.....

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Ministère de L'enseignement Supérieur et de La Recherche Scientifique

Université de Médéa Dr. YAHIA FARES

Faculté des sciences de la Technologie

Département de Génie de la Matière

Filière : Génie Civil

Projet de Fin d'Etudes

Pour l'obtention du diplôme de Master en génie civil

Option : Structures

THEME

Conception et Etude d'une Structure (SS+R+5) en Béton Armé Contreventée par des voiles

Réalisé par :

Dirigé par :

ZEMMOURI Takieddine **Mr. SAFIDDINE Salim**

REBAI Bilal

Promotion : juin 2014

.....

The using software is free version, you can upgrade it to the upgrade version.http://www.allofficetool.com

REMERCIEMENTS

Tout d'abord, nous tenons à remercier notre DIEU ALLAH qui nous a donné la volonté, la force et la patience à achever ce travail.

Nos remerciements à nos parents, pour leurs soutiens et leu.....

rs encouragements pendant toute la vie et qui continueront à nous aider dans tous les projets de l'avenir. Ainsi que tous les membres de nos familles qui ont participé de prés ou de loin à nous encourager et nous aider dans notre projet.

Nous remercions très sincèrement notre promoteur, Mr SAFIDDI.....

The using software is free version, you can upgrade it to the upgrade version.http://www.allofficetool.comNE Salim , pour son dévouement, ses conseils et ses critiques tout au long de l'élaboration de ce mémoire.

Nous remercions pareillement tous les membres de jury qui nous avons fait l'honneur d'examiner notre travail.

Nous adressons les plus chaleureux remerciements et tout gratitude à tous nos collègues de notre promotion chacun de son nom.

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

Takieddine et Bilal

Dédicace

Je dédie ce mémoire à :

Mon père **ZEMMOURI ISMAIL**, qui a quitté le monde des vivants à 1 mois de la fin de mes études

Qui a été pour moi un soutient sur tous les plans et qui n'a jamais lassé pour me.....

s études et mon avenir.

L'arbre que vous avez planté commence à donner des fruits ; ce résultat est

le votre.

A ma mère qui a été très présente pour chaque moment de ma vie. Celle qui ma donné la volonté pour avancé qui a toujours cru en moi celle a qui le mot merci et loin de représenter ma r.....

The using software is free version, you can upgrade it to the upgrade version.http://www.allofficetool.comeconnaissance envers elle.

Je vous souhaite longue vie afin que vous puissiez bénéficier du fruit de vos efforts.

A mes sœurs et à mon frère **Farouk**, que ce travail aiguise vos ambitions et vous incite à mieux faire.

A ma grande mère, celle qui illumine ma vie avec ses prières celle qui ma toujours soutenu et encouragé pour allé a l'avant.

A tous mes oncles, tantes, cousins et cousines ;

A tous membre de la famille ***Zemmouri****, que cette œuvre puisse rehausser notre famille comme mon père le voulait toujours.*

A mes proches et mes ami(e) s ;

A tous ce qui m'ont soutenu tout au long de ce mémoire.

ZEMMOURI TAKIADDINE

.....

DEDICACE

Je dédie ce modeste travail à :

- *Mes très chers parents*

Pour leur sacrifice et pour tous ce qu'ils m'ont offerts.

- *Mes frères et mes sœurs.*
- *A tous mes amis.*

REBAI Bila.....

The using software is free version, you can upgrade it to the upgrade version.http://www.allofficetool.com

LISTE DES TABLEAUX

TABLEAU **TITRE** **PAGE**

Tableau I.1 : Les types d'aciers utilisés et leurs nuances.....03

Tableau II-1- charges permanentes du plancher terrasse inaccessible (corps creux) 08

Tableau II-2- charges permanentes du plancher courant (corps creux) 09

Tableau II-3- charges permanentes du Dalle pleine Terrasse……10

Tableau II-4- charges permanentes du Dalle pleine Etage Courant..... 10

Tableau II-5- charges permanentes du mur double cloison..... 11

Tableau II-6- charges permanentes du mur simple cloison..... 11

Tableau .II-7-calcul de $\overline{Nu}$ ……...15

Tableau II-8. Détermination des surcharges d'exploitation..... 17

Tableau II-9. Vérification de l'effort tranchant..... 17

Tableau II-10: Détermination des sections des voiles..... 18

Tableau II-11 : les charges de la poutrelle avant collage..... 19

Tableau II-12: Calcul des moments..... 20

Tableau III.1. Évaluation des charges et surcharges..... 21

Tableau III.2. Les efforts..... 21

Tableau III.3. Actions de calcul des poutrelles après coulage..... 35

LISTE DES TABLEAUX

Tableau III.4. Moment fléchissant et efforts tranchants de la poutrelle à 2 travées à l'E.L.U.....36

Tableau III.5. Moment fléchissant et efforts tranchants de la poutrelle à 2 travées àl'E.L.S.....37

Tableau III.6. Moment fléchissant et efforts tranchants de la poutrelle 4 travée àl'E.LU.....38

Tableau III.6. Moment fléchissant et efforts tranchants de la poutrelle 4 travées à l'E.L.U……..38

Tableau III.7. Moment fléchissant de la poutrelle à 4 travées à l'E.L.S.. 39

Tableau III.8. Moment fléchissant de la poutrelle à 7 travées à l'E.LU.....40

Tableau III.9. Moment fléchissant de la poutrelle à 7 travées à l'E.L.S.....41

Tableau III.10. Moment fléchissant et efforts tranchants de la poutrelle à 2 travées à l'E.L.U…..42

Tableau III.11. Moment fléchissant et efforts tranchants de la poutrelle à 2 travées à l'E.L.S…..43

……

TABLEAU **TITRE**

PAGE

Tableau I.1 : Les types d'aciers utilisés et leurs nuances.....03

Tableau II-1- charges permanentes du plancher terrasse inaccessible (corps creux) 08

Tableau II-2- charges permanentes du plancher courant (corps creux) 09

Tableau II-3- charges permanentes du Dalle pleine Terrasse……10

Tableau II-4- charges permanentes du Dalle pleine Etage Courant..... 10

Tableau II-5- charges permanentes du mur double cloison.....

LISTE DES TABLEAUX

..... 11

Tableau II-6- charges permanentes du mur simple cloison.....
.....11

Tableau .II-7-calcul de
$\overline{Nu}$ ……...15

Tableau II-8. Détermination des surcharges d'exploitation.....
.....17

Tableau II-9. Vérification de l'effort tranchant.....
.....17

Tableau II-10: Détermination des sections des voiles.....
.....18

Tableau II-11 : les charges de la poutrelle avant collage.....
.....19

Tableau II-12: Calcul des moments.....
.....20

Tableau III.1. Évaluation des charges et surcharges.....
..... 21

Tableau III.2. Les efforts.....
.....21

Tableau III.3. Actions de calcul des poutrelles après coulage.....
.....35

Tableau III.4. Moment fléchissant et efforts tranchants de la poutrelle à 2 travées à l'E.L.U.....36

Tableau III.5. Moment fléchissant et efforts tranchants de la poutrelle à 2 travées àl'E.L.S.....37

Tableau III.6. Moment fléchissant et efforts tranchants de la poutrelle 4 travée àl'E.LU.....38

Tableau III.6. Moment fléchissant et efforts tranchants de la poutrelle 4 travées à l'E.L.U……..38

Tableau III.7. Moment fléchissant de la poutrelle à 4 travées à l'E.L.S..
.....39

Tableau III.8. Moment fléchissant de la poutrelle à 7 travées à l'E.LU.....40

Tableau III.9. Moment fléchissant de la poutrelle à 7 travées à l'E.L.S.....41

LISTE DES TABLEAUX

Tableau III.10. Moment fléchissant et efforts tranchants de la poutrelle à 2 travées à l'E.L.U…..42

Tableau III.11. Moment fléchissant et efforts tranchants de la poutrelle à 2 travées à l'E.L.S…..43

Tableau III.12. Moment fléchissant et efforts tranchants de la poutrelle 4 travées à l'E.L.….....44

Tableau III.13. Moment fléchissant de la poutrelle à 4 travées à l'E.L.S..... 45

Tableau III.14. Moment fléchissant de la poutrelle à 7 travées à l'E.L.S.....46

Tableau III.15. Moment fléchissant de la poutrelle à 7 travées à l'E.L.S..... ..47

Tableau III-16: Récapitulations des efforts.....
.....48

Tableau III-17 : calcul des armatures.....
.....49

Tableau III-18 : ferraillages longitudinaux des poutrelles.....
.....49

Tableau III-19 : les armatures transversales dans les poutrelles et leur espacement..... .50

Tableau III-20 : vérifications préliminaires de la flèche des poutrelles.....51

Tableau III-21: Récapitulations des efforts.....
.....51

Tableau III-22 : calcul des armatures.....
.....52

Tableau III-23 : ferraillages longitudinaux des poutrelles.....
.....52

Tableau III-24 : les armatures transversales dans les poutrelles et leur espacement..... 53

Tableau III-25 : vérifications préliminaires de la flèche des poutrelles.....54

Tableau III.26: Récapitulation des résultats de la flèche.....

.....56

Tableau III.27. Charge permanente du palier de repos de l'escalier.....60

Tableau III.28. Charge permanente de la paillasse de l'escalier..... 60

.

