions. Une analyse temporelle ou fréquentielle permettrait de connaître - à partir de l'accélération - la réponse du système à tout instant pour chacun des modes. Cependant, seule la valeur maximale de la réponse est requise (efforts, déplacements), d'où l'intérêt d'introduire la notion de spectre de réponse.

Ce spectre enveloppe de la pseudo-accélération n'est représentatif d'aucun mouvement sismique réel mais donnera la réponse la plus défavorable du système.

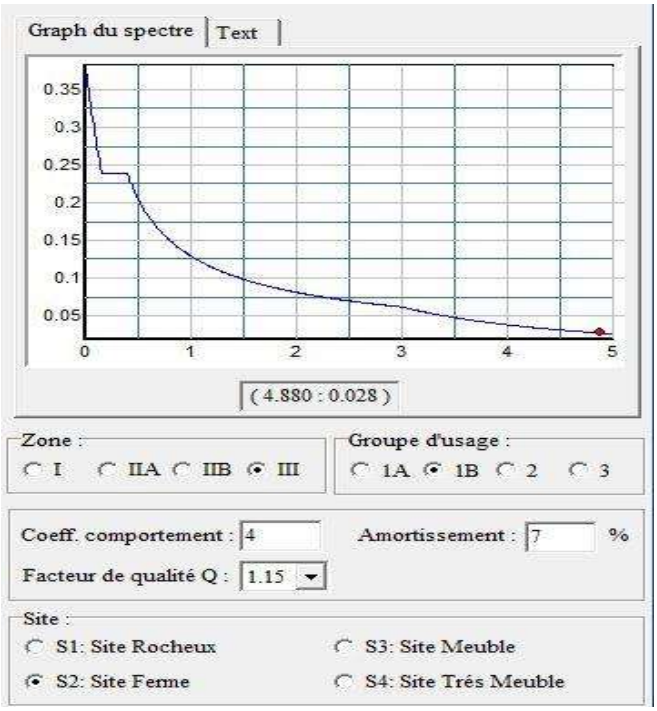


Figure. IV.4. Spectres de réponse.

IV.4. Résultats et vérifications de l'analyse dynamique :

Communément aux deux méthodes de calcul (statique et dynamique), le **RPA99** exige les vérifications suivantes :

- **Stabilité de la structure :**

1. Vérification du comportement modale de la structure.
2. Vérification de la participation massique (dissipation énergétique).
3. Vérification de la force sismique V à la base.
4. Vérification de la stabilité au renversement.
5. Vérification de l'effet P-Δ.

- **Résistance des éléments :**

6. Vérifications du déplacement en tête du l'hotel.
7. Vérifications des déplacements inter-étage.
8. Vérification du cisaillement des éléments.
9. Vérification de l'effort normal réduit dans les poteaux

IV.4.1.Vérification de comportement des trois premiers modes:

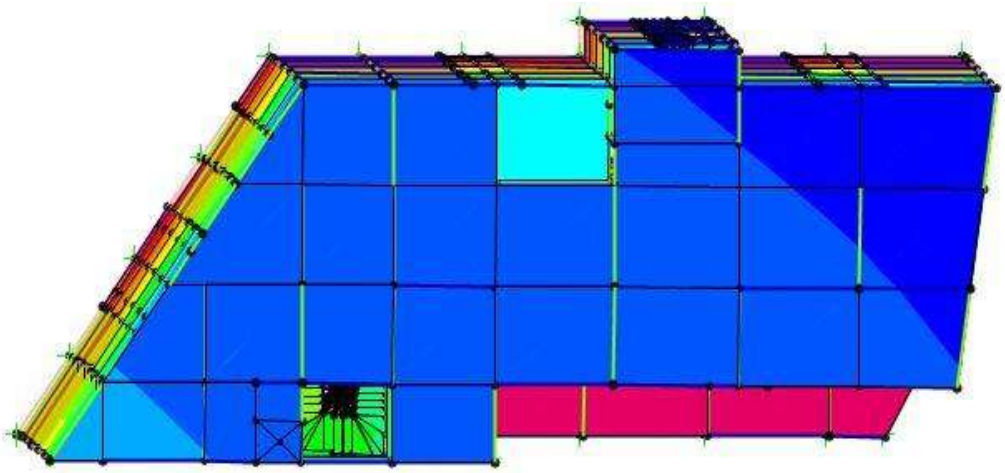


Figure. IV.5. Le comportement de 1er mode.

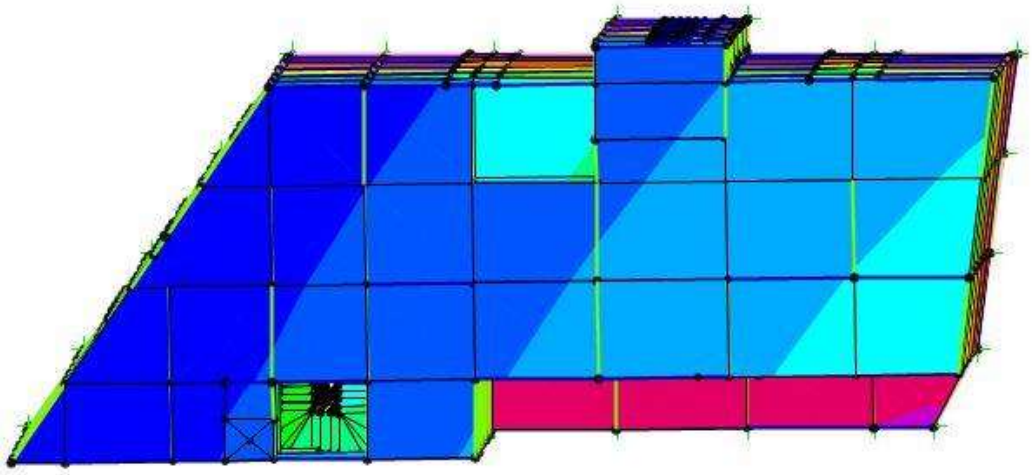


Figure. IV.6. Le comportement de 2ème mode.

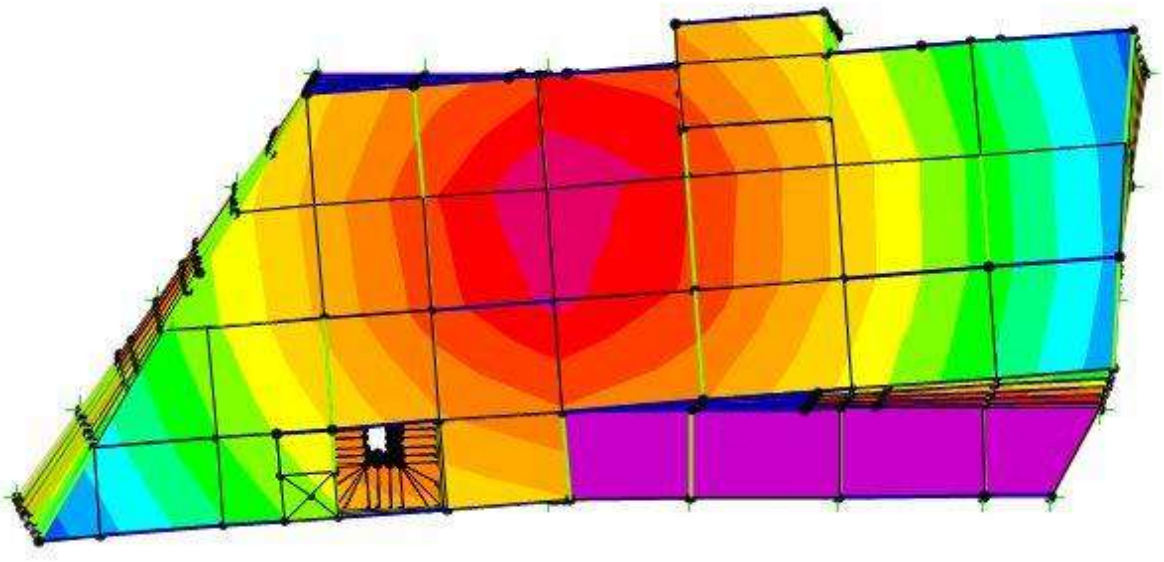


Figure. IV.7. Le comportement de 3ème mode.

Tableau. IV.13. Le comportement des trois premiers modes.

Mode 1	Mode 2	Mode 3
translation dans le sens (x)	Translation dans le sens (y)	rotation autour de Z
T_1=0.44s	T_2=0.39s	T_3=0.31s

IV.4.2.vérification de participation massique :

Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que : La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure d'après:►► **[Art. 4.3.4. a : RPA 99 VERSION 2003.]**

Tableau IV.14. Périodes et coefficients de participation massique.

Mode	Période " sec "	Participation modale individuelle en (%)			Participation modale cumulée en (%)		
Num	Periode	UX	UY	RZ	$UX_{cumulé}$	$UY_{cumulé}$	$RZ_{cumulé}$
1	0.448497	45.529%	25.194%	0.115%	45.529%	25.194%	0.115%
2	0.399572	27.874%	43.882%	1.962%	73.403%	69.076%	2.077%
3	0.311067	0.570%	0.160%	66.855%	73.973%	69.236%	68.932%
4	0.121822	13.925%	3.874%	0.026%	87.898%	73.110%	68.958%
5	0.105138	1.998%	14.099%	0.701%	89.896%	87.209%	69.659%
6	0.077906	0.000%	0.002%	0.022%	89.897%	87.211%	69.681%
7	0.076542	0.000%	0.000%	0.011%	89.897%	87.211%	69.692%
8	0.07533	1.059%	0.922%	18.191%	90.955%	88.133%	87.883%
9	0.072799	0.000%	0.000%	0.025%	90.955%	88.133%	87.908%
10	0.070762	0.002%	0.001%	0.002%	90.957%	88.134%	87.910%
11	0.068641	0.000%	0.002%	0.001%	90.957%	88.137%	87.910%
12	0.066936	0.001%	0.004%	0.002%	90.958%	88.140%	87.913%
13	0.065558	0.005%	0.002%	0.032%	90.963%	88.142%	87.944%
14	0.064644	0.000%	0.004%	0.000%	90.963%	88.146%	87.945%
15	0.062858	0.002%	0.000%	0.006%	90.965%	88.146%	87.951%
16	0.060574	0.074%	0.043%	0.007%	91.039%	88.189%	87.958%
17	0.060056	0.481%	0.151%	0.034%	91.520%	88.340%	87.992%
18	0.059474	0.014%	0.024%	0.004%	91.534%	88.365%	87.995%
19	0.057961	2.969%	1.565%	0.047%	94.502%	89.929%	88.042%
20	0.05735	0.153%	0.085%	0.006%	94.655%	90.015%	88.047%

❖ **Constatation :**

La participation modale cumulée atteint les 90 % de la masse totale à partir du 20ème mode.

IV.4.3.Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul :

►► [RPA 99 VERSION 2003 :Art.4.3.6] ◄◄

La résultante des forces sismique à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V pour une valeur de période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée

Donc il faut vérifier que $\frac{V_t}{V} > 0{,}8$

❖ **Calcul de la force sismique totale : ►► [RPA 99 VERSION 2003 Art.4.2.3] ◄◄**

La force sismique totale V doit être calculée dans les deux directions X, Y selon la formule :

$$V_X = \frac{A.D_X.Q_X}{R}.W$$
$$V_Y = \frac{A.D_Y.Q_Y}{R}.W$$

- **D :** facteur d'amplification dynamique moyen :

$$D = \begin{cases} 2{,}5\eta & 0 \le T \le T_2 \\ 2{,}5\eta(T_2/T)^{\frac{2}{3}} & T_2 \le T \le 3.0\ s \\ 2{,}5\eta(T_2/3)^{\frac{2}{3}}(3/T)^{\frac{5}{3}} & T \ge 3.0\ s \end{cases}$$

❖ $T_2 = 0{,}4$ s **►► [R.P.A 99 VERSION 2003. tab. 4.7] ◄◄**

(Avec site S_2)

η : facteur de correction d'amortissement : $\eta = \sqrt{7/(2+\xi)}$

❖ $\xi = 7\ \%$ **►► [R.P.A 99 VERSION 2003. tab. 4.2] ◄◄**

(Avec remplissage dense) → $\eta = 0{,}882 \ge 0{,}7$.

T : période fondamentale suivant les deux directions

Les valeurs de T calculé sont : $\begin{cases} T_X = 0{,}29s \\ T_Y = 0{,}45s \end{cases} \in [0{,}0{,}5s]$

Alors: Dx=Dy=2,5**η**

Donc : $\begin{cases} D_X = 2{,}205 \\ D_Y = 2{,}205 \end{cases}$

W : poids total de la structure : $W = \sum_{i=1}^{n} W_i$ avec $W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$

$\beta = 0.3$ **►► [R.P.A 99 VERSION 2003. tab. 4.5.] ◄◄**

Tableau .IV.15. Valeur du coefficient de pondération β.

Cas	Type d'ouvrage	β
1	Bâtiments d'habitation, bureau ou assimilés	0.20
2	Bâtiments recevant du public temporairement : -Salles d'exposition, de sport, lieux de culte, Salles de réunions avec place debout. -Salles de classes, restaurants, dortoirs, salles de réunions avec places assises	0.30
3	Entrepôts, hangars	0.40
4	Archives, bibliothèques, réservoirs, et ouvrage assimilés	1.00
5	Autres locaux non visés ci-dessus.	0.60

W=32700.413 KN

Tableau. IV.16 : Calcul de la force sismique.

A	D_x	D_y	R	Q_x	Q_y	$\sum W_i$ (KN)	V_x (KN)	V_y (KN)
0,25	2,205	2,205	3.5	1,15	1,15	32700.413	5922.86	5922.86

Tableau. IV.17 : Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul.

	V (KN)	V_t (KN)	$\frac{Vt}{V}$	$\frac{Vt}{V} > 0,8$
X	5922.86	4339.472	0.73	CNV
Y	5922.86	4096.188	0.69	CNV

Donc on majore la force dynamique par scal factor.

Suivant X : $SF = \frac{0.8.V}{Vt} = \frac{0.8}{0.73} = 1.096$

Suivant Y : $SF = \frac{0.8.V}{Vt} = \frac{0.8}{0.69} = 1.16$

Donc on fait la modification au niveau du spectre de reponse.

Suivant X : Vt=1.096 x 4339.472=4756.06.

Suivant Y : Vt=1.16 x4069.188=4751.58.

Tableau. IV.18 : Vérification de la résultante des forces sismiques.

	V (KN)	V_t (KN)	$\frac{Vt}{V}$	$\frac{Vt}{V} > 0{,}8$
X	5922.86	4756.06	0.81	CV
Y	5922.86	4751.58	0.81	CV

IV.4.4.Vérification de la stabilité au renversement :

- **Le moment de renversement est égal à :**

$$M_{0x} = \sum_{i=1}^{n} h_i . F_{ix} ; \; M_{0y} = \sum_{i=1}^{n} h_i . F_{iy} \text{Avec}$$

*F_{ix}, F_{iy}: la force distribuée en hauteur suivant X et Y.

*h_i : la hauteur de l'étage par rapport à la base.

- **Le moment de stabilité qui est égal à** : $\begin{cases} M_{tx} = Y_G . W_i \\ M_{ty} = X_G . W_i \end{cases}$

Avec :

*X_G, Y_G : les coordonnées du centre de géométrie de la structure.
*Wi : la masse de plancher dans chaque niveau

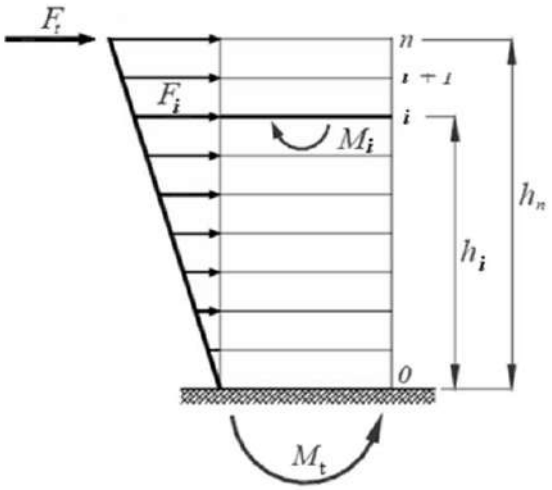
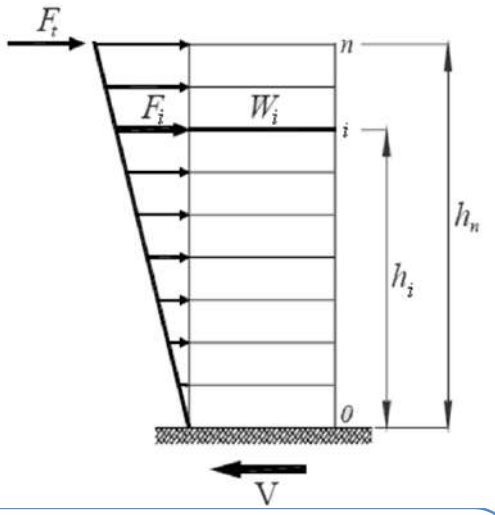


Figure. IV.8. Les forces agissent sur la stabilité au renversement.

V.4.4.1 : Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur : ►► [Art.4.2.5: RPA 99 VERSION 2003] ◄◄

$$F_i = \left(\frac{W_i h_i}{\sum_{j=1}^{n} W_j h_j} \right).(V - F_t) \qquad F_t = \begin{cases} 0{,}07TV \le 0{,}25V & \text{si } T \ge 0{,}7\,s \\ 0 & \text{si } T < 0{,}7\,s \end{cases}$$



On a:

- Tx = 0,29 s → F_t = 0
- Ty = 0,45s → F_t = 0

- Donc on a:

Figure. IV.9. Distribution des forces sismiques.

$$F_{iX} = \left(\frac{W_i h_i}{\sum_{j=1}^{n} W_j h_j} \right).V_X = \alpha_x.V_X \qquad F_{iy} = \left(\frac{W_i h_i}{\sum_{j=1}^{n} W_j h_j} \right).V_y = \alpha_y.V_y$$ V_X= 2082.034KN

Tableau. IV.19 : Forces sismiques selon la hauteur suivant X.

Niveau (m)	W_i (KN)	hi (m)	$W_i h_i$ (KN.m)	α_x	F_{ix} (KN)	F_{iy} (KN)
5	4220.79	20.4	86104.12	0.262	1140.49	1076.55
4	4736.79	17.00	80525.43	0.245	1066.60	1006.80
3	4637.23	13.60	63066.33	0.192	835.34	788.51
2	4637.23	10.20	47299.75	0.144	626.51	591.38
1	4700.92	6.80	31966.26	0.097	423.41	399.67
RDC	5487.60	3.40	18657.84	0.056	247.13	233.28
SOMME			327619.73	1	4339.48	4096.19

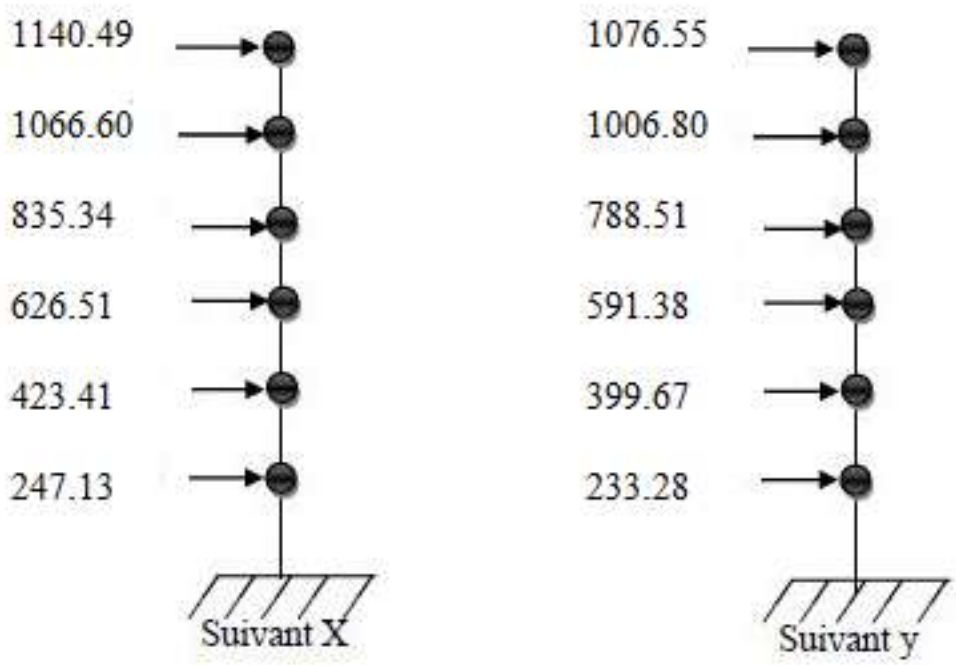


Figure. IV.9 : Distribution de la force sismique

IV.4.4.2 : Moment de renversement :

Tableau. IV.20 : Calcul du moment de renversement.

Niveau (m)	hi	M_{rxi} (KN.m)	M_{ryi} (KN.m)
5	20.40	23265.96	21961.60
4	17.00	18132.13	17115.59
3	13.60	11360.65	10723.74
2	10.20	6390.37	6032.10
1	6.80	2879.17	2717.76
RDC	3.40	840.25	793.14
SOMME		62868.530	59343.930

IV.4.4.3.Moment stabilisant :

Tableau. IV.21 : Calcul du moment stabilisant.

Niveau (m)	Wi (KN)	X_G (m)	Y_G (m)	M_{tx} (KN.m)	M_{ty} (KN.m)
5	4220.79	21.68	7.06	91506.72	29798.777
4	4736.79	20.83	7.87	98667.33	37278.537
3	4637.23	20.83	7.86	96593.50	36448.627
2	4637.23	20.83	7.86	96593.50	36448.6278
1	4700.92	20.56	7.80	96650.915	36667.17
RDC	5487.60	20.88	7.61	114581.08	41760.63
$\sum M_t$				594593.045	218402.369

Donc il faut vérifier que : $\frac{M_t}{M_0} \geq 1{,}5$

Tableau. IV.22 : Vérification de stabilisation.

M_{Sx} (KN.m)	M_{Sy} (KN.m)	M_{rx} (KN.m)	M_{ry} (KN.m)	M_{Sx}/M_{rx}	M_{Sy}/M_{ry}	$\frac{M_t}{Mr} \geq 1{,}5$
594593.045	218402.369	62868.530	59343.930	9.458	3.680	OUI

Remarque :

La condition est vérifiée ce qui implique que l'ouvrage est stable vis-à-vis du renversement suivant les deux directions.

IV.4.5.Vérification des déplacements inter-étages :

Le déplacement horizontal à chaque niveau K de la structure et calculé comme suit :

$\delta_K = R\delta_{ek}$ ►► **[RPA 99 VERSION 2003 Art.4.4.3]** ◄◄

Avec :

δ_{ek} : Déplacement du aux forces séismiques F_i.

R : coefficient de comportement.

he : la hauteur de l'étage k.

Le déplacement relatif au niveau K par rapport au niveau K-1 est égal à :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$$

Selon ►► **[Art.5.10: RPA 99 VERSION 2003]** ◄◄

Le déplacement horizontal relatif d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doit pas dépasser: Δ k limite 0,01×h.

Tableau. IV.23 : Vérification des déplacements inter-étage 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)**	**Vérification**
+20.4	1.26	4.41	0.63	3.40	OK
+17.00	1.05	3.68	0.77	3.40	OK
+13.60	1.83	2.91	0.81	3.40	OK
+10.20	0.60	2.10	0.80	3.40	OK
+06.80	0.37	1.30	0.74	3.40	OK
+3.40	0.16	0.56	0.56	3.40	OK

Tableau. IV.24 : Vérification des déplacements inter-étage 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)	Vérification
+20.4	1.20	4.20	0.70	3.40	OK
			0.77	3.40	OK
+17.00	1.00	3.50	.80	3.40	OK
+13.60	0.78	2.73	0.77	3.40	OK
+10.20	0.55	1.93	0.67	3.40	OK
+06.80	0.33	1.16	0.49	3.40	OK
+3.40	0.14	0.49			

IV.4.6.Vérification des déplacements en tête :

Pour le calcul des déplacements en tête en suppose notre structure comme une console encastrée à la base et soumise à une force verticale (force sismique) et on vérifié le déplacement en tête avec la flèche admissible de cette console, avec :

$\overline{\delta}$ =H/250$\overline{\delta}$: Déplacement admissible de la structure.

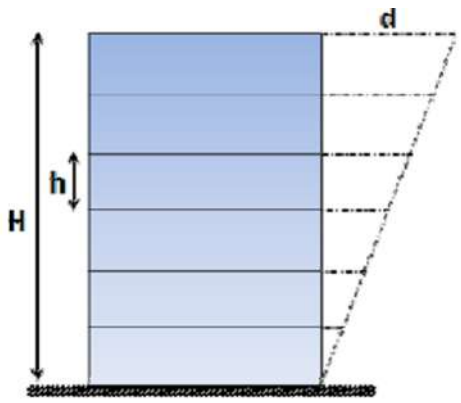


Figure. IV.10 : déplacements en tête.

Tableau. IV.25 : Vérification des déplacements en tête.

	δ_{ek} (cm)	$\delta_k = \delta ek * R$ (cm)	$\overline{\delta}$ =H/250 (cm)	Vérification $\delta_k \leq \overline{\delta}$
Suivant X	1.25	4.38	8.16	ok
Suivant Y	1.15	4.03	8.16	ok

IV.4.7.Vérification vis à vis de l'effet P-Δ : ►► [Art.5.9: RPA 99 VERSION 2003]

Les effets du 2° ordre (ou effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$\theta = P_k \times \Delta_k \ / \ V_k \times h_k \leq 0{,}10$

- **P_k :** poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau « k ».
- **V_k :** effort tranchant d'étage au niveau "k".
- **Δ_k :** déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 ».
- **h_k :** hauteur de l'étage « k ».

Si $0{,}10 < \theta \leq 0{,}20$, Les effets P-Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1° ordre par le facteur : $\frac{1}{(1-\theta_K)}$

Si $\theta > 0{,}20$, la structure est partiellement instable et doit être redimensionnée.

Tableau. IV.26 :Vérification l'effet P-Δ sens X.

h_k (m)	P_k (KN)	Fix (KN)	V_{kx} (KN)	Δ_{kx} (cm)	θx	θ≤ 0,10
+20.40	4220.79	1140.49	1140.49	0.63	0.0011	C.V
+17.00	4736.79	1066.60	2207.09	0.77	0.0010	C.V
+13.60	4637.23	835.34	3042.43	0.81	0.0009	C.V
+10.20	4637.23	626.51	6368.64	0.80	0.0006	C.V
+6.80	4700.92	423.41	4092.35	0.74	0.0013	C.V
+3.40	5487.60	247.13	4339.48	0.56	0.0021	C.V

Tableau IV.27 :Vérification l'effet P-Δ sens Y.

h_k (m)	P_k (KN)	F_{iy} (KN)	V_{ky} (KN)	Δ_{ky} (cm)	θy	θ≤ 0,10
+20.40	4220.79	1076.55	1076.55	0.70	0.0013	C.V
+17.00	4736.79	1006.80	2083.35	0.77	0.0010	C.V
+13.60	4637.23	788.51	2871.86	0.80	0.0009	C.V
+10.20	4637.23	591.38	3463.24	0.77	0.0010	C.V
+6.80	4700.92	399.67	3862.91	0.67	0.0012	C.V
+3.40	5487.60	233.28	4096.19	0.49	0.0019	C.V

On constate d'après les tableaux que cette structure est justifiée vis à vis de l'effet **P-Δ.**

IV.4.8.Vérification de cisaillement des éléments :

Cette vérification ayant le le but d'éviter ou limiter le risque de cisaillement des éléments de la structure sous plusieurs combinaisons.

a .les poutres : ►► [CBA93 Art A.5.1] ◄◄

$\tau_{max} = \frac{T}{bd}$; $\bar{\tau}$ =Min [0.2$\frac{f_{c28}}{\gamma_b}$; 5Map].

il faut vérifier que : $\tau_{max} \leq \bar{\tau}$

Tableau IV.28 : Vérification de cisaillement des poutres.

h_k (m)	T (KN)	τ_{max} (Mpa)	combinaison	$\bar{\tau}$ (Mpa)	Vérification $\tau_{max} \leq \bar{\tau}$
PP (35*40)	113.808	0.86	G+Q+Edx	4.34	OK
PS (30*35)	47.856	0.49	G+Q+Edy	4.34	OK

b. les poteaux : Selon►► [RPA99 version2003 .Art 7.4.3.2] ◄◄

$\tau_{max} = \frac{T}{bd}$

$\bar{\tau} = \rho_d f_{c28}$ avec : $\rho_d =$ $\begin{cases} 0.075 \text{ si } \lambda \geq 5 \\ 0.04 \text{ si } \lambda < 5 \end{cases}$ et f_{c28}= 25Mpa

$\lambda = \frac{0.7h}{\frac{b}{\sqrt{12}}} = \frac{0.7\times3.4}{\frac{0.45}{\sqrt{12}}} = 18.32$, donc on prend $\rho_d = 0.075$

Il faut vérifier que : $\tau_{max} \leq \bar{\tau}$

Tableau IV.29 : Vérification de cisaillement des poteaux suivant (x).

h_k (m)	T (KN)	τ_{max} (Mpa)	combinaison	λ	$\bar{\tau}$ (Mpa)	Vérification $\tau_{max} \leq \bar{\tau}$
Pot (35*35)	69.858	0.61	G+Q+Edx	23.56	1.88	C.V
Pot (40*40)	78.248	0.52	G+Q+Edx	20.61	1.88	C.V
Pot (45*45)	113.839	0.60	G+Q+Edx	18.32	1.88	C.V

Tableau IV.30 :Vérification de cisaillement des poteaux suivant (y).

h_k (m)	T (KN)	τ_{max} (Mpa)	combinaison	$\bar{\tau}$ (Mpa)	Vérification $\tau_{max} \leq \bar{\tau}$
Pot (35*35)	75.403	0.66	G+Q+Edy	1.88	C.V
Pot (40*40)	86.324	0.58	G+Q+Edy	1.88	C.V
Pot (45*45)	70.441	0.37	G+Q+Edy	1.88	C.V

❖ **Commentaire :**

Les poteaux sont soulagés sous l'effet des forces de compression G+Q+E.

IV.4.9 :Vérification de l'effort normal réduit à la base :

selon ►► [RPA version 2003. Art 7.1.3.3] ◄◄

On entend par effort normal réduit, le rapport :

$$\upsilon = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0{,}3$$

Où :

Nd : désigne l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton ;

Bc est l'aire (section brute) de cette dernière ;

fcj : est la résistance caractéristique du béton.

Tableau IV.31 : Vérification de l'effort normal réduit à la base.

h_k (m)	N_d (KN)	υ	Combinaison	Vérification $\upsilon \leq 0,3$
Pot (35*35)	670.975	0.25	G+Q+Edx	C.V
Pot (40*40)	1000.985	0.27	G+Q+Edx	C.V
Pot (45*45)	1118.98	0.24	G+Q+Edx	CV

Remarque :

Les dimensions définitives sont :
-Poutre principale : **30x40 cm^2 .**
-Poutre secondaire : **30x35 cm^2 .**
-poteaux deRDC : **45x45 cm^2**
- poteaux de1ere etage :**40x40 cm^2** .
- poteaux de2^{eme},3eme,4eme,5eme étage **35x35**cm^2.