Tableau III-29 : Combinaison des charges de l'escalier.....
.....61

Tableau III-30 : Récapitulation des efforts de l'escalier du type .1. E.L.U.....61

Tableau III-31 : Récapitulation des efforts de l'escalier du type .1. E.L.S.....62

Tableau III-32 : Calcul des sections d'acier de l'escalier.....63

Tableau III-33 : Les armatures de répartition.....
.....64

Tableau III-34 : Vérification de l'espacement.....64

Tableau III-35 : Vérification à l'E.L.S.....
.....65

Tableau III.36. Vérification de la flèche de l'escalier..... 65

Tableau III-37 : prédimensionnement de la poutre palier.....
.....66

Tableau III-38 : Les efforts agissants sur une poutre palière..... 67

.....

The using software is free version, you can upgrade it to the upgrade version.http://www.allofficetool.com

Tableau III-39 : les données.....68

Tableau III-40 : Calcul des sections d'acier de la poutre palière.....
.....68

Tableau III-41 : Vérification à l'E.L.S…

LISTE DES TABLEAUX

…….……68

Tableau III-42 : vérifications préliminaires de la flèche de la poutre palière.....
.....71

Tableau III-53 : Travail externe..... ....
.....74

Tableau III-54 : Travail
interne.....75

Tableau III-55: Calcul des
moments.....76

Tableau III-56: Calcul des sections d'acier de la dalle.....
.....77

Tableau III-57 : vérification a ELS.....
.....77

Tableau III-58 : vérification de l'effort tranchant.....
.....78

Tableau III-59 : Vérification de la flèche
préliminaire.....78

Tableau VI-1 : Calcul du centre de Masse.....
.....82

Tableau VI-2 : Calcul du centre de
torsion.....85

Tableau VI-3 : Calcul de l'excentricité théorique.....
.....85

Tableau VI-4 : Les valeurs des excentricités accidentelles.....
.....86

Tableau VI-5 : Calcul de l'excentricité accidentelle.....
.....86

Tableau VI-6 : détermination du facteur de qualité
Q.....89

Tableau VI-7 : Le comportement des trois premiers modes.....
.....92

Tableau VI-8 : Participation massique.....
.....92

Tableau VI-9: Vérification du coefficient comportement R suivant
X.....94

LISTE DES TABLEAUX

Tableau VI-10 : Vérification du coefficient comportement R suivant X en pourcentage.... 94
Tableau VI-11 : Vérification du coefficient comportement R suivant Y.....96

Tableau VI-12 : Vérification du coefficient comportement R suivant X en pourcentage……..97

Tableau VI-13 : calcule de la force sismique (M.S.E)……....97

Tableau VI-14 : Vérification de la résultante des forces sismiques.....98

Tableau VI-15 : Forces sismiques selon la hauteur suivant X ….....98
Tableau VI-16 : Forces sismiques selon la hauteur suivant Y ….....….....99

Tableau VI-17 : calcul du moment de renversement ….....99

Tableau VI-18: calcul du moment stabilisant….....100

Tableau VI-19 : Vérification de stabilisation ….....100

Tableau VI-20 : Vérification des déplacements inter-étages sens X…….....101

Tableau VI-21 : Vérification des déplacements inter-étages sens Y ….....102

Tableau VI-22 : Vérification l'effet P-Δ sens X……..….....102

Tableau VI-23 : Vérification l'effet P-Δ sens Y …….....103

Tableau VI-24 : Vérification de cisaillement ……..….....103

Tableau VI-25 : Vérification des efforts normal réduit ……... ….....103

Tableau V-1 : Ferraillage longitudinal des poutres principales….....105

Tableau V-2 : vérification de ferraillage des poutres principales avec les règlements ….....105

Tableau V-3 : Vérification des contraintes à l'ELS des poutres

principales….....106

Tableau V-4 : Ferraillage longitudinal des poutres secondaires….....106

Tableau V-5 : vérification de ferraillage des poutres secondaires avec les règlements….....107

Tableau V-6 : Vérification des contraintes à l'ELS des poutres secondaires….....107

Tableau V-7 : Calcul de $\bar{\tau}_{u1}$ …..108

Tableau V-8 : Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres principales. ..... .108

Tableau V-9 : Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres secondaires.....109

Tableau V-10 : Section d'armatures transversales des poutres principales et secondaires.....110

Tableau V-11: Vérification de la flèche des poutres..... 110

Tableau V-12: Ferraillage des poteaux..... 116

Tableau V-13 : vérification de ferraillage longitudinal des poteaux avec les règlements.....117

Tableau V-14: vérification des poteaux à l'ELS..... 118

Tableau V-15 : vérification des contraintes de cisaillement.....120

Tableau V-16 : Choix des armatures transversales est leur espacement..... .121

Tableau V-17 : calcul des armateurs verticaux.....126

Tableau V-18 : calcul des armateurs verticaux..... 127

Tableau V-19 : vérification des armatures a ELS des voiles.....127

Tableau V-20 : calcul des armateurs horizontaux.....128

Tableau V-21 : diamètre des armateurs transversaux.....129

LISTE DES TABLEAUX

Tableau V-22 : calcul des armateurs verticaux.....130

Tableau V-23 : vérification des armatures a ELS des voiles.....131

Tableau V-24 : calcul des armateurs horizontaux.....
.....132

Tableau V-25 : Calcul de l'armature longitudinal.....136

Tableau V-26 : Calcul de l'armature transversal.....
.....137

Tableau V-27 : Calcul de l'armature longitudinal de linteaux.....
.....137

Tableau V-28 : Calcul de l'armature transversal de linteaux.....
.....138

LISTE DES FIGURES

FIGURES **TITRE** **PAGE**

Fig. I.1 : Diagramme contrainte déformation du béton……...04

Fig. I.2. Diagramme contraintes –déformations de l'acier…….....04

Fig. II-1: Composants d'un plancher terrasse……..09

Fig. II-2 Plancher à corps creux……...09

Fig. II-3: Dimensions du corps creux …….....10

Fig. II-4: Composants d'un mur…….....11

Fig. II-5: Composants d'un poutres……12

Fig. II-6. :section réduite du poteau……15

Fig. II-7:shéma du poteau le plus sollicité…….....16

Fig. II-8: Coupe de voile en élévation……18

Fig. II-9 : disposition……..19

Fig. II-10 : schématisation de la poutrelle……..19

Fig. III-1: L'acrotère……21

Fig. III-2: Section de B.A à l'ELU……...22

Fig. III-3: Section de béton armé à l'ELS…….24

Fig. III-4: Ferraillage de l'acrotère……26

LISTE DES FIGURES

Fig. III-5 : disposition constructive des armatures de la table de compression ……....28

Fig. III-6-dimensionnements des poutrelles……..28

Fig. III-7 Poutrelle avant coulage…….28

Fig. III-7.1: choix de disposition des charges……29

Fig.III.8 Travée avec un seul étai au milieu……..30

Fig. III.9. Travée avec deux étais……...30

Fig. III.10. Travée avec trois étais…….....31

Fig. III-10.1: Schéma statique de la poutrelle…….31

Fig. III-10.2: poutres à 2 travées…….32

……

FIGURES **TITRE** **PAGE**

Fig. I.1 : Diagramme contrainte déformation du béton……...04

Fig. I.2. Diagramme contraintes –déformations de l'acier…….....04

Fig. II-1: Composants d'un plancher terrasse……..09

Fig. II-2 Plancher à corps creux……...09

Fig. II-3: Dimensions du corps creux …….....10

LISTE DES FIGURES

Fig. II-4: Composants d'un mur…….....11

Fig. II-5: Composants d'un poutres……12

Fig. II-6. :section réduite du poteau……15

Fig. II-7:shéma du poteau le plus sollicité…….....16

Fig. II-8: Coupe de voile en élévation……18

Fig. II-9 : disposition……..19

Fig. II-10 : schématisation de la poutrelle……..19

Fig. III-1: L'acrotère……21

Fig. III-2: Section de B.A à l'ELU……...22

Fig. III-3: Section de béton armé à l'ELS…….24

Fig. III-4: Ferraillage de l'acrotère……26

Fig. III-5 : disposition constructive des armatures de la table de compression ……....28

Fig. III-6-dimensionnements des poutrelles……..28

Fig. III-7 Poutrelle avant coulage…….28

Fig. III-7.1: choix de disposition des charges……29

Fig.III.8 Travée avec un seul étai au milieu……..30

Fig. III.9. Travée avec deux étais……...30

Fig. III.10. Travée avec trois

étais…….....31

Fig. III-10.1: Schéma statique de la poutrelle…….31

Fig. III-10.2: poutres à 2 travées…….32Fig. III-10.3: poutre à plus de 2travées……..33

Fig. III-10.4: poutre à plus de 3travées…….....33

Fig. III.11: Poutrelles à septe travées…….35

Fig. III.12: Poutrelles à quatre travées…….....35

Fig. III.13: Poutrelles à deux travées……35

Fig. III-14: Poutrelles à deux travées……36

Fig. III.15. Diagramme des moments à l'ELU…….....37

Fig. III.16. Diagramme des efforts tranchants à l'ELU…….....37

Fig. III.17. Diagramme des moments à l'ELS……37

Fig. III.18. Diagramme des efforts tranchants à l'ELS……38

Fig. III.19. Poutrelle à quatre travées……38

Fig. III.20. Diagramme des moments à l'ELU……..38

Fig. III.21. Diagramme des efforts tranchants à E.L.U…….39

Fig. III.22. Diagramme des moments à l'ELS……...39

Fig. III.23. Diagramme des efforts tranchants à E.L.S……..39

Fig. III.24. Poutrelle à septe travées…….40

Fig. III.25. Diagramme des moments à l'ELU……..40

Fig. III.26. Diagramme des efforts tranchants à E.L.U…….40

Fig. III.27. Diagramme des moments à l'ELS ……..41

Fig. III.28. Diagramme des efforts tranchants à E.L.S …….41

Fig. III.29. Diagramme des moments à l'ELU…….42

Fig. III.30. Diagramme des efforts tranchants àl'ELU……..42

Fig. III.31. Diagramme des moments à l'ELS……..43

Fig. III.32. Diagramme des efforts tranchants à l'ELS……..43

Fig. III.33. Poutrelle à quatre travées…….44

Fig. III.34. Diagramme des moments à l'ELU……..44

Fig. III.35. Diagramme des efforts tranchants àE.L.U…….44

.....