-Epaisseur de voile : **e=20 cm.**

IV.5.Conclusion général :

A travers les résultats obtenus et les vérifications, nous pouvons conclure que la conception adoptée reflète le comportement typique de bloc. La structure s'avère une rigidité optimale contre les actions provoquées par le séisme après un ferraillage correct.

Chapitre V

Ferraillage des éléments Structuraux

V.1. Introduction:

Les éléments de la structure sont soumis aux différentes sollicitations dues aux différentes charges, on utilise plusieurs combinaisons de ces charges pour déterminer les cas les plus défavorables qui seront utilisés dans les calculs du ferraillage.

Les combinaisons prises en compte pour les éléments de l'ossature sont données par CBA et RPA version 2003.

Le ferraillage des éléments résistants devra être conforme aux règlements en vigueur.

V.2. Les combinaisons des charges:

En fonction du type de sollicitation nous distinguons les différentes combinaisons suivantes:

D'après le CBA 93, on a les combinaisons suivantes:

- E.L.U: 1.35G + 1.5Q. [A.3.3.2]
- E.L.S: G + Q. [A.3.3.3]

D'après l'article 5.2 du RPA99 on a les 4 combinaisons accidentelles suivantes:

- G+Q ± E.
- 0.8G ± E.

G: charge permanente.

Q: charge d'exploitation.

E: charge sismique.

V.3.Ferraillage des poutres :

Les poutres sont sollicitées par les moments fléchissant et les efforts tranchants.

Le ferraillage sera déterminé en calculant les poutres en flexion simple.

Nous prendrons pour chacun des deux types de poutres (principales et secondaires) une poutre intermédiaire et une poutre de rive.

Les sections:

- Poutres principales (bxh) = (30x40) cm^2.
- Poutres secondaires (bxh**)** = (30x35) cm^2.

Tableau. V.1. Les données de calcul.

Situation durable		Situation accidentelle	
Béton	Acier	Béton	Acier
σ_{bc} = 14.2 MPa	FeE 400,	σ_{bc} = 18.48 MPa	FeE 400
f_{c28} = 25 MPa	σ_s = 348 MPa	f_{c28} = 25 MPa	σ_s = 400 MPa
γ_b = 1.5	γs = 1.15.	γ_b = 1.5	γs = 1

Combinaison pour les poutres :

- **E.L.U: 1.35 G + 1.5 Q**
- E.L.S: G + Q
- E.L.A : G + Q ± E

V.3.1. Recommandation des règlements: Selon le ►► [RPA99 .Art7.5.2]

a. Armatures longitudinales :

- Le pourcentage des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est :

- $0.5\% \le \frac{A}{b.h} \le 4\%$ en zone courante.

- $0.5\% \le \frac{A}{b.h} \le 6\%$ en zone recouvrement.

- Les poutres supportant de faibles charges verticales et sollicitées principalement par les forces latérales sismiques doivent avoir des armatures symétriques avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appuis.

- La longueur minimale de recouvrement est de **50Φ en zone III**.

b. Armatures transversales ;

Le pourcentage des aciers transversaux est tel que:

- La quantité des armatures transversales est donnée par:

$A_t=0.003.S_t.b$

- L'espacement maximum S_t entre les armatures transversales est:

$S_t \le \min[\frac{h}{4};12\phi_t]$ (Zone nodale).

$S_t \le \frac{h}{2}$ (Zone courante).

Selon le CBA93 [A.7.1.2]:

- La section des armatures longitudinales **[A.7.1.2]** est :

$A \ge A_{\min} = \frac{b.h}{1000}$

- L'espacement des armatures transversales **[A.5.1.2]** doit vérifier les trois conditions suivantes :

St≤ min [0.9d;40cm]

$$\frac{A_t.f_e}{b.S_t} \geq 0.4MPa$$

$$\frac{A_t}{b.S_t} \geq \frac{\gamma_S.(\tau_u - 0.3f_{c28}.K)}{0.9f_e(\cos\alpha + \sin\alpha)}$$

Avec K=1, $\alpha=90^0$

- Le diamètre des armatures transversales est donné par :

$$\phi_t \leq \min\left[\frac{h}{35};\frac{b}{10};\phi_l\right]$$

V.3.2.Calcul des armatures longitudinales:

Les armatures longitudinales nécessaires pour ferrailler les poutres principales et secondaires après calculs et vérifications selon RPA V 2003 et le CBA sont résumées dans les tableaux suivants:

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

Suivant(X) : poutres principales (bxh)= (30x40) $cm^{2.}$

Niveau	Poutre	position	M_u (kN.m)	Comb	A_s (cm^2)	A'_s (cm^2)	A_{min} (cm^2) CBA	A_s (cm^2)	Nbre de barres
Terrasse	Rive	Travé	43.96	ACC	3.02	0	1.20	4.33	**4HA12=4.52**
		Appui	-86.09	ACC	6.10	0		6.93	**6HA12=6.79**
	Int	Travé	52.58	DUR	4.33	0		4.33	**4HA12=4.52**
		Appui	-98.37	DUR	6.93	0		6.93	**6HA12=6.79**
Plancher Courant	Rive	Travé	95.77	ACC	6.83	0	1.20	6.83	**5HA14=7.70**
		Appui	-118.21	ACC	8.59	0		8.59	**6HA14=9.24**
	Int	Travé	49.77	DUR	4.07	0		6.83	**5HA14=7.70**
		Appui	-107.90	DUR	7.89	0		8.59	**6HA14=9.24**

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

Suivant(Y) : poutres secondaires (bxh)= (30x35) cm^2 .

Niv	Poutre	Position	M_u (kN.m)	Comb	A_s (cm^2)	A'_s (cm^2)	A_{min} (cm^2) CBA	A_s (cm^2)	Nbre de barres
Terrasse	Rive	Travée	52.63	ACC	4.25	0	1.05	4.25	**4HA12=4.52**
		Appuis	-66.36	ACC	5.43	0		5.43	**5HA12=5.65**
	Int	Travée	25.52	ACC	2.01	0	1.05	4.25	**4HA12=4.52**
		Appuis	-48.32	ACC	3.89	0		5.43	**5HA12=5.65**
Plancher Courant	Rive	Travée	60.95	ACC	4.96	0	1.05	4.96	**5HA12=5.65**
		Appuis	-69.07	ACC	5.67	0		5.67	**6HA12=6.79**
	Int	Travée	33.35	ACC	2.64	0	1.05	4.96	**5HA12=5.65**
		Appuis	-53.80	ACC	4.35	0		5.67	**6HA12=6.79**

ACC : accidentelle.

DUR : durable

V.3.3 : Vérification des contraintes à l'E.L.S:

Après le calcul des armatures longitudinales à l'E.L.U, une vérification indispensable à L'E.L.S de ces armatures**.**

Il faut vérifier que la contrainte calculée à l'E.L.S est inférieure ou égale à la contrainte admissible de l'acier et du béton, on a :

- Fissuration préjudiciable pour les Portiques de rive
- Fissuration peu nuisible pour les Portiques intermédiaire

Avec:

$\bar{\sigma}_b$ **:** contrainte admissible du béton ; $\bar{\sigma}_S$: contrainte admissible de l'acier

- Pour une fissuration peu nuisible, on doit vérifier seulement :

$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b$ Avec : $\sigma_b = \frac{M_{ser}.y}{I}$ $\bar{\sigma}_b = 0.6 f_{c28} = 15MPa$

y: est déterminé à partir de l'équation:

$by^2/2 + 15A'_s (y-c') - 15 A_s (d-y) = 0.$

$I = b.y^3/3 + 15A'_s (y-c')^2 + 15 A_s (d-y)^2.$

- Pour une fissuration préjudiciable**,** on doit vérifier :

$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b$ et $\sigma_S \leq \overline{\sigma_S}$

Avec : $\sigma_s = M_{ser}.15\frac{(d-y)}{I}$, $\bar{\sigma}_s \leq \min[\frac{2}{3} f_e ; 110\sqrt{\eta f_{t28}}] = 202MPa$

Les résultats obtenus sont résumés dans les tableaux suivants:

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

	Zone	Fissuration	Mser (KNm)	σb (MPa)	$\sigma_b < \bar{\sigma}_b$	σs (MPa)	$\sigma_s < \bar{\sigma}_s$
Plancher terrasse							
Rive	Travée	préjudiciable	19.32	2.88	CV	76.09	CV
	Appui	préjudiciable	-35.20	5.24	CV	138.63	CV
Int	Travée	Peu nuisible	33.81	5.04	CV	-	CV
	Appui	Peu nuisible	-63.27	9.42	CV	-	CV
Plancher courant							
Rive	Travée	préjudiciable	25.73	3.83	CV	101.33	CV
	Appui	préjudiciable	-46.93	6.99	CV	184.83	CV
Int	Travée	Peu nuisible	29.38	4.38	CV	-	CV
	Appui	Peu nuisible	-64.78	9.65	CV	-	CV

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

	Zone	Fissuration	Mser (KNm)	σb (MPa)	$\sigma_b < \bar{\sigma}_b$	σs (MPa)	$\sigma_s < \bar{\sigma}_s$
Plancher terrasse							
Rive	Travée	préjudiciable	5.56	0.77	CV	7.99	CV
	Appui	préjudiciable	-7.66	1.07	CV	11.00	CV
Int	Travée	Peu nuisible	8.57	1.19	CV	-	CV
	Appui	Peu nuisible	-16.68	2.98	CV	-	CV
Plancher courant							
Rive	Travée	préjudiciable	9.70	1.35	CV	13.93	CV
	Appui	préjudiciable	-12.67	1.76	CV	18.20	CV
Int	Travée	Peu nuisible	9.06	1.26	CV	-	CV
	Appui	Peu nuisible	-16.14	2.88	CV	-	CV

V.3.4 : Vérification des contraintes de cisaillement:

La contrainte de cisaillement du béton est vérifiée par la formule donnée par le

►► **CBA93 [A5.1.2.1] ◄◄ :**

$$\tau_u^{max} \leq \bar{\tau}_u \ , \tau_u = \frac{T_u^{max}}{b.d}$$

T_u^{max} : Effort tranchant maximal à l'ELU

b_0 : la largeur de la section de béton

d : la hauteur utile de la section du béton

Tableau V.6.Calcul de $\bar{\tau}_u$

	Poutres de rive	Poutres intermediaires
Fissuration	préjudiciable	Peu nuisible
$\bar{\tau}_u$	$Min\left[0.15\frac{f_{c28}}{\gamma_b};4MPa\right]$	$Min\left[0.2\frac{f_{c28}}{\gamma_b};5MPa\right]$
Situation durable	$\bar{\tau}_u$ = 2.5MPa	$\bar{\tau}_u$ =3.33MPa
Situayion accidentelle	$\bar{\tau}_u$ =3.26MPa	$\bar{\tau}_u$ = 4.34MPa

Les résultats des vérifications des poutres principales et secondaires aux cisaillements sont présentés au tableau suivant :

Tableau V.7. Contraintes de cisaillement dans les poutres porteuses.

	Niveau	Tu^{max}	combinaison	τ_u	$\bar{\tau}_u$	$\tau_u < \bar{\tau}_u$
Rive	Terrasse	71.64	G+Q+EdX	0.60	3.26	CV
	Plancher courant	109.70	G+Q+EdX	0.91	3.26	CV
Inte	Terrasse	113.80	1.35G+1.5Q+1.35T	0.95	3.3	CV
	Plancher courant	113.26	1.35G+1.5Q+1.35T	0.94	3.3	CV

Tableau V.8. Contraintes de cisaillement dans les poutres non porteuses.

	Niveau	Tu^{max}	combinaison	τ_u	$\overline{\tau_u}$	$\tau_u < \overline{\tau_u}$
Rive	Terrasse	41.65	G+Q+EdY	0.40	2.5	CV
	Plancher courant	47.55	G+Q+EdY	0.45	2.5	CV
Inte	Terrasse	36.13	1.35G+1.5Q+1.35T	0.34	3.33	CV
	Plancher courant	47.85	G+Q+EdY	0.46	4.34	CV

V.3.5. Calcul des armatures transversales :

L'acier choisi est de type rond lisse de nuance FeE235.

L'espacement entre les armatures d'âme successives doit être le plus faible des valeurs suivantes

D'après ►► **[RPA 99 version 2003 Art 7.5.2.2]** ◄◄

$$\begin{cases} \dfrac{A_t}{S_t} \geq 0.003.b \\ S_t \leq \min\left(\dfrac{h}{4}; 12\varphi\right) \quad (\text{zone nodale}) \\ S_t \leq \dfrac{h}{2} \quad (\text{zone courante}) \end{cases}$$

D'après CBA 93 :

$$\begin{cases} \dfrac{A_t}{b_0.S_t} \geq \dfrac{\gamma_s\left(\tau_u - 0.3f_{tj}.k\right)}{0.9f_e(\cos\alpha + \sin\alpha)} \\ S_t \leq \min\left(0.9d; 40cm\right) \\ \dfrac{A_t f_e}{b.S_t} \geq 0.4MPa \end{cases}$$

Les valeurs des sections d'armatures transversales (A_t) ainsi que leurs espacements (St) pour chaque poutre sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.9. Calcul des armatures transversales et leusr espacements.

		CBA 93		RPA99			St adopté		
Section	τ_u **(Mpa)**	**St (cm)**	**At (cm^2)**	**S (ZN) (cm)**	**S (ZC) (cm)**	**At**	**S (ZN)**	**S (ZN)**	**At choisie (cm^2)**
30x40	0.95	33.75	1.01	10	20	0.9	10	10	2.01=4HA8
30x35	0.46	29.25	0.87	8.75	17.5	0.78	8	8	2.01=4Φ8

V.3.6. Vérification de la flèche :

Selon le CBA 93 annexe D on peut admettre qu'il n'est pas nécessaire de procéder au calcul des flèches si toutes les conditions suivantes sont satisfaites :

- ✓ $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$
- ✓ $\frac{h}{L} \geq \frac{Mt}{10M0}$
- ✓ $\rho = \frac{A}{b.d}$

Avec : $M_t = K*M_0$

K : est un coefficient réducteur ($0.75 \leq K \leq 0.85$), on prend K = 0.80.

a) **Poutres pricipales**: (bxh) = (30x40) ; Lmax=5.15m

Tableau V.10. Vérification de la flèche des poutres pricipales.

1ere condition			**2eme condition**			**3eme condition**		
$\frac{h}{L}$	$\frac{1}{16}$	$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$	$\frac{h}{L}$	$\frac{Mt}{10M0}$	$\frac{h}{L} \geq \frac{Mt}{10M0}$	$\rho = \frac{A}{b.d}$	$\frac{4.2}{Fe}$	$\rho \leq \frac{4.2}{Fe}$
0.08	0.06	C.V	0.08	0.08	C.V	0.008	0.0105	C.V

Tableau V.11. Vérification de la flèche des poutres secondairess.

Poutres secondaires: (bxh) = (30x35) ; L=3.9m.