The using software is free version, you can upgrade it to the upgrade version.http://www.allofficetool.com

Fig. III.36. Diagramme des moments à l'ELS…….……45

Fig.III.37. Diagramme des efforts tranchants à E.L.S..…….....45

Fig. III.38. Poutrelle à septe travées…….……...46

Fig. III.39. Diagramme des moments à l'ELU…….……....46

Fig. III.40. Diagramme des efforts tranchants à E.L.U…….……....46

Fig. III.41. Diagramme des moments à l'ELS….……..……....47

Fig. III.42. Diagramme des efforts tranchants àE.L.S……...47

Fig. III-43 : les sections considérées pour le calcul des ferraillages. En travée ……...48

Fig. III-44 : ferraillage des poutrelles en zone d'appui (à gauche), en travée (à droite)……...56

Fig. III.45. Représentation d'un escalier……....57

Fig. III-46 : escalier a une seule volé…….58

Fig. III.47. Dimensions de l'escalier……..…58

Fig. III-48 : Schéma statique à l'E.L.U……..61

Fig. III-49 : Diagramme de moment l'E.L.U……61

Fig. III-50 : Diagramme d'effort tranchant l'E.L.U……..62

Fig. III-51 : Schéma statique à l'E.L.S……...62

Fig. III-52 : Diagramme de moment

l'E.L.S…….62

Fig. III-53 : Diagramme d'effort tranchant l'E.L.S……...63

Fig. III-54 : Dimensionnement de la poutre palière……..66

Fig. III-55 : Diagramme de moment l'E.L.U……67

Fig. III-56 : Diagramme d'effort tranchant l'E.L.U……..67

Fig. III-57 : Diagramme de moment à l'E.L.S……...68

Fig. III-58 : Diagramme d'effort tranchant l'E.L.S……...68

Fig. III-59 : ferraillage de la poutre palière……..72

Fig. III-60 : ferraillage de la poutre palière……..72

Fig. III-61 : coupe de la poutre palière en travée…….72

Fig. III-62 : dalle reposant sur deux appuis……..74

Fig. III-63 : Représentation de lignes de rupture……74

Fig. III-64 : Représentation de la flèche…….75

Fig. VI-1 : Vue de la structure en 3D……..79

Fig.VI-2 : Disposition des voiles(sous sol)…….81

Fig.VI-3 : Disposition des voiles (Etage courant)……...81

Fig.VI-4 : Inerties des voiles et des

poteaux……..84

Fig.VI-5 : le plancher rigide……87

Fig.VI-6 : Spectre de réponse……..89

Fig. VI-7 :1er mode translation suivant X……90

Fig. VI-8 : 2eme mode translation suivant Y……...91

Fig. VI-9 : Rotation autour de l'axe Z……..91

Fig. IV-10 : Les forces agissent sur la stabilité au renversement…….96

Fig. IV-11 : Distribution des forces sismiques…….97

Fig. IV-12 : Concentration des forces sismique sous étages suivant X……98

Fig. IV-13 : Concentration des forces sismique sous étages suivant Y……98

Fig. V-1 : Ferraillage des poutres principales de l'intermédiaire et les étages courants……...110

Fig. V-2 : Ferraillage des poutres principales de l'intermédiaire du sous sol…….111

Fig. V-3 : Ferraillage des poutres principales de l'intermédiaire de terrasse……..111

Fig. V-4 : Ferraillage des poutres principales de rive de 1er étage courant et RDC……...111

Fig. V-5 : Ferraillage des poutres secondaires de rive et l'intermédiaire de RDC et l'étages courants……112

Fig. V-6 : Ferraillage des poutres secondaires de l'intermédiaire et de rive du sous sol……...112

Fig. V-7 : Ferraillage des poutres secondaires de rive du terrasse……..112

Fig. V-8 : ferraillage des poteaux (45x45)……..120

Fig. V-9 : ferraillage des poteaux (40x40)……..120

Fig. V-10 : ferraillage des poteaux (35x35)……120

Fig. V-11 : ferraillage des poteaux (30x30)……120

Fig. V-12 : disposition des armatures verticales dans les voiles…….124

Fig. V-13 : disposition des armateurs transversaux (épingles)……...128

Fig. V-14 : Moments et efforts tranchants dans les linteaux……...133

Fig. V-15 : Armatures du linteau selon le RPA 99……..134

Fig. V-16 : Disposition des armatures dans les voiles avec ouverture…….……...137

Fig. V-17 : Disposition des armatures dans les voiles V1d'épaisseur 15 cm …….137

SOMMAIRE

Résumé
Remerciements
Dédicace
Liste des figures
Liste des tableaux

Introduction générale

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage

I.1. Généralités.....
01

I.2. Caractéristiques géométriques des matériaux.....
01

I.2.1Dimensions en plan du bâtiment.....
01

I.2.2. Dimensions en élévation du bâtiment.....
01

I.3. Système de contreventement.....
01

I.4. Plancher .....
01

I.5.Maçonnerie .....
01

I.6. revêtements .....
01

I.7. L'acrotère .....
01

I.8. Les escaliers .....
02

I.9.L'infrastructure
.....02

I.10Caractéristiques mécaniques des matériaux.....
02

I.10.1.le béton..... …..
02

I.11Acier.....
03

Chapitre II : Prédimentionnement

II.1.Introduction .....
07

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

II.2.1 Plancher à corps
creux.....07

II.2.2 Les dalles pleines..... .....
08

II.3.Evaluation des charges et surcharges .....
08

II.3.1.plancher terrasse .....
09

II.3.1. a-charges permanentes .....
09

II.3.1. b-surcharges d'exploitation.....
09

II.3.2. Plancher courant .....
09

II.3.2. a-Charges permanentes.....
09

II.3.3. Dalle pleine.....
10

II .3.3.a. Terrasse.....
10

II.3.3.b.Etage courant.....
10

II.3.3.c surcharges d'exploitation..... .....
11

II.3.4. MAÇONNERIE ....
11

II.3.4.a-Murs extérieurs (doubles-cloisons).....
11

II.3.4.b-Murs intérieurs (simples-cloisons).....
11

II.4. Pré dimensionnement des poutres.....
12

II.4.1-Vérification vis-à-vis du RPA99 version 2003.....
12

II.4.2. Les poutres principales.....
13

II.4.2.a-Vérification selon le R .P.A 99 version 2003.....
13

II.4.3-Poutres secondaires .....
13

II.4.3.a-Vérification selon le R .P.A 99 version 2003 .....
13

II.5.Les Poteaux.....
13

II.5.1-Etapes de pré dimensionnement .....
13

II.5.2- calcul de l'effort $\overline{Nu}$ ....
15

II.5.3-Descente de charge.....
15

II.5.4.a - surcharge d'exploitation.....
16

II.5.4.b- Vérification vis-à-vis du RPA 99.version 2003.....
17

II.6. Pré dimensionnement des voiles……
18

II.7.Les poutrelles …….....
.19

II.7.1. avant
coulage 19

Chapitre III : Calcul les éléments secondaire

III.1. L’acrotère. ....
.....21

III.1. 1. Introduction.....
21

III.1. 2. Principe de calcul.....
21

III.1.3. Évaluation des charges et
urcharges.....21

III.1.4. Détermination des
efforts 21

III.1.5. Calcul de ferraillage .....
22

III.1.5. a) E.L.U. .....
22

III.1.5. b) Vérification à l'E.L.S.....
….....23

III. 1.6. Vérification de l'effort tranchant.....
25

III. 1.7. Vérification de l'acrotère au
séisme.....26

III.2. Planchers à corps
creux.....27

III.2.1. La dalle de
compression 27

III.2.2. Les
poutrelles.....28

III.2.2.1 Dimensionnement des poutrelles.....28

III.2.2.2. Evaluation des charges et surcharges.....28

III.2.2.3. Calcul des étaiements 29

III.2.2.4. Méthode de calcul.....32

III.2.2.2 Evaluation des charges et surcharges.....35

III.2.3.2.B. Récapitulations.....48

III.2.3.2.C. Calcul du ferraillage.....48

III.2.3.2.D. Vérification au cisaillement 50

III.2.3.2.A. Vérifications préliminaires de la flèche.....51

III.2.3.2.B. Récapitulations.....51

III.2.2.2.C. Calcul du ferraillage..... 52

.....

SOMMAIRE

Résumé
Remerciements
Dédicace
Liste des figures
Liste des tableaux

Introduction générale

Chapitre I : Présentation de l’ouvrage

I.1. Généralités.....
01

I.2. Caractéristiques géométriques des matériaux.....
01

I.2.1Dimensions en plan du bâtiment.....
01

I.2.2. Dimensions en élévation du bâtiment.....
01

I.3. Système de contreventement.....
01

I.4. Plancher .....
01

I.5.Maçonnerie .....
01

I.6. revêtements .....
01

I.7. L’acrotère .....
01

I.8. Les escaliers .....
02

I.9.L’infrastructure
.....02

I.10Caractéristiques mécaniques des matériaux.....
02

I.10.1.le béton..... …..
02

I.11Acier.....
03

Chapitre II : Prédimentionnement

II.1.Introduction .....
07

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

II.2.1 Plancher à corps creux.....07 II.2.2 Les dalles pleines..... 08

II.3.Evaluation des charges et surcharges 08

II.3.1.plancher terrasse 09

II.3.1. a-charges permanentes 09

II.3.1. b-surcharges d'exploitation..... 09

II.3.2. Plancher courant 09

II.3.2. a-Charges permanentes..... 09

II.3.3. Dalle pleine..... 10

II .3.3.a. Terrasse..... 10

II.3.3.b.Etage courant..... 10

II.3.3.c surcharges d'exploitation..... 11

II.3.4. MAÇONNERIE 11

II.3.4.a-Murs extérieurs (doubles-cloisons)..... 11

II.3.4.b-Murs intérieurs (simples-cloisons)..... 11

II.4. Pré dimensionnement des poutres..... 12

II.4.1-Vérification vis-à-vis du RPA99 version 2003.....
12

II.4.2. Les poutres principales.....
13

II.4.2.a-Vérification selon le R .P.A 99 version 2003.....
13

II.4.3-Poutres secondaires .....
13

II.4.3.a-Vérification selon le R .P.A 99 version 2003 .....
13

II.5.Les Poteaux.....
13

II.5.1-Etapes de pré dimensionnement .....
13

II.5.2- calcul de l'effort $\overline{Nu}$ ....
15

II.5.3-Descente de charge.....
15

II.5.4.a - surcharge d'exploitation.....
16

II.5.4.b- Vérification vis-à-vis du RPA 99.version 2003.....
17

II.6. Pré dimensionnement des voiles……
18 II.7.Les poutrelles …….....
.19

II.7.1. avant
coulage 19

Chapitre III : Calcul les éléments secondaire

III.1. L'acrotère. ....
.....21

III.1. 1. Introduction.....
21

III.1. 2. Principe de calcul.....
21

III.1.3. Évaluation des charges et
urcharges.....21

III.1.4. Détermination des
efforts 21

III.1.5. Calcul de ferraillage .....
22

III.1.5. a) E.L.U. .....
22

III.1.5. b) Vérification à l'E.L.S.....
….....23

III. 1.6. Vérification de l'effort tranchant.....
25

III. 1.7. Vérification de l'acrotère au
séisme.....26

III.2. Planchers à corps
creux.....27

III.2.1. La dalle de
compression 27

III.2.2. Les
poutrelles.....28

III.2.2.1 Dimensionnement des
poutrelles.....28

III.2.2.2. Evaluation des charges et
surcharges.....28

III.2.2.3. Calcul des
étaiements 29

III.2.2.4. Méthode de
calcul.....32

III.2.2.2 Evaluation des charges et
surcharges.....35

III.2.3.2.B.
Récapitulations.....48

III.2.3.2.C. Calcul du ferraillage.....48

III.2.3.2.D. Vérification au cisaillement 50

III.2.3.2.A. Vérifications préliminaires de la flèche.....51

III.2.3.2.B. Récapitulations.....51

III.2.2.2.C. Calcul du ferraillage..... 52 III.2.3.2.C. Vérification au cisaillement.....53

III.2.2.2.e. Vérifications préliminaires de la flèche.....54

III.2.2.2.F. Évaluation détaillée de la flèche.....54

III.3. les escaliers.. 57

III.3.1. Introduction 57

III.3.2. Définition des éléments d’un escalier 57

III.3.2. Dimensionnement..... 58

III.3.3.1. Prédimensionnement.....58

III.3.3.2.A. Charges permanentes.....60

III.3.3.3. Détermination des efforts..... 60

III.3.3.3.A. A l'E.L.U.....61

III.3.3.3.B. A l'E.L.S.....62

III.3.3.4 Ferraillage des escaliers.....63

III.3.3.4.A. Condition de non fragilité.....63

III.3.3.4.B. Les armatures de répartition.....64

III.3.3.4.C. Vérification de l'espacement.....64

III.3.3.4.D. Vérification de l'effort tranchant.....64

III.3.3.4.F. Vérification de la flèche.....65

III.3.4.Calcul de la poutre palière 66

III.3.6.2. Evaluation des charges 66

III.3.6.3. Calcul des efforts 67

III.3.6.4. Ferraillage de la poutre palière.....68

III.3.6.4.A. Condition de non fragilité.....68

III.3.6.4. B. Vérification de l'effort tranchant.....69

III.3.6.4.C. Vérification de compression dans la bielle de béton.....69

III.3.6.4.D. Vérification au voisinage de l'appui.....69

III.3.6.4.E. Armatures transversales.....69

.....

The using software is free version, you can upgrade it to the upgrade version.http://www.allofficetool.com

III.3.6.4.E.1. Vérification du R.P.A 99.....70

III.3.6.4.F. Vérification à l'E.L.S.....71

III.3.6.4.G. Vérifications préliminaires de la flèche 71

III.4. Calcul des dalles pleines 72

III.4.1. Définition..... 73

III.4.2. Méthode de calcul.....73

III.4.2.1. Principe de calcul.....73

III.4.3. Position des lignes de rupture.....74

III.4.3. 1. Cas d'une dalle reposant sur 2 appuis 74

Chapitre IV : Etude dynamique

IV.1. Introduction 79

IV.2. Caractéristiques géométriques de la structure 80

IV.2.a.2. Centre de torsion 82

IV.2.3. Excentricité 85

IV.2.3.1. Excentricité théorique (statique)..... 85

IV.2.3.2. Excentricité accidentelle..... 86

IV.2.3.3. Effets de la torsion accidentelle.....86

IV. 3. Choix de la méthode de calcul 87

IV. 3 .1. Introduction : 87

IV.3.2. Méthode dynamique modale spectrale.....87

IV.3.2.1. Principe 87

IV.3.2.2. Modélisation : ►► [Art 4.3.2] ◄◄ RPA2003.....87

IV.3.2.3. Le spectre de réponse de calcul.....88

IV.4. Résultats de l'analyse dynamique 90

IV.4.1. Vérification de comportement 90

IV. 4.2. Vérification de participation massique.....92

IV. 2.c.3. Vérification des périodes 92

IV. 4.3. Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul 93

IV. 4.4. Vérification de la stabilité au renversement.....94

IV. 4.5.1. Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur ……...95

IV. 4.5.2. Moment de renversement 97

IV. 4.5. 3. Moment stabilisant 98

IV. 4.6. Vérification vis à vis de l'effet P-Δ 99

IV. 4.7. Vérification de cisaillement 100

IV. 4.8. Vérification de l'effort normal réduit 102

IV. 4Justification du coefficient de comportement R - RPA version 2003 ►► [Art 3.5] ◄◄102 102

IV. 4.a. Suivant X.....102

IV. 4.b. Suivant Y.....103

Chapitre V : Ferraillage des éléments résistants

V.1. Introduction 104

V.2. Ferraillage des éléments résistant 104

V.2.1. Ferraillage longitudinal des poutres 104

V.2.1.1. Ferraillage longitudinal des poutres principales 105

V.2.1.2. Ferraillage longitudinal des poutres secondaires 106

V.2.1.3. Calcul des armatures transversales des poutres.....108

V.2.1.4. Vérification de la flèche des poutres 110

V.2.2. Ferraillage des poteaux.....114

V.2.2.1. Etat limite ultime de stabilité de forme.....114

V.2.2.2. Recommandations des règlements:.....
.....115

V.2.2.3. Détermination des sections d'acier:.....116

V.2.2.5. Vérification des contraintes à l'E.L.S.....117

V.2.2.6. Justification des poteaux vis-à-vis l'effort anchant.....119

V.2.2.7. Armatures transversales.....120

V.2. 3. Ferraillage des voiles 121

V.2.3.1. Les voiles pleins :.....121

V.2.3.2.Voiles avec files d'ouvertures 122

V.2.3.2.a. Les trumeaux .....
.....122

V.2.3.2.b. Les linteaux .....
.....122

V.2.3.3. Méthode de calcul.....123

V.2.3.4. Recommandations réglementaires 123

V.2.3.4.a. Armatures verticales 123

V.2.3.4.b. Armatures horizontales ..... .123

V.2.3.4.c. Armatures transversales :.....
.....127

V.2.3.5. Recommandations pour les voiles et les trumeaux 124

V.2.3.3. les voiles pleins 124

V.2.3.3.1.les armatures verticale 124

V.2.3.3.2. Calcul des armateurs horizontaux : 128

V.2.3.3.3. Armatures transversales 129

V.2.3.4. les voile avec ouverture 130

V.2.3.4.1.les trumeaux 130

V.2.3.4.2.les linteaux 133

V.2.3.5.Calcule de fer V.2.3.5.2.Les armateurs transversaux……137

V.2.3.5.Calcule de ferraillage Suivant l'axe Y 137

V.2.3.5.1.Les armateurs longitudinaux 137

V.2.3.5.2.Les armateurs transversaux 138

Chapitre V : Calcul de l'infrastructure

VI.1.2. Reconnaissance du sol ……..135

VI.1.2.a. Nature de la couche de fondation ……..135

VI.1.2.b. Fondation des ouvrages ……135

VI.1.2.c. Stabilité du site……135

VI.1.3. Recommandations……..135

VI.1.4. Fonctions assurées par les fondations……135

VI.1.5. Classification des fondations …….135

VI.2. Calcul des fondations……..……..135

VI.2.1. Dimensionnement des semelles isolées: …….…….155

VI.2.2. Vérification du chevauchement entre les semelles isolées: …….…… …...156

VI.2.1. Semelles filantes sous voile et poteaux : …….……157

VI.2.3. Semelles filantes sous poteaux : …….…….159

VI.3.4. B. Vérification de la stabilité au renversement…….……164

VI.4.1.3. Ferraillage Longitudinalement : «La poutre de libage »….. …….……165

VI.4.1.3.a. Dimensionnement : ……165

VI.6. Les longrines…….. 167

VI.6.1. Redimensionnement ……167

VI.6.2. Sollicitations …….……...167

VI.6.3.a. A l'état limite ultime ……..……168

VI.6.3.b. condition de non fragilité……..…… 168

VI.6.3.c. vérification des contraintes à l'ELS..…… 168

VI.6.3.d. Armatures inversables..……..168

VI.3. Etude du voile périphérique [1] ►► [Art 10.1.2] ◄◄……...169

VI.3.2. Ferraillage des voiles périphériques ……...169

.....