1ere condition			2eme condition			3eme condition		
$\frac{h}{L}$	$\frac{1}{16}$	$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$	$\frac{h}{L}$	$\frac{Mt}{10M0}$	$\frac{h}{L} \geq \frac{Mt}{10M0}$	$\rho = \frac{A}{b.d}$	$\frac{4.2}{Fe}$	$\rho \leq \frac{4.2}{Fe}$
0.089	0.062	C.V	0.089	0.08	C.V	0.005	0.0105	C.V

On remarque :

que les trois conditions sont vérifiées dans les deux directions porteuses (poutre principale) et non porteuse (poutre secondaire), alors le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

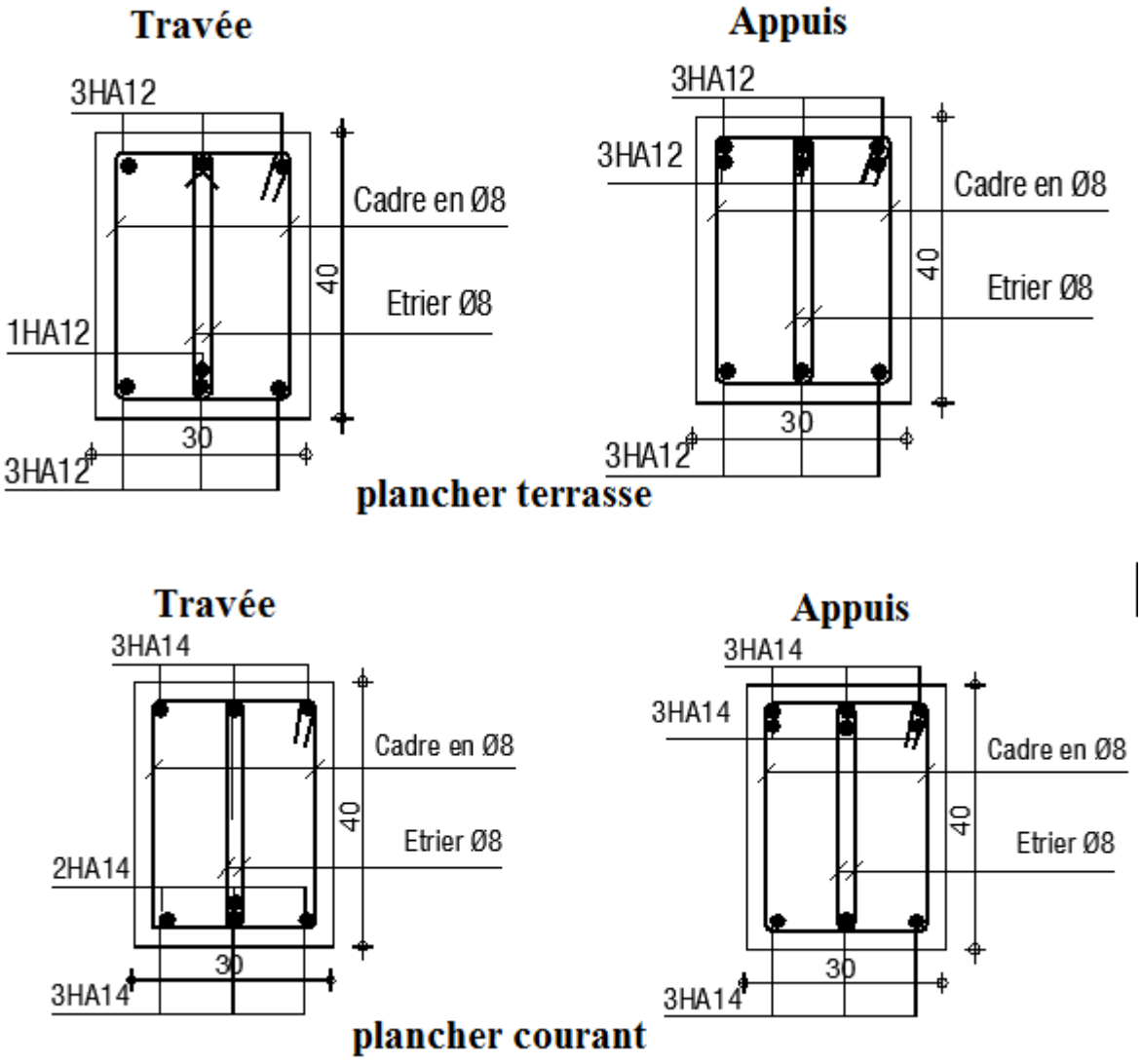


Figure V.1 : Ferraillage des poutres principales .

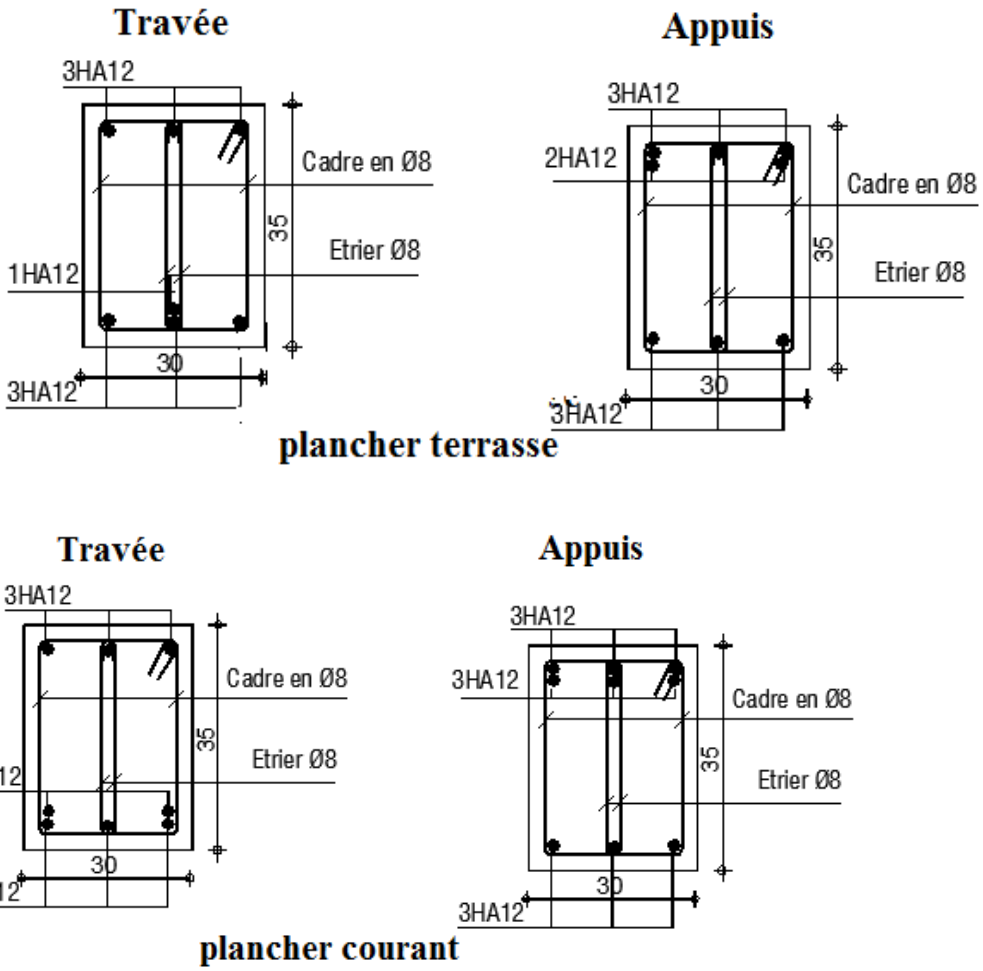


Figure V.2 : Ferraillage des poutres secondaires .

V.4.Ferraillage des poteaux:

Les poteaux sont sollicités en flexion composée, qui se distingue par la présence de deux sollicitations : un effort normal de compression et un moment de flexion.

Une section soumise à la flexion composée peut être l'une des trois sections suivantes:

Section entièrement tendue.
Section partiellement tendue.
Section entièrement comprimée.

V.4.1. Recommandation des règlements : Selon le ► [RPA 99 [Art 7.4.2.1] ◄

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.
- Leur pourcentage en zone III est limité par :
  - $0.9\ \% \leq A / b.h \leq 4\ \%$ (en zone courante).
  - $0.9\ \% \leq A / b.h \leq 6\ \%$ (en zone nodale).
- Leur diamètre minimal et de 12mm.
- La longueur minimale de recouvrement est de **50Φ** en zone **III**.

❖ La distance maximale entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 20cm en zone III.

Selon le CBA 93 :

4 cm^2 pour 1m de longueur du parement.A = min $0.1\ \% \leq A / b.h \leq 5\ \%$.

En plus la Condition de non fragilité : $A = \frac{B}{1000}$

V.4.2.Calcul des aciers longitudinaux à l'E.L.U :

Les poteaux seront ferraillés en flexion composée à l'état limite ultime de résistance (situation durable ou accidentelle), sous les effets les plus défavorables.

V.4.2.1. Etat limite de résistance :

Pour la détermination des armatures longitudinales on va tenir compte des trois cas défavorable suivants :

- $N_{max} \longrightarrow M_{cor.}$ **(Cas I).**
- $M_{max} \longrightarrow N_{crr.}$ **(Cas II).**
- $N_{min} \longrightarrow M_{cor.}$ **(Cas III).**

Les armatures sont obtenues sous l'effet de deux situations : durable et accidentelle.

Tableau V.12. Les données de calcul.

Situation durable		Situation accidentelle	
Beton	Acier	Beton	Acier
σ_{bc} = 14.2 MPa	FeE 400,	σ_{bc} = 18.48 MPa	FeE 400
f_{c28} = 25 MPa	σ_s = 348 MPa	f_{c28} = 25 MPa	σ_s = 400 MPa
γ_b = 1.5	γs = 1.15.	γ_b = 1.5	γs = 1

V.4.2.2.Etat limite de stabilité de forme :

Les sections soumises à la flexion composée doivent être justifiées vis à vis de l'état limite ultime de stabilité de forme, conformément à l'article ►► **[Art 4.3.5. CBA93]** ◄◄

On adopte une excentricité totale de calcul telle que :

$e = e_1 + e_2$

$$e_1 = \left(\frac{M}{N}\right) + e_a, \quad avec: \ e_a = \max\left(2cm; \frac{L}{250}\right).$$

$$e_1 = \frac{3L_f{}^2(2+\alpha\varphi)}{(10^4 h)}, \text{ avec: } 0.7 \leq \alpha \leq 1 \text{ et } \varphi = 2$$

❖ **e_1 :** excentricité du 1er ordre, due à la résultante des contraintes normales.

Les efforts dans les poteaux les plus sollicités et les sections d'acier adoptées pour les divers types de poteaux sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.13. Sections des armatures longitudinales des poteaux.

section (cm)	Cas	comb	N (KN)	M_X (KN. m)	A_{min} (cm^2)	A_{CAL}	A(choisi) (cm^2)
45x45	N_{max}-M_{cor}	1.35G+1.5Q	1370.53	6.94	18.23	3.60	**4HA 16 + 4HA20 = 20.61**
	M_{max}-N_{cor}	G+Q+Edx	721.56	15.86	18.23	3.60	
	N_{min}-M_{cor}	0,8G+Edy	45.93	2.55	18.23	3.60	
40X40	N_{max}-M_{cor}	1.35G+1.5Q	1118.94	2.93	14.40	3.20	**8HA 16 = 16.08**
	M_{max}-N_{cor}	G+Q+Edy	201.50	2.81	14.40	3.20	
	N_{min}-M_{cor}	0,8.G+Edy	96.73	5.30	14.40	3.20	
35X35	N_{max}-M_{cor}	1.35G+1.5Q	888.03	5.59	11.03	2.80	**8HA 14 = 12.32**
	M_{max}-N_{cor}	G+Q+EdY	128.54	1.86	11.03	2.80	
	N_{min}-M_{cor}	0,8.G+Edy	63.58	1.71	11.03	2.80	
35X35	N_{max}-M_{cor}	1.35G+1.5Q	666.13	6.55	11.03	2.80	**8HA 14 = 12.32**
	M_{max}-N_{cor}	G+Q+EdY	498.20	11.30	11.03	2.80	
	N_{min}-M_{cor}	0,8.G+Edx	36.13	3.40	11.03	2.8	
35X35	N_{max}-M_{cor}	1.35G+1.5Q	446.73	-6.61	11.03	2.80	**8HA 14 = 12.32**
	M_{max}-N_{cor}	G+Q+EdY	343.68	12.44	11.03	3.15	
	N_{min}-M_{cor}	0,8.G+EdX	7.84	4.52	11.03	2.80	
35X35	N_{max}-M_{cor}	1.35G+1.5Q	222.44	7.32	11.03	2.80	**8HA 14 = 12.32**
	M_{max}-N_{cor}	G+Q+EdY	188.85	14.87	11.03	2.80	
	N_{min}-M_{cor}	0,8.G+EdX	13.5	0.38	11.03	2.80	

V.4.3. Vérification des contraintes à l'E.L.S :

Après avoir fait le choix des armatures longitudinales, une vérification à l'E.L.S est nécessaire. La détermination des contraintes sous les sollicitations les plus défavorables (M_{ser} ; N_{ser}) sera calculée selon le règlement (BAEL91) concernant la flexion composée.
Les fissurations sont :

- ❖ Peu nuisibles dans les poteaux intermédiaires
- ❖ Préjudiciables dans les poteaux de rive.

Ainsi les contraintes dans l'acier et dans le béton sont limitées par :

- Béton : $\bar{\sigma}_b = 0.6 f_{c28} \longrightarrow \bar{\sigma}_b = 15\,MPa$.
- Acier: $\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2 f_e}{3}; 110\sqrt{\eta f_{t28}}\right) \longrightarrow \bar{\sigma}_s = 202\,MPa$.

Les résultats des vérifications à l'E.L.S sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau V.14. Vérification des contraintes à l'E.L.S.