NOTATION

Majuscules romaines :

A : Section d'acier tendu.

A' : Section d'acier comprimé.

Amax, Amin :Section d'acier maximale et minimale

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

Aver: Section d'armatures verticales.

Ah: Section d' d'armatures horizontales.

Ac: Section d'armatures en partie courante (armatures de peau.)

AD: Section d'armatures diagonales.

B : Aire du béton.

Br. : Section réduite du béton d'un poteau.

Bt: Section de la partie tendue.

Lt: Largeur de la section tendue.

Mt: Masse torsionnelle.

E.L.S : Etat Limite de Service.

E.L.U : Etat Limite Ultime.

Ev: Module de déformation longitudinale différée du béton.

Ei: Module de déformation longitudinale instantanée du béton.

Es: Module de déformation longitudinale de l'acier.

I : Moment d'inertie.

Ie: Moment d'inertie équivalent.

M : Moment fléchissant.

Mt: Moment fléchissant en travée d'une poutre.

Ma: Moment fléchissant en appui d'une poutre.

.....

The using software is free version, you can upgrade it to the upgrade version.http://www.allofficetool.com

Mu: Moment fléchissant à l'E.L.U.

Mser: Moment fléchissant à l'E.L.S '

N : Effort normal.

Nser: Effort normal de service.

NU: Effort normal ultime.

TU: Effort tranchant ultime.

G : Charge permanente.

Q : Charge d'exploitation.

E : Charge sismique.

Minuscules romaines :

h: Hauteur de la section du béton.

b : Largeur de la section du béton.

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

c, c' : Enrobage supérieur et inférieur.

d : Hauteur utile d'une section.

f : Flèche.

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

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

fe: Limite d'élasticité de l'acier.

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

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

i : Rayon de giration.

If: Longueur de flambement,

St: Espacement de cours d'armature transversale.

Sh: Espacement de cours d'armature horizontale.

Sv: Espacement des armatures verticales.

Majuscules grecques :

Δ : Variation.

∑ : sommation.

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

W : poids.

Minuscules grecques :

α: Angle.

γ : Coefficient de sécurité.

ε: Déformation relative.

η: Coefficient de fissuration.

λ::Élancement mécanique.

μ: Coefficient de frottement.

ν: Coefficient de POISSON.

ρ : Rapport de deux dimensions

σ : Contrainte normale.

τ : Contrainte tangentielle.

δ: Déplacement d'un niveau.

Autres notations :

A.N : Axe neutre.

C.V : Condition vérifiée.

C.N.V : Condition non vérifiée.

ملخص

هذا المشروع هو عبارة عن دراسة وتصميم وبناء، استخدام السكني والتجاري (SS + DRC +5) تم زرعها في بني سليمان، وتصنف هذه المنطقة كمنطقة زلزالية متوسطة.

يتم ضمان مقاومة هيكل للأحمال الأفقية والعمودية نظام العملاقة استعدت بواسطة الأشرعة.

التحجيم وتم إعداد تصميم تعزيز كل عناصر المقاومة وفقا (CBA93، وإصدار RPA99 2003.)

وأجري المسح الزلزالي وفقا للطريقة عددية تعتمد على طريقة العناصر المحددة من خلال برنامج "SAP2000 النسخة 16."

أخيرا، درسنا البنية التحتية .

Résumé

Ce projet est une étude et conception d'un bâtiment, à usage habitation et commercial (RDC+5+Sous-sol) qu'étais implanté à Béni Slimane, cette région est classée dans la zone de moyenne sismicité IIa.

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

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

L'étude sismique a été menée suivant la méthode numérique basée sur la méthode des éléments finis moyennant le logiciel « SAP2000 version 16 ».

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

Abstract

This project is a study and design of a building to residential use and commercial (DRC +5 + Basement) What was implanted in Beni Slimane, this area is classified as zone IIa medium seismicity.

The resistance of the structure to horizontal and vertical loads is provided by a system gantry braced by sails.

Sizing and design of reinforcement of all resistance elements have been established accordance with Algerian regulations (CBA93 and RPA99 version 2003).

The seismic survey was conducted following the numerical method based on the method of finite elements through the "SAP2000 Version 16" software.

Finally, we studied the infrastructure calculating foundations.

The using software is free version, you can upgrade it to the upgrade version.http://www.allofficetool.com

Introduction générale

Ce projet est une conception et étude d'une structures a usage (habitation+commerciale) contient (sous-sol+RDC al usage commercial + 5 étages à usage d'habitation),Dans le cadre de la construction de 40 logements LSP+commerceA Bénie Slimane, wilaya de Médéa, cette région est classée dans la zone de moyenne sismicité IIa.

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

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

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

Dans le cadre de ce projet de fin d'études, nous avons procédé à l'étude de la structure porteuse d'un bâtiment implanté à «Béni Slimane» wilaya de MEDEA. Notre bloc comportant un sous-sol et un rez-de-chaussée destiné à usage commercial et cinq étages à usage d'habitation.

Le premier chapitre comporte une présentation de l'ouvrage et ces dimensions. Le deuxième 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.

Le quatrième chapitre est axé sur l'étude dynamique de la structure moyennant le logiciel de calcul des structures « SAP 2000 », on présente d'abord : les différentes caractéristiques géométriques de la structure qui interviennent dans la réponse dynamique. Les résultats ainsi obtenus (efforts maximums) servent au calcul du

ferraillage des éléments résistants (portiques et voiles). Ce dernier fait l'objectif du cinquième chapitre. Finalement, le bloc a été fondé conformément au rapport du sol.

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

.....

Introduction générale

Ce projet est une conception et étude d'une structures a usage (habitation+commerciale) contient (sous-sol+RDC al usage commercial + 5 étages à usage d'habitation),Dans le cadre de la construction de 40 logements LSP+commerceA Bénie Slimane, wilaya de Médéa, cette région est classée dans la zone de moyenne sismicité IIa.

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

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

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

Dans le cadre de ce projet de fin d'études, nous avons procédé à l'étude de la structure porteuse d'un bâtiment implanté à «Béni Slimane» wilaya de MEDEA. Notre bloc comportant un sous-sol et un rez-de-chaussée destiné à usage commercial et cinq étages à usage d'habitation.

Le premier chapitre comporte une présentation de l'ouvrage et ces dimensions. Le deuxième 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.

Le quatrième chapitre est axé sur l'étude dynamique de la structure moyennant le logiciel de calcul des structures « SAP 2000 », on présente d'abord : les différentes caractéristiques géométriques de la structure qui interviennent dans la réponse dynamique. Les résultats ainsi obtenus (efforts maximums) servent au calcul du ferraillage des éléments résistants (portiques et voiles). Ce dernier fait l'objectif du cinquième chapitre. Finalement, le bloc a été fondé conformément au rapport du sol.

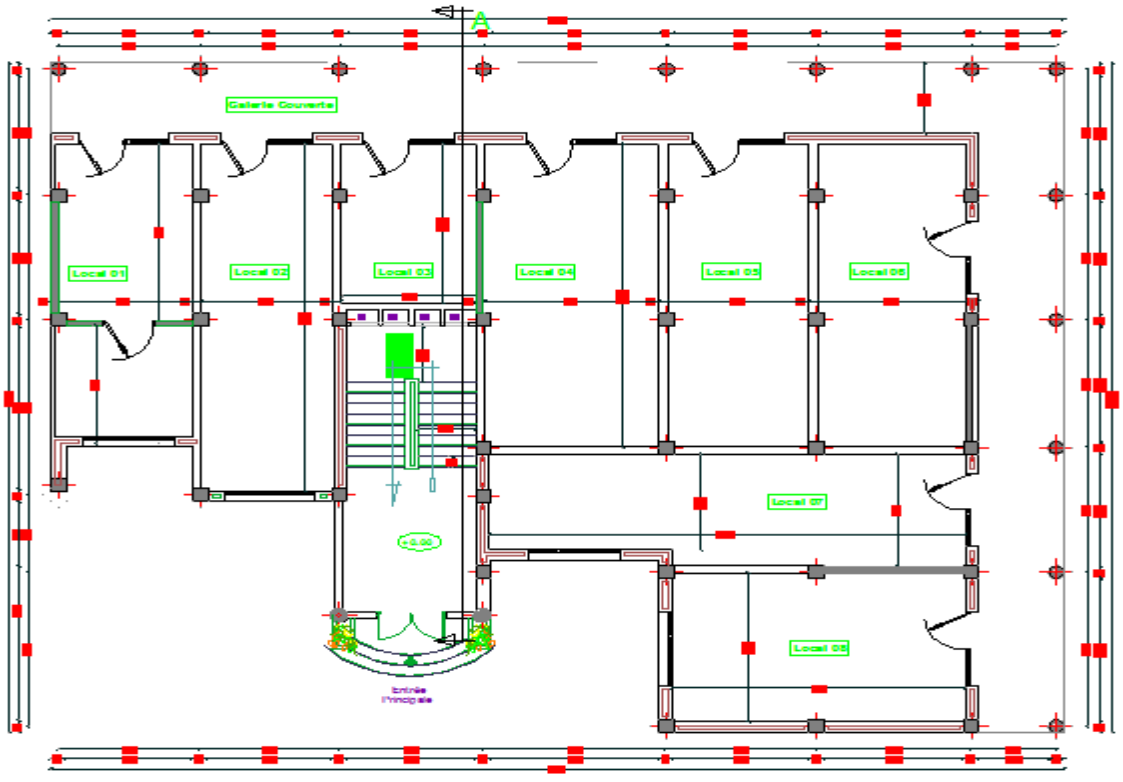
A la fin, on terminera notre travail avec une conclusion générale.



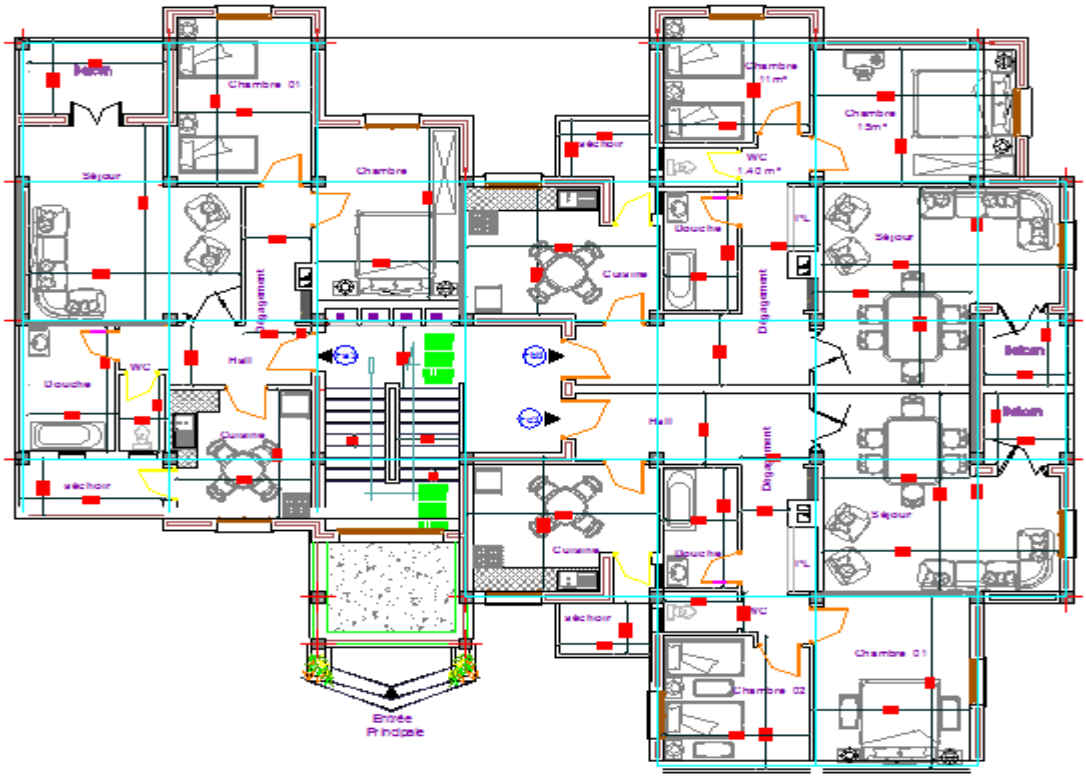
Facade Latérale

.....

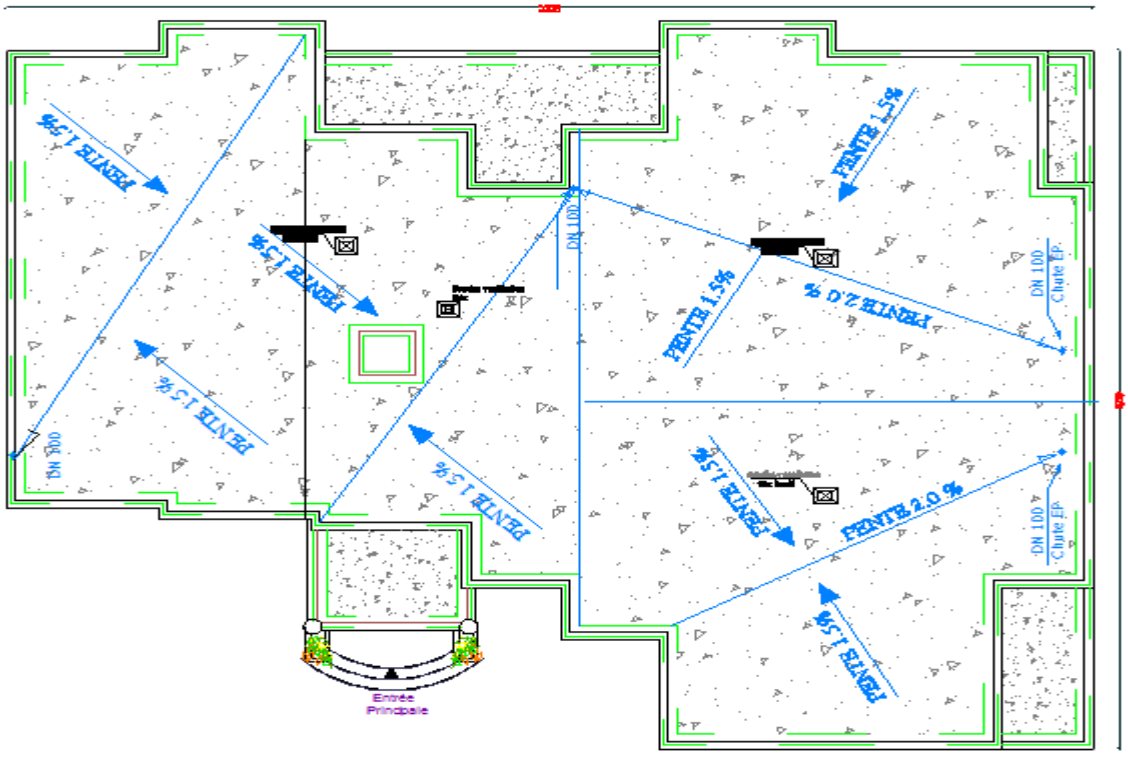
The using software is free version, you can upgrade it to the upgrade version.http://www.allofficetool.com



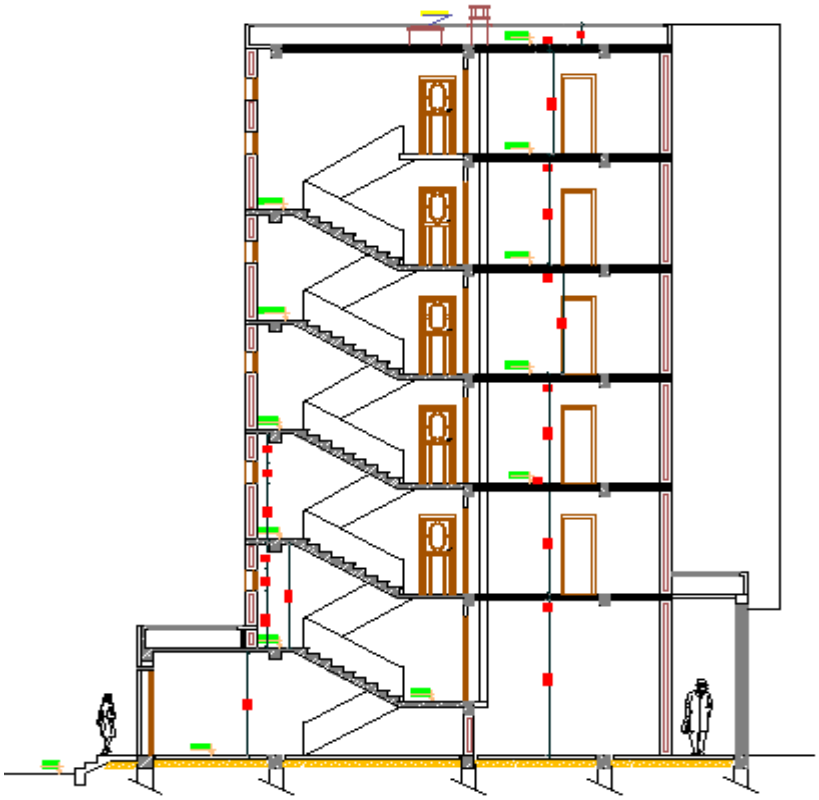
PLAN DE RDC



PLAN ETAGE COURANT



PLAN TERASSE



COUPE A-A

I.1 Généralités :

Le présent projet consiste à étudier et à calculer les éléments résistants d'un bâtiment comportant (Sous Sol + Rez-de chaussée + 5 Etages+) à usage multiple. L'ouvrage étudié sera implanté à Béni Slimane, classé selon les règles parasismiques algériennes (RPA99 version 2003) comme une zone de moyenne sismicité (zone IIa), notre étude sera conforme aux exigences des règles CBA 93 et aux règles parasismiques RPA99 version2003.