Section	Combin	N (kN)	Mx (kN.m)	σb (MPa)	σ's (MPa)	σb < $\bar{\sigma}_b$ (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)
POT45	N_{max}-M_{cor}	849.69	-1.21	2.49	66.51	CV	CV
	M_{max}-N_{cor}	460.66	9.93	1.85	30.87	CV	CV
	N_{min}-M_{cor}	209.60	-7.70	1.01	12.27	CV	CV
POT40	N_{max}-M_{cor}	694.90	-1.29	2.64	68.24	CV	CV
	M_{max}-N_{cor}	216.78	-3.90	1.09	18.51	CV	CV
	N_{min}-M_{cor}	150.69	2.78	0.77	12.81	CV	CV
POT35	N_{max}-M_{cor}	549.39	-1.21	2.78	69.71	CV	CV
	M_{max}-N_{cor}	138.48	-0.61	0.74	17.21	CV	CV
	N_{min}-M_{cor}	80.34	2.76	0.71	7.16	CV	CV
POT35	N_{max}-M_{cor}	413.67	-1.68	2.81	51.59	CV	CV
	M_{max}-N_{cor}	96.01	1.49	0.63	10.68	CV	CV
	N_{min}-M_{cor}	45.17	4.03	0.69	1.12	CV	CV

POT35	N_{max}-M_{cor}	279.43	-1.93	1.57	33.91	CV	CV
	M_{max}-N_{cor}	63.22	2.20	5.60	0.56	CV	CV
	N_{min}-M_{cor}	10.06	5.08	4.66	0.64	CV	CV
POT35	N_{max}-M_{cor}	146.24	-1.99	16.60	.93	CV	CV
	M_{max}-N_{cor}	31.63	3.81	0.60	0.38	CV	CV
	N_{min}-M_{cor}	16.88	-6.91	0.89	5.92	CV	CV

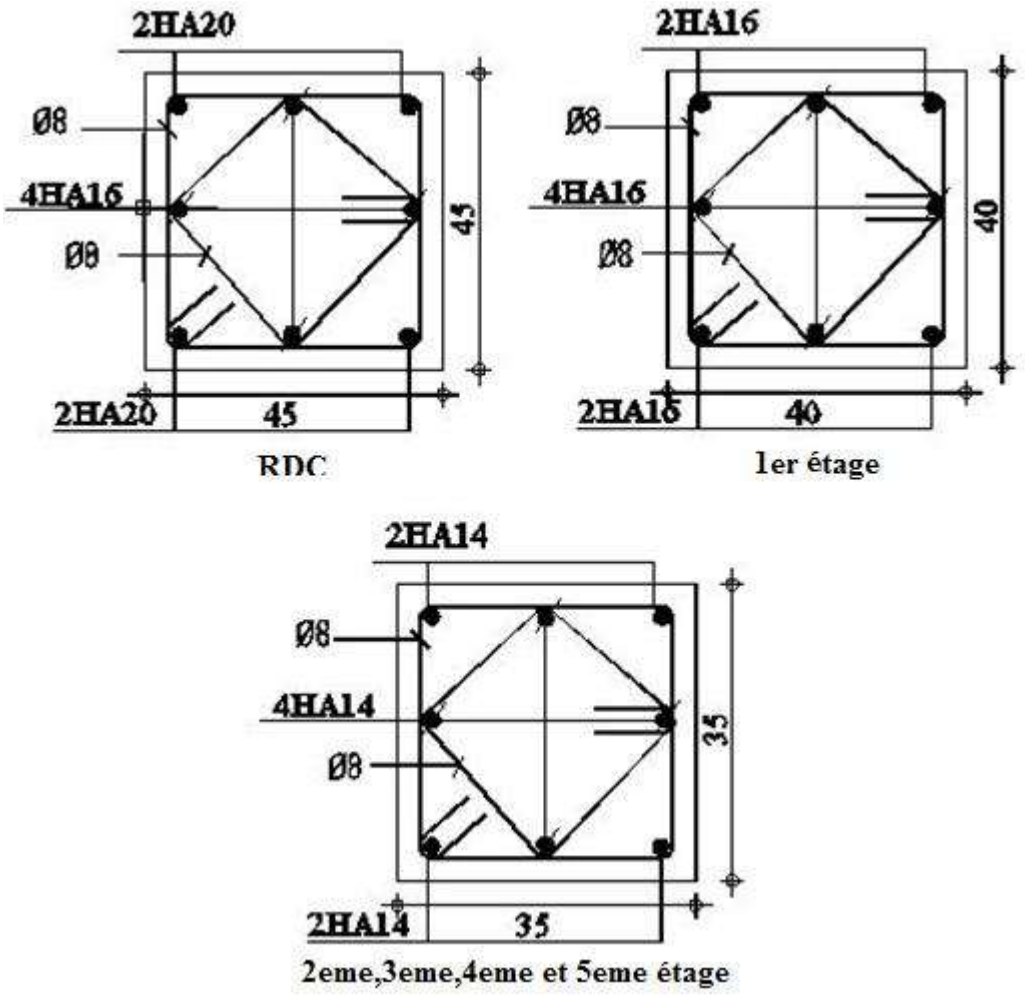


Figure V. 3 : Ferraillage des poteaux.

V.4.4. Justification des poteaux vis-à-vis de l'effort tranchant :

V.4.4.1.Contrainte de cisaillement :

Le calcul de la contrainte de cisaillement se fait au niveau de l'axe neutre de la section, il est fonction des dimensions géométriques ainsi que de l'effort tranchant à l'état limite ultime.

Cette contrainte est donné par : $\tau_u = \frac{T_u}{b_0 d}$

La contrainte de cisaillement dans le béton est limitée selon les règles comme suit :

- **►► RPA 99 [Art 7.4.3.2] ◄◄**

La contrainte admissible est : $\bar{\tau}_b = \rho_d \cdot f_{c28}$

$$\begin{cases} \rho_d = 0.075 & \text{si} \quad \lambda \geq 5 \\ \rho_d = 0.04 & \text{si} \quad \lambda < 5 \end{cases}$$

$\lambda = L_f / i$: élancement géométrique.

$L_f = 0.7\ L_0$: longueur de flambement.

L_0 : longueur libre de poteau.

$i = (I / A)^{1/2}$: rayon de giration.

I : moment d'inertie du poteau.

A : section du poteau.

- **►► [CBA 93 .A.5.1.2.1] ◄◄**

- Si la fissuration est peu nuisible :

$$\bar{\tau}_u = \text{Min}\left[\frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b};\ 5\text{MPa}\right] \Rightarrow \begin{cases} \bar{\tau}_u = 3.33\ \text{MPa} & \text{(situation durable)} \\ \bar{\tau}_u = 4.32\ \text{MPa} & \text{(situation accidentelle)} \end{cases}$$

- Si la fissuration est préjudiciable :

$$\bar{\tau}_u = \text{Min}\left[\frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b};\ 4\text{MPa}\right] \Rightarrow \begin{cases} \bar{\tau}_u = 2.5\ \text{MPa} & \text{(situation durable)} \\ \bar{\tau}_u = 3.26\ \text{MPa} & \text{(situation accidentelle)} \end{cases}$$

.

V.4.4.2.Calcul des aciers transversaux :

La section d'armatures transversales « A_t » est donnée par :

$$A_t = \frac{\rho_a . S_t . T_u}{h_t . f_e} \qquad \text{[Art 7.4.2.2 RPA 99]}$$

T_u : effort tranchant de calcul.

h_t : hauteur de la section du poteau.

fe : contrainte limite élastique de l'acier (235Mpa).

ρ_a : coefficient correcteur en fonction de l'élancement géométrique.

$$\rho_a = \begin{cases} 2.5 & \text{Si } \lambda \geq 5. \\ 3.75 & \text{Si } \lambda < 5. \end{cases}$$

S_t : espacement des armatures transversales.

$$S_t \leq \begin{cases} \text{Min } (10\varphi l \text{ ; } 15cm) & \text{(en zone nodale).} \\ 15\varphi \quad \text{(en zone courante).} \end{cases}$$

Avec : φ_l : diamètre des armatures longitudinales.

- La quantité minimale des armatures transversales est donnée par :

$$\frac{A_t}{S_t . b_t} = \begin{cases} 0.3\% & \text{si } \lambda g \geq 5 \\ 0.8\% & \text{si } \lambda g \leq 3 \\ \text{interpoler entre les deux valeurs limites précédentes} & \text{si } 3 < \lambda g < 5 \end{cases}$$

$\lambda_g = L_{f/a}$

- Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de $10\varphi_l$ au minimum.
- Les armatures utilisées sont de type rond lisse, de nuance FeE235.

❖ Vérifications des contraintes tangentielles :

Les contraintes de cisaillement dans le poteau le plus sollicité suivant les deux directions sont représentées dans le tableau suivant et la fissuration est préjudiciable :

Tableau V.15: Vérification des poteaux vis-à-vis de l'effort tranchant.

Section	Situation	fissuration	T_u (KN)	τ_u (MPa)	ρ_d	τ_{bu} (MPa)	$[\tau u]$ MPa	$\tau u \leq [\tau u]$
(35X35)	Acc	préjudiciable	75.40	0.62	0.075	1.875	3.26	CV
(40x40)	Acc	préjudiciable	86.32	0.58	0.075	1.875	3.26	CV
(45x45)	Acc	préjudiciable	113.84	0.60	0.075	1.875	3.26	CV

❖ Application des recommandations :

Les résultats en respectant les conditions précédentes sont : (fe =400MPa)

Tableau .V.16. Les armatures transversales et leurs espacements.

Section	Situation	fissuration	Vu (KN)	λ_g	ρ	Zone	S_t adopté (cm)	A_t calculée (cm^2)	Choix
35x35	Acc	préjudiciable	75.40	6.80	2.5	courante	12	2.01	4Ø8
						nodale	10	2.01	4Ø8
40x40	Acc	préjudiciable	86.32	5.95	2.5	courante	12	2.01	4Ø8
						nodale	10	2.01	4Ø8
45x45	Acc	préjudiciable	113.84	5.29	2.5	courante	12	2.01	4Ø8
						nodale	10	2.01	4Ø8

❖ Vérification de la quantité d'armatures transversales minimale

[Art 7.4.2.2]

Tableau.V.17. Vérification de la quantité d'armatures transversales.

Section	Zone	$\frac{A_t}{S_t * b}$	$\frac{A_t}{S_t * b} > 0.3\%$
35x35	courante	0.0047	CV
	nodale	0.0057	CV
40x40	courante	0.0041	CV
	nodale	0.0050	CV
45x45	courante	0.0037	CV
	nodale	0.0044	CV

V.5.Ferraillage des voiles :

V.5.1.Introduction :

Le ferraillage des voiles s'effectuera selon le règlement CBA93, et les vérifications selon le règlement parasismique Algérien RPA99 version 2003 sous l'action des forces horizontales (séisme) ainsi que les forces dues aux charges verticales.

Les sollicitations engendrées dans le voile sont :

- Moment fléchissant et effort tranchant provoqués par l'action du séisme.
- Effort normal du à la combinaison des charges permanentes, d'exploitations et la charge sismique.

On a un seul type de voiles dans notre structure (les voiles pleins). Le ferraillage des voiles est déterminé selon la combinaison des charges la plus défavorable

V.5.2. Les voiles pleins :

Le ferraillage des voiles sera calculé à partir des combinaisons des sollicitations dues aux charges verticales " G " et " Q " et horizontales " E ", les forces verticales provoquent les efforts normaux, tandis que les forces horizontales provoquent des efforts normaux, des efforts tranchants ainsi que des moments fléchissant.

V.5.3 Méthode de calcul :

On définit un voile par sa section " S ", son moment d'inertie " I " par rapport à son centre de gravité " G ", il est soumis à un effort normal ultime " N " et un moment " M ".

Pour les voiles, nous utilisons le calcul en flexion composé.

V.5.4. Recommandations des règlements :

A. Armatures verticales :

❖ **Selon le CBA 93:**

- $A_{ver} \leq 0.4 cm^2$ pour un mètre de parement
- $0.1\% \leq \frac{A_v}{a.b} \leq 5\%$

Avec :

✓ a = l'épaisseur du voile

✓ b = la largeur de la zone tendue

❖ **Selon le RPA 99 Version2003 (Art 7.7.4)**

$A_v = 0.2\% B_t$ dans la section tendue du voile.

$A_v = 0.15\% B$ dans la section globale du voile.

$A_v = 0.10\% B$ dans la section courante.

Avec :

✓ B : section du voile.

✓ a : épaisseur du voile.

✓ φ_{ver} : diamètre vertical.

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 maximal des armatures horizontales : $\boldsymbol{\varphi_h \leq \min\left[\frac{h}{35};\frac{a}{10};\varphi_v\right]}$

Espacement des armatures horizontales:

- $S_h \leq \min [0.9d ; 40cm]$
- $\frac{A_h f_{eh}}{a \cdot S_h} > 0.4Mpa$
- $S_h \leq \frac{A_h \times 0.9\frac{f_e}{\gamma}}{a(\tau_b - 0.3 f_{c28})}$

La contrainte limites de cisaillement : $\tau_b \leq \bar{\tau}$

Où : $\tau_b = \frac{V}{b.d}$ avec : $V = 1.4V_{u\ calculé}$

$\bar{\tau} = 0.2f_{c28}$ Avec :

- ✓ $\boldsymbol{\tau_b}$**:** Contrainte de cisaillement.
- ✓ $\bar{\boldsymbol{\tau}}$: Contrainte de cisaillement admissible.
- ✓ A_h : section d'armatures horizontales.
- ✓ d = 0.9 h : hauteur utile.
- ✓ b=epaisseur du voile.

❖ **Selon le RPA 99 Version 2003:**

$\varphi_h \leq \frac{1}{10} . a$

$S_h \leq \frac{A.h}{0.003}$

$S_h \leq \min [1.5a; 30cm]$

A.Armatures transversales :

Ce sont des armatures ronds lisses de FeE 235 de nuance, elles sont perpendiculaires aux faces du refend, elles relient les deux nappes d'armatures (verticales et horizontales, il faut disposer au moins quatre épingles par mètre carré du voile.

V.5.5.Ferraillage des voiles pleins :

V.5.5.1.Armatures verticales :

A. Détermination des armatures à l'ELU de résistance :

Tableau .V.18 : Les données de calcul.

Situation durable		Situation accidentelle	
Béton	Acier	Béton	Acier
γ_b=1.5 Mpa	γ_s =1.15 Mpa	γ_b=1.15 Mpa	γ_s =1 Mpa
f_{c28}=25 Mpa	FeE400	f_{c28}=25 Mpa	FeE400
σ_{bc}=14.2Mpa	σ_s =348Mpa	σ_{bc}=18.5Mpa	σ_s =400Mpa

Tableau .V.19. Calcul des armateurs verticaux des voiles pleins.

Les résultats du calcul des armatures à l'ELU de résistance sont résumés dans le tableau suivant :

Etage	voile	S (cm^2)	N (KN)	M (KN.m)	Situation	A_{cal} (cm^2)	S_t (cm)	$A_{choisie}$ (cm^2)
RDC	V_1	20×305	3033.26	4735.23	ACC	13	20	**2(14HA12=15.83)**
	V_2	20×375	4324.09	8686.16	ACC	15.80	20	**2(18HA12 =20.36)**
	V_3	20×120	627.23	-242.53	ACC	5.60	20	**2(6HA12=6.79)**
	V_4	20×190	1640.03	355.40	ACC	8.40	20	**2(10HA12 =11.31)**
	V_5	20×390	1375.94	4048.71	ACC	16.40	20	**2(18HA12=20.36)**
	V_6	20×380	1324.52	3802.50	ACC	16.00	20	**2(18HA12=20.36)**
	V_7	20×240	1169.36	1254.36	ACC	10.40	20	**2(12HA12=13.57)**
	V_8	20×100	586.22	297.75	ACC	4.80	20	**2(5HA12=5.65)**
$1^{èr}$	V_1	20×305	2198.59	2451.84	ACC	13	20	**2(14HA12=15.83)**
	V_2	20×375	3401.08	3690.16	ACC	15.80	20	**2(18HA12 =20.36)**
	V_3	20×120	687.56	235.72	ACC	5.60	20	**2(6HA12=6.79)**
	V_4	20×190	1593.84	1010.34	ACC	8.40	20	**2(10HA12 =11.31)**
	V_5	20×390	1233.47	3432.80	ACC	16.4	20	**2(18HA12=20.36)**
	V_6	20×380	1190.29	3184.54	ACC	16.00	20	**2(18HA12=20.36)**

	V_7	20×240	1275.53	593.21	ACC	10.40	20	**2(12HA12=13.57)**
	V_8	20×100	615.65	159.72	ACC	4.80	20	**2(5HA12=5.65)**
2ème et 3ème	V_1	20×305	1149.05	1657.03	ACC	13	20	**2(14HA12=15.83)**
	V_2	20×375	897.20	1315.14	ACC	15.80	20	**2(18HA12 =20.36)**
	V_3	20×120	578.16	590.29	ACC	5.60	20	**2(6HA12=6.79)**
	V_4	20×190	983.37	983.37	ACC	8.40	20	**2(10HA12 =11.31)**
	V_5	20×390	928.21	2734.78	ACC	16.40	20	**2(18HA12=20.36)**
	V_6	20×380	1157.68	2095.23	ACC	16.00	20	**2(18HA12=20.36)**
	V_7	20×240	998.17	614.16	ACC	10.40	20	**2(12HA12=13.57)**
	V_8	20×100	679.46	562.91	ACC	4.80	20	**2(5HA12=5.65)**
4ème et 5ème	V_1	20×305	591.26	462.04	ACC	13	20	**2(14HA12=15.83)**
	V_2	20×375	492.38	711.15	ACC	15.80	20	**2(18HA12 =20.36)**
	V_3	20×120	178.20	125.51	ACC	5.60	20	**2(6HA12=6.79)**
	V_4	20×190	390.83	95.19	ACC	8.40	20	**2(10HA12 =11.31)**
	V_5	20×390	400.44	926.37	ACC	16.40	20	**2(18HA12=20.36)**
	V_6	20×380	538.74	507.63	ACC	16.00	20	**2(18HA12=20.36)**
	V_7	20×240	455.62	524.92	ACC	10.40	20	**2(12HA12=13.57)**
	V_8	20×100	482.23	193.50	ACC	4.80	20	**2(5HA12=5.65)**

Tableau .V.20. Vérification des armateurs verticaux selon la condition RPA et CBA.