I.2. Caractéristiques géométriques des matériaux :

I.2.1. Dimensions en plan du bâtiment :

Longueur totale de bâtiment : **23,25m**

Largeur totale du bâtiment : **19,10m**

I.2.2. Dimensions en élévation du bâtiment :

- Hauteur du sous-sol : **4,59 m**
- Hauteur du rez-de-chaussée : **4,59 m**
- Hauteur de l'étage : **3,06 m;**
- Hauteur totale du bâtiment : **24,48m+0,6m**

I.3. Système de contreventement :

Le système de contreventement adopté pour notre projet est celui des portiques auto-stables en béton armé contreventés par des voiles.

I.4. Les plancher :

Les planchers étant considérés comme des diaphragmes rigides d'épaisseur relativement faible par rapport aux autres dimensions de la structure, dont le rôle est de résister aux charges verticales et les transmettre aux éléments porteurs de la structure, ils ont également un rôle d'isolation thermique et phonique.

Notre bâtiment comporte un type de plancher c'est le plancher à corps creux avec quelques panneaux en dalle pleine

I.5.La maçonnerie :

La maçonnerie du bâtiment sera exécutée en briques creuses

Murs extérieurs (double cloison) : deux (02) cloisons en briques creuses de 10cm d'épaisseurs séparées par une lame d'air de 5cm,

Murs intérieurs (simple cloison) : sont des cloisons de séparations de 10 cm d'épaisseur.

I.6. Les revêtements :

Les revêtements de la structure sont constitués par :

- Carrelage de 2cm pour les étage ; les halls et les escaliers
- Céramique recouvrant tous les murs dans les salles d'eau
- Enduit de plâtre pour les murs intérieurs et les plafonds
- Mortier de ciment pour crépissage des façades extérieures

I.7. L'acrotère :

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

I.8. Les escaliers :

La circulation entre les étages de notre bâtiment est assurée par un seul type d'escaliers : escaliers droit à deux volées.

I.9.L'infrastructure :

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

I.10.Caractéristiques mécaniques des matériaux :

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

I.10.1.Le béton :

Le ciment utilisé est le CPJ / CEM II 42,5 (ciment portland avec ajouts classe 42,5) pour un dosage de 350 kg /m³de ciment, on utilise à titre indicatif 175 L d'eau, 400L de sable et 800 L de gravillons donnant une résistance **fc28= 25MPA.**

a) . Résistance du béton :

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

a.1.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 (Ø= 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 :

$$f_{cj}=\frac{j}{4.76+0.83j}\times f_{c28}$$ **Pour** : fc28 ≤ 40MPA

$$f_{cj}=\frac{j}{1.4+0.95j}\times f_{c28}$$ **Pour** : fc28 > 40MPA

a.2. 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 fendage ;
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 : $ftj = 0{,}6 + 0{,}06fcj$ Avec : ***f***cj et ***f***tj en MPA

I.11.L'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.

A. Types d'acier :

Les aciers utilisés sont résumés dans le tableau suivant :

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

Nature	**Utilisation**	**Nuance**	**Diamètre (mm)**	**Fe (MPa)**
Rond lisse	**Armatures transversales**	**FeE 235**	**Ø6 etØ8**	**235**

Barre à haute adhérence	**Armatures longitudinales**	**FeE 400**	**HA≥8**	**400**
Treillis soudé	**Table de compression**	**TLE 520**	**0≤Ø≤6**	**520**

.....

The using software is free version, you can upgrade it to the upgrade version.http://www.allofficetool.com

B. 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 :

$Es = 2.10^5 MPa$ ……Art.2.2.1. [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.

Principe de calcul du CBA 93 :

Il existe deux états limites :

Etat limite ultime (E.L.U) basé sur:	**Etat limite de service (E.L.S) basé sur**
1- Equilibre statique du béton	1- La compression du béton
2-L'ouverture des fissures	2-L'ouverture des fissures
3-La stabilité de forme	3-La déformation

E.L.U de résistance :

1. Contrainte du béton en compression :

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

$$\overline{\sigma_{bc}} = \frac{0,85 f_{cj}}{\theta \gamma_b}$$

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 2 heures ;

Θ =0,85 Lorsqu'elle est inférieure à 1 heure ;

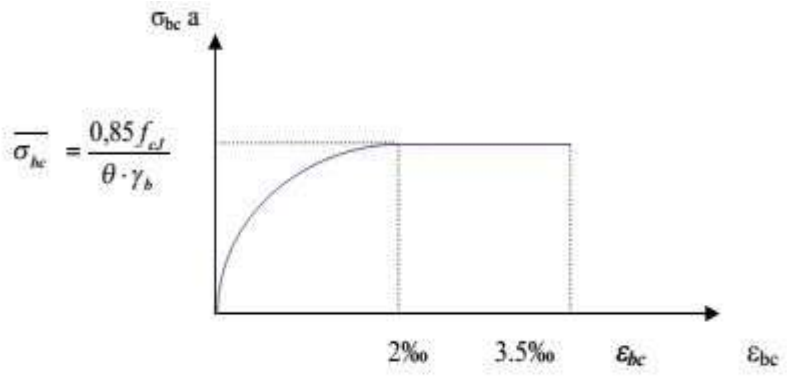


Fig. I.1 : Diagramme contrainte déformation du béton

2. Contrainte ultime de cisaillement :

La contrainte ultime de cisaillement est donnée par

Fissuration peu nuisible *:*

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

Fissuration préjudiciable ou très-préjudiciable :

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

3. Contrainte limite de l'acier:

A L'E. L.U, la contrainte limite de l'acier est:

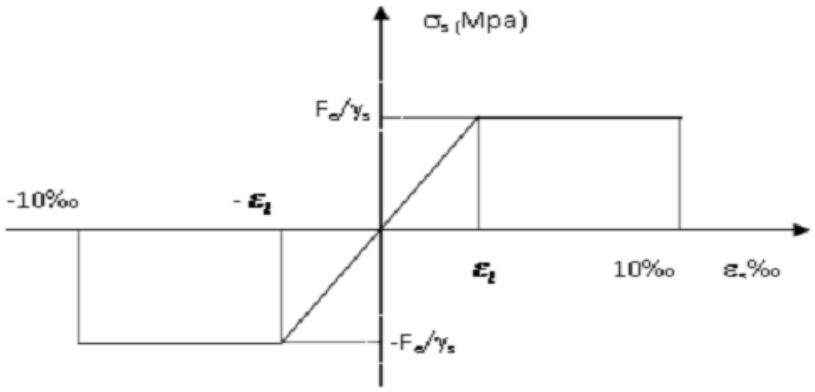


Fig. I.2. Diagramme contraintes –déformations de l'acier

Avec : $\overline{\sigma_s} = \frac{f_e}{\gamma_s}$

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

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

ɣs : Coefficient de sécurité

$$\gamma_s = \begin{cases} 1.15 & \text{situation durable} \\ 1 & \text{situation accidentelle} \end{cases}$$

$$\varepsilon_s = \text{sFe}/\gamma_s . E_s$$

ε_s : Allongement ou raccourcissement de l'acier $\varepsilon_s = \Delta L / L$

ε_L : Allongement ou raccourcissement limite

A l'E.L.S :

a. E.L.S de compression de béton :

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

A l'état limite de service, σb doit être inférieure à $\bar{\sigma} b$

b. E.L.S de contrainte limite de l'acier:

Contrainte limite de l'acier :

Fissuration peu nuisible : Aucune vérification à effectuer

Fissuration préjudiciable :

$$\overline{\sigma_s} = Min\left[2f_e/3;110\sqrt{\eta f_{tj}}\right] \text{ [MPa]}$$

Fissuration très préjudiciable:

$$\overline{\sigma_s} = Min\left[f_e/2;90\sqrt{\eta f_{tj}}\right] \quad \text{[MPa]}$$

Avec :

η: Coefficient de fissuration tel que :

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

Conclusion : Pour notre projet, les valeurs standard à utiliser sont :

f_{c28}=25 MPa

f_{t28}=2.1MPa

E_{i28}=32164.2 MPa

E_{v28} =10819 MPa

σ_{bc} → **14.2 MPa : situation durable**

σ_{bc} → **18.48 MPa : situation accidentelle**

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

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

FeE400 , fe=400 MPa : Pour les armatures longitudinales

FeE235, fe=235 MPa : Pour les armatures transversales

$\bar{\sigma}s = 202MPa$: *Fissuration préjudiciable pour les H.A*

II.1. Introduction :

Le but du Prédimensionnement est de définir les dimensions des différents éléments de la structure. Ces dimensions sont choisies selon les préconisations du RPA99 Version2003 et du CBA93. Les résultats obtenus ne sont pas définitifs, ils peuvent être modifiés après vérifications dans la phase de calcul.

II .2. Pré dimensionnement des planchers :

II.2.1. Plancher à corps creux

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

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

Pour notre bâtiment, deux types de planchers sont utilisés :

- Plancher à corps creux.
- Dalle pleine.

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

- Ls20 ht r Ll25 ……..[1]

Avec :

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

¨ Pour le cas de notre structure, nous avons : L = 4,20m.

- 420 20 s ht u 420n25 ⇒ 21 cm ≥ ht ≥ 16.8 cm.

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

telle que : $h_t = d + e$

d= 16cm (hauteur de corps creux).

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

Donc **h_t = (16 + 4) cm**.