Y	voile	S (cm^2)	$A_{choisie}$ (cm^2)	A_{Min}RPA (cm^2)	A_{Min}CBA (cm^2)	Vérification
RDC	V_1	20×305	**2(14HA12=15.83)**	9.15	6.10	Vérifier
	V_2	20×375	**2(18HA12 =20.36)**	11.25	7.5	Vérifier
	V_3	20×120	**2(6HA12=6.79)**	3.60	2.40	Vérifier
	V_4	20×190	**2(10HA12 =11.31)**	5.70	3.80	Vérifier
	V_5	20×390	**2(18HA12=20.36)**	11.7	7.80	Vérifier
	V_6	20×380	**2(18HA12=20.36)**	11.40	7.60	Vérifier
	V_7	20×240	**2(12HA12=13.57)**	7.20	4.80	Vérifier

	V_8	20×100	**2(5HA12=5.65)**	3.00	2.00	Vérifier
1éré	V_1	20×305	**2(14HA12=15.83)**	9.15	6.10	Vérifier
	V_2	20×375	**2(18HA12 =20.36)**	11.25	7.5	Vérifier
	V_3	20×120	**2(6HA12=6.79)**	3.60	2.40	Vérifier
	V_4	20×190	**2(10HA12 =11.31)**	5.70	3.80	Vérifier
	V_5	20×390	**2(18HA12=20.36)**	11.7	7.80	Vérifier
	V_6	20×380	**2(18HA12=20.36)**	11.40	7.60	Vérifier
	V_7	20×240	**2(12HA12=13.57)**	7.20	4.80	Vérifier
	V_8	20×100	**2(5HA12=5.65)**	3.00	2.00	Vérifier
2ème et 3ème	V_1	20×305	**2(14HA12=15.83)**	9.15	6.10	Vérifier
	V_2	20×375	**2(18HA12 =20.36)**	11.25	7.5	Vérifier
	V_3	20×120	**2(6HA12=6.79)**	3.60	2.40	Vérifier
	V_4	20×190	**2(10HA12 =11.31)**	5.70	3.80	Vérifier
	V_5	20×390	**2(18HA12=20.36)**	11.7	7.80	Vérifier
	V_6	20×380	**2(18HA12=20.36)**	11.40	7.60	Vérifier
	V_7	20×240	**2(12HA12=13.57)**	7.20	4.80	Vérifier
	V_8	20×100	**2(5HA12=5.65)**	3.00	2.00	Vérifier
4ème et 5ème	V_1	20×305	**2(14HA12=15.83)**	9.15	6.10	Vérifier
	V_2	20×375	**2(18HA12 =20.36)**	11.25	7.5	Vérifier
	V_3	20×120	**2(6HA12=6.79)**	3.60	2.40	Vérifier
	V_4	20×190	**2(10HA12 =11.31)**	5.70	3.80	Vérifier
	V_5	20×390	**2(18HA12=20.36)**	11.7	7.80	Vérifier
	V_6	20×380	**2(18HA12=20.36)**	11.40	7.60	Vérifier
	V_7	20×240	**2(12HA12=13.57)**	7.20	4.80	Vérifier
	V_8	20×100	**2(5HA12=5.65)**	3.00	2.00	Vérifier

B. Vérification des armatures à ELS :

Après le choix des armatures verticales, une vérification à L'E.L.S est nécessaire.

Les contraintes sont calculées à L'E.L.S sous Mser :

- Béton: La contrainte admissible du béton est donnée par la formule:

$\overline{\sigma_b}$ =0,6 fc28=15 Mpa, et on doit vérifier que : $\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$

❖ Acier: on considère que la fissuration est préjudiciable,donc:

$\overline{\sigma_s}$ = min [$\frac{2}{3} \times f_e$; $110\sqrt{\eta \times f_{tj}}$] = 201.63Mpa, et on doit vérifier que : $\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$

Tableau .V.21. Vérification des armatures a ELS des voiles pleins.

Etage	voile	S (cm^2)	N (KN)	M (KN.m)	$A_{adoptée}$ (cm^2)	σ_b (Mpa)	$\overline{\sigma_b}$ (Mpa)	σ_s (Mpa)	$\overline{\sigma_s}$ (Mpa)	$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$ $\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$
RDC	V_1	20×305	1074.72	-253.42	13.57	2.34	15	34.87	201.63	C.V
	V_2	20×375	1210.38	429.04	15.83	2.29		34.20		
	V_3	20×120	445.17	263.46	5.25	8.12		116.38		
	V_4	20×190	408.87	-366.99	9.05	3.54		21.96		
	V_5	20×390	1053.95	108.64	16.96	0.25		3.79		
	V_6	20×380	974.36	103.23	16.96	1.38		20.68		
	V_7	20×240	546.27	511.80	11.31	3.28		16.59		
	V_8	20×100	394.66	-202.33	5.65	8.35		118.75		
1ère	V_1	20×305	876.41	25.75	13.57	1.42		21.23	201.63	C.V
	V_2	20×375	994.39	-63.92	15.83	1.36		20.41		
	V_3	20×120	420.61	-17.58	5.25	1.95		29.13		
	V_4	20×190	485.83	10.71	9.05	1.27		18.98		
	V_5	20×390	935.73	-38.40	16.96	1.19		17.83		
	V_6	20×380	847.53	-29.64	16.96	1.10		16.44		
	V_7	20×240	620.86	17.66	11.31	1.28		19.24		
	V_8	20×100	381.20	8.52	5.65	1.97		2.56		
2ème et 3ème	V_1	20×305	748.62	66.39	13.57	1.33	15	19.90	201.63	C.V
	V_2	20×375	765.24	-309.61	15.83	1.52		22.64		
	V_3	20×120	387.53	362.83	5.25	11.45		161.24		
	V_4	20×190	358.96	91.39	9.05	1.51		22.44		
	V_5	20×390	719.11	431.65	16.96	1.58		23.57		
	V_6	20×380	690.39	298.31	16.96	1.37		20.44		
	V_7	20×240	517.44	-4.00	11.31	1.02		15.36		

	V_8	20×100	215.90	291.39	5.65	11.82		162.35		
4ème et 5ème	V_1	20×305	372.57	-3.88	13.57	1.14		17.04		
	V_2	20×375	315.41	-111.85	15.83	0.60		8.61		
	V_3	20×120	246.28	229.73	5.25	7.25		102.44		
	V_4	20×190	161.61	-35.40	9.05	0.64	15	9.52	201.63	C.V
	V_5	20×390	318.72	-117.98	16.96	0.58		8.65		
	V_6	20×380	338.96	161.01	16.96	0.70		10.41		
	V_7	20×240	234.67	-13.52	11.31	0.52		7.71		
	V_8	20×100	4.57	26.66	5.65	0.67		9.59		

V.5.5.2. Calcul des armatures horizontaux :

Tableau .V.21. Vérification des armatures a ELS des voiles pleins.

Etage	L (cm)	e (cm)	h (cm)	V (KN)	$\overline{V}_u$	τ_b (Mpa)	$\overline{\tau}$ (Mpa)	$S_{tadoptée}$ (cm^2)	$A_{choisie}$ (cm^2)
RDC	305	20	305	118.72	166.20	0.30	5	15	**2(21HA10 =16.49)**
	375	20	300	166.93	233.70	0.43	5	15	**2(21HA10 =16.49)**
	120	20	300	139.75	195.65	0.36	5	15	**2(21HA10 =16.49)**
	190	20	300	158.73	222.22	0.41	5	15	**2(21HA10 =16.49)**
	390	20	305	33.16	46.42	0.08	5	15	**2(21HA10 =16.49)**
	380	20	305	25.21	35.29	0.06	5	15	**2(21HA10 =16.49)**
	240	20	305	188.59	264.02	0.48	5	15	**2(21HA10 =16.49)**
	100	20	300	106.91	149.67	0.28	5	15	**2(21HA10 =16.49)**
1èré	305	20	305	23.27	32.57	0.06	5	15	**2(21HA10 =16.49)**
	375	20	300	7.86	11.00	0.02	5	15	**2(21HA10 =16.49)**
	120	20	300	4.72	6.608	0.01	5	15	**2(21HA10 =16.49)**
	190	20	300	2.03	2.842	0.01	5	15	**2(21HA10 =16.49)**
	390	20	305	19.25	26.95	0.05	5	15	**2(21HA10 =16.49)**
	380	20	305	12.39	17.34	0.03	5	15	**2(21HA10 =16.49)**
	240	20	305	16.90	23.66	0.04	5	15	**2(21HA10 =16.49)**
	100	20	300	2.79	3.906	0.01	5	15	**2(21HA10 =16.49)**

2ème et 3ème	305	20	305	195.40	273.56	0.50	5	15	**2(21HA10 =16.49)**
	375	20	300	139.32	195.04	0.36	5	15	**2(21HA10 =16.49)**
	120	20	300	204.08	285.71	0.53	5	15	**2(21HA10 =16.49)**
	190	20	300	101.68	142.35	0.26	5	15	**2(21HA10 =16.49)**
	390	20	305	84.43	118.20	0.22	5	15	**2(21HA10 =16.49)**
	380	20	305	116.83	163.56	0.30	5	15	**2(21HA10 =16.49)**
	240	20	305	100.51	140.71	0.26	5	15	**2(21HA10 =16.49)**
	100	20	300	153.59	215.02	0.40	5	15	**2(21HA10 =16.49)**
4ème et 5ème	305	20	305	132.58	185.61	0.34	5	15	**2(21HA10 =16.49)**
	375	20	300	81.35	113.89	0.21	5	15	**2(21HA10 =16.49)**
	120	20	300	125.03	175.04	0.32	5	15	**2(21HA10 =16.49)**
	190	20	300	24.95	34.93	0.06	5	15	**2(21HA10 =16.49)**
	390	20	305	27.30	38.22	0.07	5	15	**2(21HA10 =16.49)**
	380	20	305	65.18	91.252	0.17	5	15	**2(21HA10 =16.49)**
	240	20	305	37.69	52.766	0.10	5	15	**2(21HA10 =16.49)**
	100	20	300	21.90	30.66	0.06	5	15	**2(21HA10 =16.49)**

Chapitre VI

Etude de l'infrastructure

VI.1. Introduction:

On appelle fondation, la partie d'un ouvrage reposant sur un terrain d'assise auquel sont transmises toutes les charges permanentes et variables supportées par cet ouvrage, elle ne peut être calculée que si l'on connaît la superstructure et ses charges, d'une part et les caractéristiques du sol d'autre part.

Le choix et le dimensionnement de la fondation doit être compatible avec la capacité portante admissible du sol.

VI.2.Reconnaissance des lieux et du sol:

Pour projeter correctement une fondation, Il est nécessaire d'avoir une bonne connaissance de l'état des lieux, au voisinage de la construction à édifier, mais il est surtout indispensable d'avoir des renseignements aussi précis que possible sur les caractéristiques géotechnique des différentes couches qui constituent le terrain.

Dans notre cas on doit justifier le type de fondation correspondante à :

- Capacité portante admissible du sol : $\boldsymbol{\sigma_{sol}}$ **= 2 bars**.
- Profondeur d'ancrage : **D**= 1.5m.
- Angle de frottement interne : $\boldsymbol{\varphi}$ = 26°.
- Poids volumique total humide: γ_h= 18.00 kN/m.

VI.3. Choix du type de fondation :

Le choix du type de fondation dépend de.

- La capacité portante du terrain de fondation.
- La distance entre axes des poteaux et des voiles.
- Les charges transmises par la superstructure.
- L'économie et la facilité de mise en œuvre.

VI.4 .Dimensionnement et calcul des semelles :

.On suppose que l'effort normal provenant de la superstructure vers les fondations est appliqué au centre de gravité des fondations.

On doit vérifier la condition suivante :

$$\frac{N}{S} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow S \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$$

$\boldsymbol{\sigma_{sol}}$: Contrainte du sol.

S : Surface de la fondation.

N : Charge de la superstructure calculée par la combinaison à l'état limite de service (G+Q).

VI.4.1 .Les semelles isolées :

On adoptera une semelle homothétique, c'est-à-dire le rapport de (A/ B) est égal au rapport de (a / b) , donc : $\frac{\mathbf{a}}{\mathbf{b}} = \frac{\mathbf{A}}{\mathbf{B}}$

Nous avons des poteaux carrés : a = b donc A = B => $S = A^2$

S est déterminé par : $S \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$ d'où $S = \frac{N}{\sigma_{sol}}$

Avec : $A = \sqrt{\frac{N}{\sigma_{sol}}}$ et σ_{sol} = 2 bar = 0,2 MPa

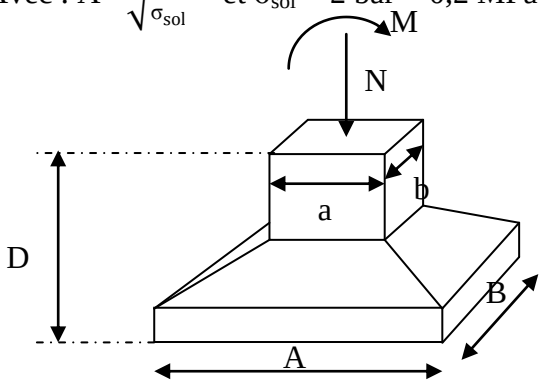


Figure VIII.1. Dimensions de la semelle isolée

Données :

N : Effort normal.

σ_{sol} : Contrainte admissible du sol

a : Petit côté du Poteau.

b : Grand côté du Poteau.

c : l'enrobage de la semelle.

$$\overline{\sigma}_s = \min\left[\frac{2}{3}f_e ; 110\left(\eta f_{c28}\right)^{\frac{1}{2}}\right] = 202\,MPa$$

$$\begin{cases} d \geq \dfrac{(B-b)}{4} \\ \dfrac{h}{3} \leq e \leq \dfrac{h}{2} \\ h \geq \dfrac{(B-b)}{4} + c \text{ avec c=3cm.} \end{cases}$$

Les résultats des sections des semelles isolés sont résumés dans les tableaux suivant :

Tableau VI.1.Récapitulatif pour le dimensionnement des semelles isolées.

Semelle	N (KN)	a=b (m)	$A=B_{calculé}$(m)	$A=B_{adop}$ (m)	d(m)	h (cm)
S1	849.69	0.45	2.06	2.30	47	50
S2	643.08	0.45	1.79	2.00	42	45
S3	485.22	0.45	1.55	1.70	37	40

Ferraillage des semelles isolées :

Le calcul de section d'armature(A) se fait aux 2 états limites (ultime et service), on prend le maximum des 2résultats.A=Max[A_{ELU}etA_{ELS}]**avec** $\mathbf{A = N.\left(\frac{B-b}{8.d_h.\sigma_s}\right)}$

Tableau VI.2. Le ferraillage des semelles isolées.

Semelle	N (KN)	B (m)	$A_{calculé}$(cm^2)	A_{choisi} (cm^2)	esp
S1	849.69	2.30	20.69	19HA12=21.49	12
S2	643.08	2.00	14.68	13HA12=14.70	15
S3	485.22	1.70	10.14	10HA12=11.31	15

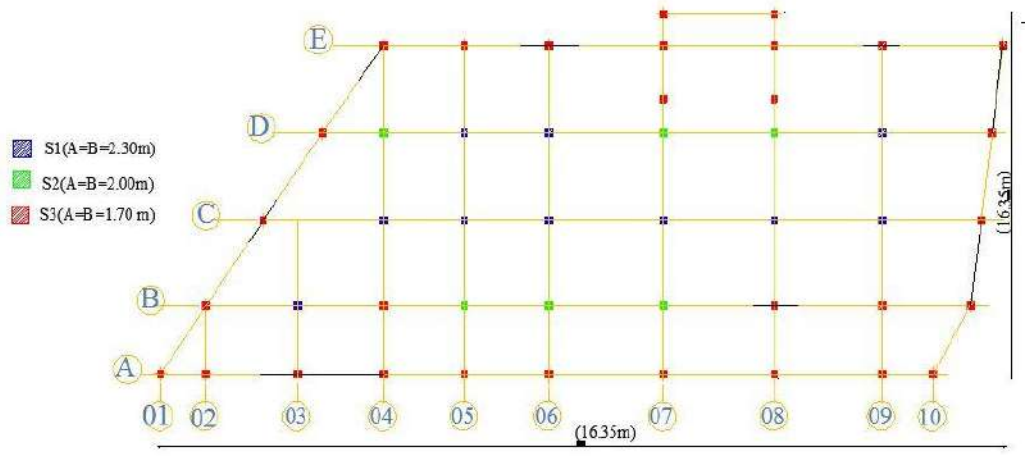


Figure VI.2 . Plan de fondation.

A. Vérification des contraintes:

La contrainte obtenue sera calculée par la plus défavorables des combinaisons citées ci-dessous:

G + Q + E

0.8 G + E

La contrainte admissible du sol égale : $\sigma_s = 2MPa$

L'excentricité de la résultante des efforts est: $e_0 = \frac{M}{N}$, si

$\begin{cases} e_0 \leq B/6 \quad ; \sigma_M = \frac{N}{AB}(1 + \frac{3e}{B}) \leq \sigma_{sol} \quad \text{: Diagramme des contraintes Trapézoïdal.} \\ e_0 \geq B/6 \quad ; \sigma_M = \frac{2N}{3A(0.5B - e)} \leq 1.33\sigma_{sol} \quad \text{: Diagramme des contraintes Triangulaire.} \end{cases}$

Tableau VI.2 .Vérification des contraintes.

Semelle	N (KN)	M (KN.m)	B (m)	e_0 (m)	B/6 (m)	diag	σ_M (KN)	σ_{sol} (MPa)	Observé
S1	849.69	4.59	2.30	0.024	0.38	trap	0.165	0.2	oui
S2	643.08	5.68	2.00	0.032	0.33	trap	0.168	0.2	oui
S3	485.22	1.86	1.70	0.042	0.28	trap	0.180	0.2	oui

B.Vérification du chevauchement des semelles :

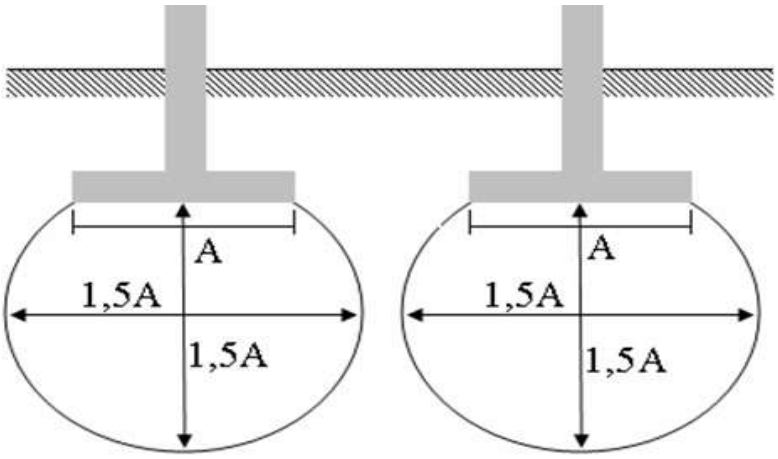


Figure.VI.3 : Les bulles de pression.

Tableau VI.3 .Vérification de chevauchement.

Semelle	L (m)	$\frac{(B1+B2)}{2}X1.5$	$L \geq \frac{(B1+B2)}{2}X1.5$
S_{A9}- S_{A10}.	2.00	2.55	C.N.V
S_{A1}- S_{A2}	1.4	2.55	C.N.V
S_{A6}- S_{B2}	3.90	3.22	CV

- **Conclusion :**

D'après ces résultats, on remarque qu'il ya un chevauchement des semelles dans quelques cas, donc on a 2 types de semelles (semelles isolées et semelles filantes).

VI.4.2 .Semelles filantes :

On trouve ce type de semelle dans le cas de chevauchement des semelles isolées suivant une direction ou même suivant les deux directions. Ce chevauchement peut être causé soit par des charges importantes, soit par la nature du sol qui pourra provoquer un tassement différentiel, La semelle filante sous plusieurs poteaux comporte 2 éléments, 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 supporte les efforts normaux provenant du poteau, elle travaille comme une poutre continue (renversée), en flexion simple.

VI.4.2.1.Dimensionnement :

On a des semelles filantes sous voiles et sous poteaux, les efforts normaux répartis sont calculés comme suit : $N = \frac{\sum N_i}{L}$

Avec :

Ni : La somme des efforts normaux sous la semelle filante.

L : la longueur totale de la semelle filante.

La largeur et la hauteur de la semelle filante est calculée respectivement comme suit **:**

$$(\frac{a}{b})\sigma_s . B^3 - N . B - (3e_0 N) \geq 0$$

Après la résolution de cette équation on obtient la valeur de B.

$d \geq \frac{B-b}{4}$; $h = d + c + \frac{\emptyset}{2}$

B : coté de la semelle.

a et **b** : cotés du poteau.

d : hauteur de semelle moins l'enrobage.

e_0: L'excentricité.

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 VI.4. Dimensions des semelles filantes sous voiles et poteaux.

Semelle	L (m)	N_{ser} (KN)	N_{ser} (KN/ml)	$B_{cal} \geq \frac{N}{1000.\sigma_{sol}}$ (m)	B_{adop} (m)	h (cm)	d (cm)
Sf1	14.15	2660.20	188.00	0.940	1.30	30	27
Sf2	2.00	160.87	80.44	0.402	1.00	30	27
Sf3	6.00	1228.27	204.71	1.024	1.30	30	27
Sf4	10.60	1227.08	115.76	0.579	1.00	30	27
Sf5	6.10	1033.28	169.39	0.847	1.00	30	27
Sf6	11.90	2729.123	229.34	1.147	1.30	30	27
Sf7	5.40	1745.86	323.31	1.617	2.00	40	37
Sf8	13.65	2131.7	156.17	0.780	1.00	30	27
Sf9	3.05	950.998	311.80	1.55	2.20	50	47

VI.4.2.2. Vérifications des contraintes :

Il faut vérifier que : $\sigma \leq: \sigma_{sol}$

$$N = \frac{\sum N_{ser}}{S_{semelle}} = \frac{N_{ser} + P_{semelle} + P_{amorces\ poteau} + P_{remblai}}{S_{semelle}}$$

Tableau VI.5. Semelle filante sous poteaux.

Semelle	N_{ser} (KN)	Psemelle (KN)	Pamorces poteaux (KN)	Premblai (KN)	$\sum N_{ser}$	σ (KN)	$\sigma \leq \sigma_{sol}$
Sf1	2660.20	137.96	22.78	137.94	2958.89	0.16	CV
Sf2	160.87	160.87	9.11	106.11	291.09	0.14	CV
Sf3	1228.27	1228.27	9.11	137.94	433.83	0.18	CV
Sf4	1227.08	1227.08	13.67	106.11	1426.36	0.13	CV
Sf5	1033.28	1033.28	9.11	106.11	1194.25	0.19	CV
Sf6	2729.123	2729	18.23	137.94	3001.32	0.19	CV
Sf7	1745.86	1745.86	16.20	188.64	2056.70	0.19	CV
Sf8	2131.7	2131.70	13.67	106.11	2353.85	0.19	CV
Sf9	950.998	87.6875	7.0875	189.819	1235.59	0.17	CV

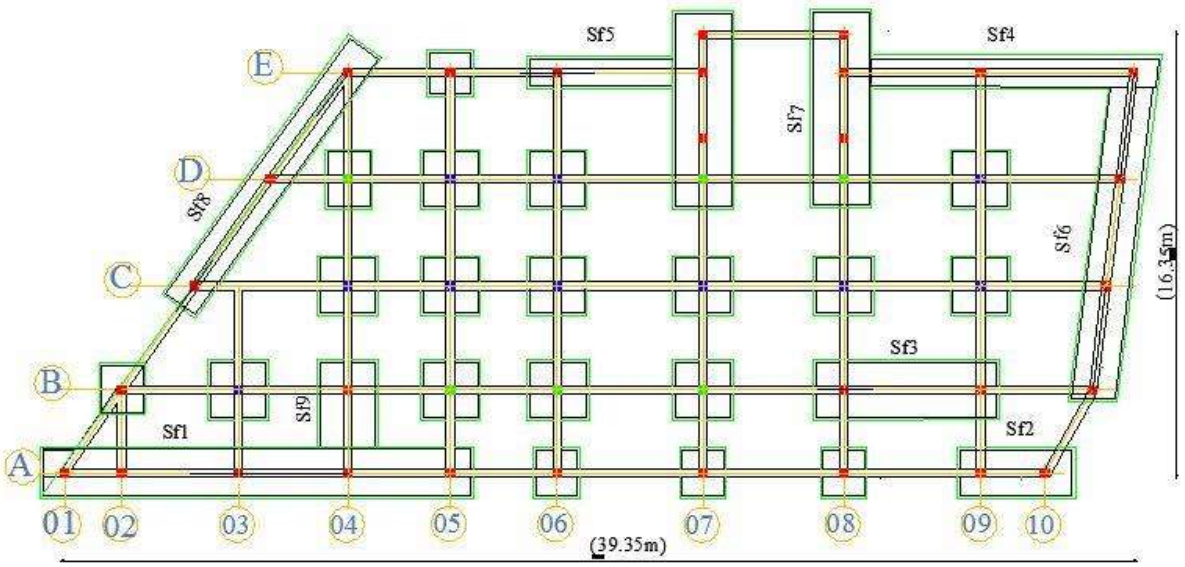


Figure VI.4 : Proposition des semelles filantes.

VI.4.2.3.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 suite le maximum des deux résultats.

Les armatures principales, transversales et les armatures de répartitions (avec les espacements) sont déterminées respectivement par les formules suivantes :

- **Armatures principales :**

Le calcul de section d'armature(A) se fait aux 2 états limites (ultime et service), on prend le maximum des 2 résultats. A=Max **[**AELU et AELS**]**

$$\mathbf{A = N.\left(\frac{B-b}{8.d_b.\sigma_s}\right).} \qquad Esp = \frac{A-2.e-\emptyset_b}{(n-1)}$$

Avec :

n : étant le nombre de barres

[σs] = 348 MPa à l'ELU.

[σs] = 202 MPa à l'ELS.

- **Armatures de répartitions :**

$$A_{rep} = \frac{A(cm^2).B}{4} ; \qquad Esp = \frac{A-2.e-\emptyset}{(n-1)}$$

Les résultats de ferraillage sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau VI.6. Armatures principales des semelles filantes.

Semelle	N_s(KN/ml)	M_{ser} (KN.m)	B_{adop} (m)	A_{cal} (cm^2)	$A_{adopté}$ (cm^2)	esp (cm)
Sf1	188.00	18.99	1.30	3.66	8HA12=9.05	15
Sf2	80.44	7.16	1.00	1.01	8HA12=9.05	15
Sf3	204.71	5.65	1.30	3.99	8HA12=9.05	15
Sf4	115.76	10.60	1.00	1.46	8HA12=9.05	15
Sf5	169.39	8.13	1.00	2.14	8HA12=9.05	15
Sf6	229.34	6.92	1.30	4.47	8HA12=9.05	15
Sf7	323.31	43.63	2.00	8.38	8HA12=9.05	15
Sf8	156.17	28.33	1.00	1.97	8HA12=9.05	15
Sf9	311.80	9.02	2.20	7.18	8HA12=9.05	15

Tableau VI.7.armatures de répartition des semelles filantes.

Semelle	A_{rep} (cm^2)	$A_{rep\ choisi}$ (cm^2)	S (cm)
Sf1	2.94	5HA12=5.65	20
Sf2	2.26	5HA12=5.65	20
Sf3	2.94	5HA12=5.65	20
Sf4	2.26	5HA12=5.65	20
Sf5	2.26	5HA12=5.65	20
Sf6	2.94	5HA12=5.65	20
Sf7	4.53	5HA12=5.65	20
Sf8	2.26	5HA12=5.65	20
Sf9	4.98	5HA12=5.65	20

VI.4.2.4.Vérification des longueurs de scellement :

La contrainte admissible d'adhérence est $\boldsymbol{\tau s}$= 2,8 MPa

La longueur de scellement est égale à : $l_s = \frac{\emptyset . f_e}{4.\tau_s}$

$l_s \geq \frac{B}{4}$: toutes les barres doivent être prolongées jusqu'aux extrémités de la semelle et comporter des encrages courbes.

$\boldsymbol{\frac{B}{8} \leq l_s \leq \frac{B}{4}}$ **:** toutes les barres doivent être prolongées jusqu'aux extrémités mais peuvent ne pas comporter des crochets.

$\boldsymbol{l_s \leq \frac{B}{8}}$**:** on n'utilise pas de crochets et on peut arrêter une barre sur deux à la longueur 0.71 B ou alterner des barres de longueur 0.86 B.

On a 4 types des semelles filantes.

Sfa : (Sf2 ; Sf4 ; Sf8).
Sfb : (Sf1 ; Sf3; Sf 5).
Sfc : (Sf6 ; Sf7).
Sfd : (Sf9)

Tableau.VI.8.Vérification des longueurs de scellement.

Semelle	∅ (mm)	Ls (cm)	B (m)	B/4 (cm)	B/8 (cm)	Ancrage
Sfa	12	42.86	1.00	25	12.50	Courbe
Sfb	12	42.86	1.30	32.5	16.25	Courbe
Sfc	12	42.86	2.00	50	25	Courbe
Sfd	12	42.86	2.20	55	27.5	Courbe

VI.4.2.5.Vérification de la stabilité au renversement : ►►Art [**RPA Art 10.1.5**] ◄◄

Quel que soit le type de fondation (superficielle ou profonde) on doit vérifier que l'excentrement de la résultante des forces verticales gravitaires et des forces sismiques reste à l'intérieur de la moitié centrale de la base des éléments de fondation résistant au renversement (e= M/N ≤ B/4).

Tableau.VI.9.Vérification de la stabilité au renversement de semelles filantes.

Semelle	N(KN)	M(KN)	e_0 (m)	B (m)	B/4 (m)	$e_0 \leq B/4$
Sfa	156.17	28.33	0.181	1.00	0.25	**CV**
Sfb	204.71	5.65	0.028	1.30	0.33	**CV**
Sfc	323.31	43.63	0.135	2.00	0.50	**CV**
Sfd	311.80	9.02	0.029	2.20	0.55	**CV**

VI .5.Ferraillage longitudinale: «La poutre de libage » :

La poutre de libage va reprendre toutes les charges verticales et les moments de flexions.
La poutre de libage aura la même largeur b du poteau, sa hauteur **(h_p)** 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 :

$$l \leq \frac{\pi}{2} l_e \qquad\qquad l_e = \sqrt[4]{\frac{4.E.I}{K.B}}$$

- **E** : Module d'élasticité du béton (E = 32164.19 MPa).
- **L** : La plus grande travée dans la fille.
- **K** : Coefficient de réduire du sol (K = 4 Kg/cm^3).
- **I** : Moment d'inertie de la semelle, ($I = \frac{b.h_p^3}{12}$ avec hp : la hauteur de la poutre de libage).
- **h_p** : la hauteur de la poutre de libage.

$$h_p \geq \sqrt[3]{\frac{48.L^4.K}{\pi^4.E}}$$

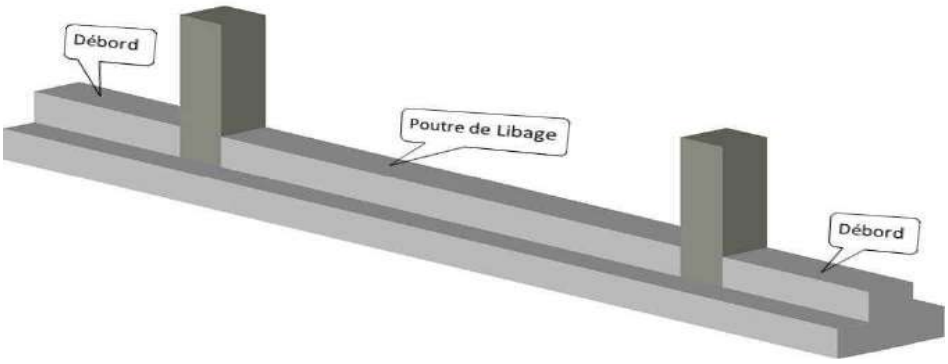


Figure VI.5 : Schema represente poutre de libage.

Tableau.VI.10. Détermination de la hauteur de libage des semelles.

N°	B (m)	L (m)	h_p (cm)	I (cm^4)	l_e (m)	$\frac{\pi}{2}l_e$	$L < \frac{\pi}{2}l_e$
PL1	0.45	4.3	60	810000	1.55	2.44	**CV**
PL2	0.45	2.00	30	101250	0.92	1.45	**CV**
PL3	0.45	3.80	55	623906	1.45	2.28	**CV**
PL4	0.45	3.80	55	623906	1.45	2.28	**CV**
PL5	0.45	3.70	55	623906	1.45	2.28	**CV**
PL6	0.45	4.00	55	623906	1.45	2.28	**CV**
PL7	0.45	2.20	55	623906	1.45	2.28	**CV**
PL8	0.45	2.40	30	101250	0.92	1.45	**CV**

Pour déterminer le ferraillage de la poutre de libage en commence à déterminer la réaction du sol q (KN/m^2) qui est calculé par la formule suivant :

$$q = \frac{\sum N_i}{B.L} (KN/m^2)$$

Avec :

- $\sum N_i$: la somme des efforts normaux.
- **L** : La longueur totale de la semelle.

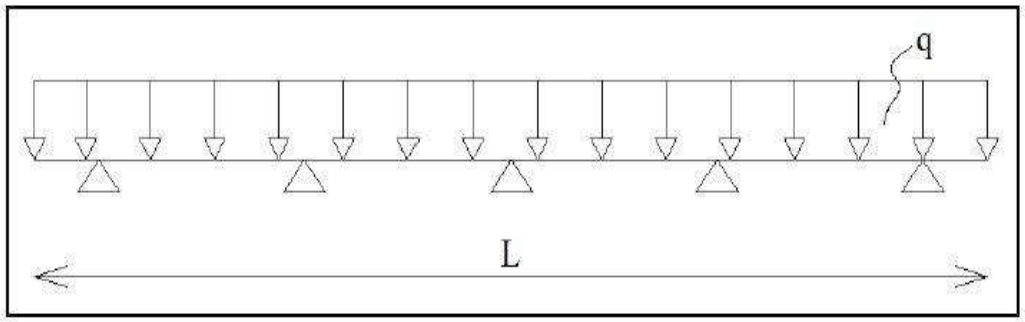


Figure VI.6 : La charge répartie sur la poutre de libage

On obtient une poutre continue (renversée), sous l'effet de la charge **q (KN/m^2).**
Les valeurs de **q** sont représentées dans le tableau suivant :

Tableau.VI.10. Détermination des valeurs de q des poutres de libages.

N°	Ni_{ult} (KN)	Ni_{ser} (KN)	L (m)	q_u (KN/m^2)	q_{ser} (KN/m^2)
PL1	1490.71	1104.23	6.4	232.92	172.54
PL2	217.175	160.87	2.00	108.59	80.44
PL3	572.468	424.05	3.80	150.65	111.59
PL4	310.122	229.72	3.80	81.61	60.45
PL5	303.993	225.18	3.70	82.16	60.86
PL6	276.926	205.13	4.00	69.23	51.28
PL7	2356.91	1745.86	5.30	444.70	329.41
PL8	376.029	278.54	4.80	78.34	58.03

VI.5.1.Calcul des moments :

Tableau.VI.12. Determination des moments de la poutre de libage.

	Aux appuis	**En travées**
A l'ELU	$Ma = -\frac{q_u (l_w'^2 + \gamma\ .l_e'^2)}{8{,}5(1+\gamma)}$	$M_t = M_0 - \frac{M_w + M_e}{2}$
A l'ELS	$Ma = -\frac{q_{ser} (l_w'^2 + \gamma\ .l_e'^2)}{8{,}5(1+\gamma)}$	$M_t = M_0 - \frac{M_w + M_e}{2}$

Tableau VI.13.Détermination des moments des poutres de libages.

N°	ELU		ELS	
	M_a(KN.m)	M_t (KN.m)	M_a (KN.m)	M_t (KN.m)
PL1	197.58	98.78	111.98	55.99
PL2	54.29	27.15	33.37	16.68
PL3	94.26	47.13	55.30	27.65
PL4	64.75	32.37	39.10	19.55
PL5	39.10	19.55	38.73	19.35
PL6	37.65	18.82	37.06	18.53
PL7	79.89	39.94	165.45	82.72
PL8	38.67	19.34	43.17	21.59

VI.5.2.Calcul du ferraillage :

VI.5.2.1.Armatures longitudinales :

- **Calcul à l'ELU:**

La poutre de libage travaille en flexion simple.

$$d=h-e-\frac{\emptyset}{2} \approx 0.9.h$$

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_{b\ b\ d^2}}; \quad \text{on a} \quad \mu \leq \mu_l = 0.392$$

Les résultats du calcul des armatures a l'ELU sont résumes dans le tableau suivant :

Tableau.VI.14. Ferraillage longitudinale à l'ELU des poutres de libages.

N°	Position	M_u (KN.m)	d (cm)	A' (cm)	A_{cal} (cm^2)	$A_{adopté}$ (cm^2)
PL1	Travée	98.78	54	0	5.13	5HA12=5.65
	Appui	197.58		0	10.69	10HA12=11.31

VI.5.2.2. Vérification des contraints à l'ELS :

Pour une fissuration peu nuisible : [σb]= 15Mpa.

Tableau.VI.15.Vérification des contraints à L'ELS.

N°	Position	M_{ser} (KN.m)	$A_{adopté}$ (cm^2)	σ_b (Mpa)	$\bar{\sigma_b}$ (Mpa)	σ_s (Mpa)	$\bar{\sigma_s}$ (Mpa)	$\sigma_b \leq \bar{\sigma_b}$	$\sigma_s \leq \bar{\sigma_s}$
PL1	**Travée**	55.99	5.65	4.62	15	189.69	201.63	CV	CV
	Appui	111.98	11.31	7.20	15	195.37	201.63	CV	CV

On remarque que les vérifications des contraintes sont satisfaisantes.

VI.5.2.3. Armatures de peau :

Le CBA93 exige en plus des armatures longitudinales, des armatures de peau d'au moins 3cm²/ml posées parallèlement à la fibre moyenne de la poutre. Le nombre de barres pour les armatures de peau est donné dans le livre " Techniques d'ingénieur " comme suit :

- 2 barres si h≥60 cm
- 4 barres si h≥70 cm
- 6 barres si h≥80 cm

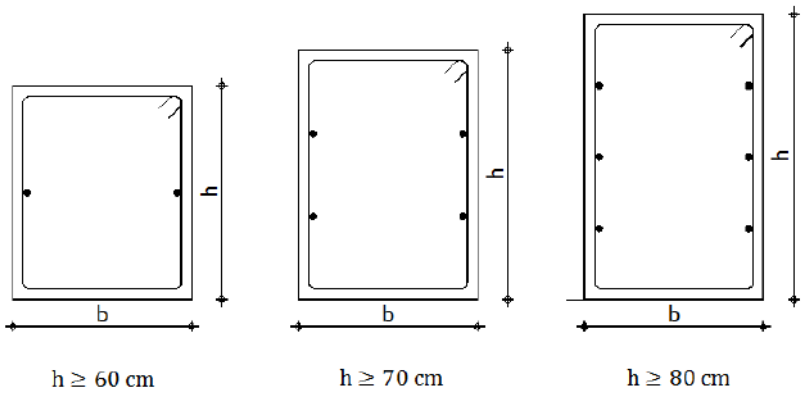


Figure VI.7 : Armatures de peau

Dans notre projet, on a 3 type de poutres de libage; un type a une hauteur h=30cm,et un autre type qui a un hauteur de 55cm ; donc les armatures de peau ne sont pas nécessaires, et le dernier type a une hauteur h= 60cm , donc on utilise des armatures de peau 2HA12=2.26 cm2

VI.5.2.4.Armatures transversales :

$\tau_u = \frac{V_u}{b_0\, d}$, $V_u = q_u\, l/2$

Tableau.VI.16. Calcul des armatures transversales de la poutre de libage.

N°	V_u (KN)	τ_u (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	A_t (cm^2)	S_t (cm)	
					Zone nodale	Zone courante
PL1	671.88	1.54	2.76	4HA10= 3.14	15	20

VI.6. Les longrines :

VI.6.1. Introduction :

Les longrines sont des poutres longitudinales reposant sur le sol, elles sont situées juste au-dessus des semelles. Elles servent à solidariser les points d'appuis d'un même bloc, tendant à s'opposer au déplacement relatif de ces points d'appuis dans le plan horizontal. Elles transforment l'effort normal provenant par les charges et surcharges en un effort de traction.

VI.6.2. Pré dimensionnement :

Pour un sol de fondation de catégorie **(S2)** et **(S3)**, les dimensions minimales de la section transversale des longrines exigées par ►► [**RPA99 version 2003 Art (10.1.1.b)**] ◄◄
sont :
(25 cm x 30 cm).
La section choisie est : (**30x40) cm**

VI.6.3. Sollicitations:

Les longrines doivent être calculées pour résister à la traction sous l'action d'une force " F "

égale à : $\begin{cases} \mathbf{F_{ult}} = \frac{\mathbf{N_u}}{\alpha} \geq 20\ KN \\ \mathbf{F_{ser}} = \frac{\mathbf{N_{ser}}}{\alpha} \geq 20\text{KN} \end{cases}$

- N : effort normal à la base du poteau le plus sollicité .
- α : coefficient de site en fonction de la zone sismique.
- Dans notre cas : α = 12 (Zone III ; Site S2).

$$\begin{cases} \mathbf{F_{ult}} = \frac{1143.149}{12} = 95.26\ \text{KN} \geq 20\text{KN} & \text{CV} \\ \mathbf{F_{ser}} = \frac{846.77}{12} = 70.56 \geq 20\ \text{KN} & \text{CV} \end{cases}$$

VI.6.4. Ferraillage :

❖ **Etat limite ultime :**

Les armatures longitudinales sont données par :

$$A_u = \frac{F_{ult}}{\sigma_s} \quad => \quad A_u = \frac{95.262 \times 10^3}{348} = 2.74\ cm^2$$

On adopte pour le ferraillage longitudinal des longrines **:A_u=6HA12=6.79 cm^2**

❖ **Condition de non fragilité: (CBA 93)**

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 : $A \geq \frac{(30 \times 30) \times 2.1}{400} = 4.73 cm^2$

❖ **Etat limite de service: (CBA 93)**

La fissuration est considérée comme préjudiciable.

σ_s= 202 MPa

Avec : Fser = 846.77 KN

$\sigma_s = \frac{95.26 \times 10^3}{679} = 140.29\ MPa < 202 MPA$ (CV)

❖ **Section minimale donnée par le RPA99 Version2003 :**

$A_{RPA} \geq 0.6\%\ B$

Alors : $A_{RPA} \geq \frac{0.6 \times 30 \times 30}{100} = 5.4 cm^2$

A_{RPA} = 5.4cm^2

❖ **Résultat :**

A = Max [Ault ; Amin ; ARPA].

On adopte : A = 6HA12= 6.79 cm²

❖ **Armatures transversales :**

Les armatures transversales ne jouent aucun rôle dans la résistance de la pièce, ce sont de simples cadres de montage destinés à maintenir les aciers dans leurs positions, leur espacement est défini par le RPA qui doit être inférieur au Min (20 cm ; 15$\phi\ell$).

Section :

$$\emptyset_t = \frac{\emptyset_l}{3} = \frac{14}{3} = 4.66mm$$

On adopte φ= 8 mm

Espacement :

St ≤ Min [20 cm; 15$\emptyset_l$] = Min [20 cm; 21cm]

On adopte : St = 15 cm.

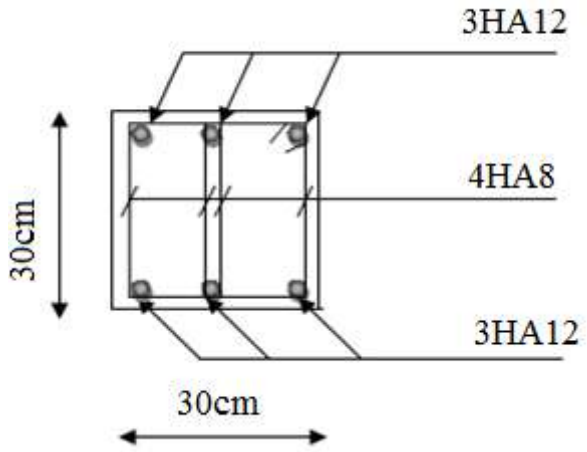


Figure.VI.8 : Ferraillage de la longrine.

Conclusion générale

Le projet de fin d'étude est une phase importante dans le cycle de formation. C'est la meilleure occasion pour l'étudiant de démontrer en évidence ses connaissances théoriques acquises durant les cinq années.

Ce projet nous a permis d'un coté d'assimiler les différentes techniques et logiciel de calcul ainsi que la réglementation régissant les principes de conception et de calcul des ouvrages dans le domaine du bâtiment et d'approfondir ainsi nos connaissances.

Pour cela, nous avons utilisé un logiciel de calcul par éléments finis, **SAP2000V.17** avec lequel l'estimation (la modélisation) de la masse de la structure peut être faite avec un grand degré de précision.

Ce travail nous a permis de voir en détail l'ensemble des étapes à suivre dans le calcul d'un bâtiment, ainsi que le choix des éléments, on a dimensionné et vérifié les éléments résistants principaux et secondaires de la superstructure et de l'infrastructure.

Enfin, ce mémoire nous a donné la possibilité de récapituler nos connaissances acquises durant notre cycle universitaire, de les améliorer surtout dans la conception et la mise en application des codes de calcul et de dimension en vigueurs.

BIBLIOGRAPHIE

Documents réglementaires :

- [1] : Règle de conception et de calcul de structures CBA93. (Document technique réglementaire D.T.R-B.C.2.41).
- [2] : Règles parasismiques Algérienne RPA99 version 2003. (Document technique réglementaire D.T.R-B.C.2.48).
- [3] : Charges permanentes et surcharges d'exploitations D.T.R - B.C.22.

Les logiciels :

- SAP2000 version 17.
- ROBOT Expert BA.
- AUTO CAD 2014.
- Microsoft Office Excel2007.