II .2.2. Les dalles pleines :

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

i) Critère de résistance :

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

$$(Lx/50) \leq ep \leq (L\ x\ /40)$$

- dalle reposant sur deux appuis :

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

où : ep : épaisseur de la dalle. L : la plus grande portée mesurée entre nu.

ii)**Sécurité contre l'incendie :**

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

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

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

- Critère de résistance $210/35 \leq ep \leq 210/30 \Rightarrow 6 \leq ep \leq 7$
- La sécurité contre l'incendie : ep = 11cm
- Condition d'isolation acoustique : ep = 15 cm

➢ **Conclusion :**

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

Condition de la flèche :

Si L ≤ 5m $\Rightarrow f \leq \frac{L}{500}$. [1] Si L > 5m $\Rightarrow f \leq \frac{L}{1000} + 0{,}05$

II.3- EVALUATION DES CHARGES ET SURCHARGES :

II.3.1-plancher terrasse

II.3.1.a-charges permanentes

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

N^0	composants	Epaisseur(m)	Poids volumique (kN/m^3)	Poids surfacique (kN/m^2)
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	**Liége (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**

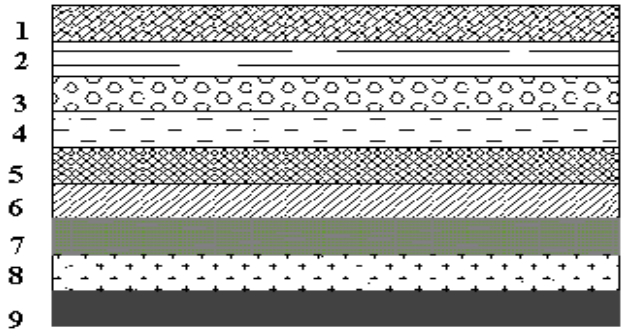


Fig. II-1: Composants d'un plancher terrasse

II.3.1.b-surcharges d'exploitation

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

II.3.2- Plancher courant

II.3.2.a-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**

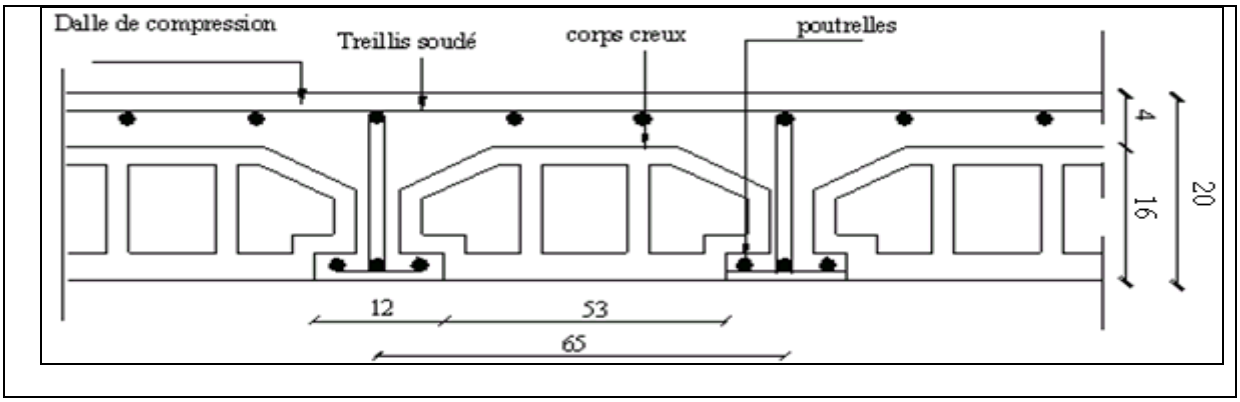


Fig. II-2 Plancher à corps creux

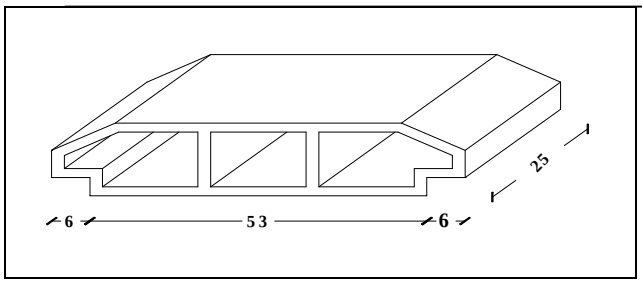


Fig. II-3: Dimensions du corps creux

II.3.3. Dalle pleine :

II .3.3.a. Terrasse :

Tableau II-3- charges permanentes du Dalle pleine Terrasse

N	Composants	Épaisseur (m)	Poids surfacique (kN/m²)
1	**Gravillon roulé (25/40)**	0,05	1,00
2	**Etanchéité multicouche**	0,02	0,12
3	**Papier Kraft**	-	0,05
4	**Forme de pente**	0,15	3,3
5	**Film polyane**	-	0,01
6	**Liège (isolant thermique)**	0,04	0,16
7	**Pare vapeur**	0,01	0,02
8	**Dalle pleine**	0,1	2,5
9	**Enduit de ciment**	0,2	0,36
		G	7,52

II.3.3.b.Etage courant :

Tableau II-4- charges permanentes du Dalle pleine Etage courant

N	Composants	Épaisseur (m)	Poids surfacique (kN/m²)
1	**Carrelage**	0,02	0,44
2	**Mortier de pose**	0,04	0,4
3	**Lit de sable**	0,03	0,54
4	**Etanchéité**	0,02	0,12
5	**Dalle pleine**	0,1	2,5
6	**Enduit de ciment**	0,02	0,36
7	**Cloison légère**	0,10	1,62
		G	5,98

II.3.3.c-surcharges d'exploitation

Le plancher courant à usage d'habitation **Q = 1,5kN/m²**

II.3.4. MAÇONNERIE :

II.3.4.a-Murs extérieurs (doubles-cloisons)

Tableau II-5- charges permanentes du mur double cloison

N	Composant	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m^3)	Poids surfacique (kN/m^2)
01	**Enduit en plâtre**	0,01	10	2x0,10
02	**Enduit en ciment**	0,02	18	2 x 0,36
03	**Brique creuse**	0,10	/	2 x 0,90
04	**Lame d'aire**	0,10	/	/
Charge permanente G				**2,72**

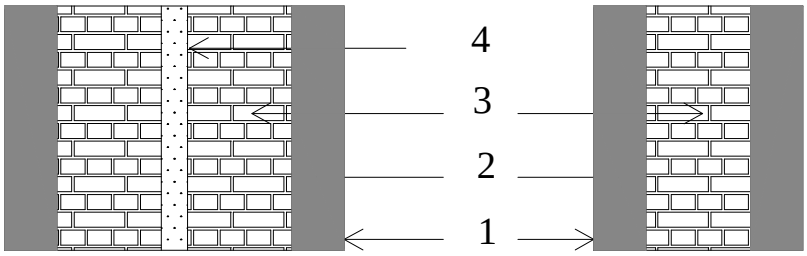


Fig. II-4: Composants d'un mur

II.3.4.b-Murs intérieurs (simples-cloisons)

Tableau II-6- 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	0,72
02	**Brique creuse**	0,10	/	0,9
03	**Enduit platre**	0,01	10	0,1
Charge permanente G				**1,72**

……

II.1. Introduction :

Le but du Prédimensionnement est de définir les dimensions des différents éléments de la structure. Ces dimensions sont choisies selon les préconisations du RPA99 Version2003 et du CBA93. Les résultats obtenus ne sont pas définitifs, ils peuvent être modifiés après vérifications dans la phase de calcul.

II .2. Pré dimensionnement des planchers :

II.2.1. Plancher à corps creux

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

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

Pour notre bâtiment, deux types de planchers sont utilisés :

- Plancher à corps creux.
- Dalle pleine.

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

- L 20 i ht 0 Le25 ……..[1]

Avec :

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

¨ Pour le cas de notre structure, nous avons : L = 4,20m.

- 420 20 . ht r 420t25 ⇒ 21 cm ≥ ht ≥ 16.8 cm.

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

telle que : $h_t = d + e$

d= 16cm (hauteur de corps creux).

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

Donc **h_t = (16 + 4) cm**.

II .2.2. Les dalles pleines :

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

i) Critère de résistance :

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

$$(Lx/50) \leq ep \leq (L\ x\ /40)$$

- dalle reposant sur deux appuis :

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

où : ep : épaisseur de la dalle. L : la plus grande portée mesurée entre nu.

ii)**Sécurité contre l'incendie :**

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

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

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

- Critère de résistance $210/35 \leq ep \leq 210/30 \Rightarrow 6 \leq ep \leq 7$
- La sécurité contre l'incendie : ep = 11cm
- Condition d'isolation acoustique : ep = 15 cm

➢ **Conclusion :**

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

Condition de la flèche :

Si $L \leq 5m \Rightarrow f \leq \frac{L}{500}$. [1] Si $L > 5m \Rightarrow f \leq \frac{L}{1000} + 0{,}05$

II.3- EVALUATION DES CHARGES ET SURCHARGES :

II.3.1-plancher terrasse

II.3.1.a-charges permanentes

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

N^0	composants	Epaisseur(m)	Poids volumique (kN/m^3)	Poids surfacique (kN/m^2)
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	**Liége (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**

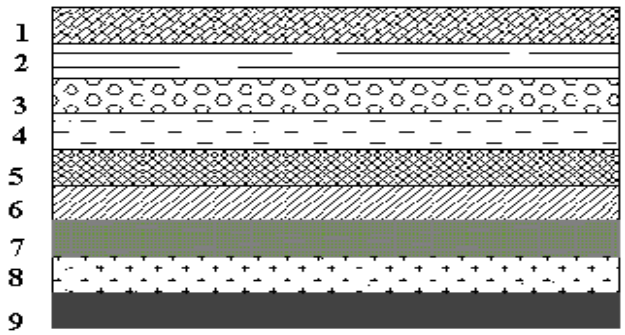


Fig. II-1: Composants d'un plancher terrasse

II.3.1.b-surcharges d'exploitation

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

II.3.2- Plancher courant

II.3.2.a-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**

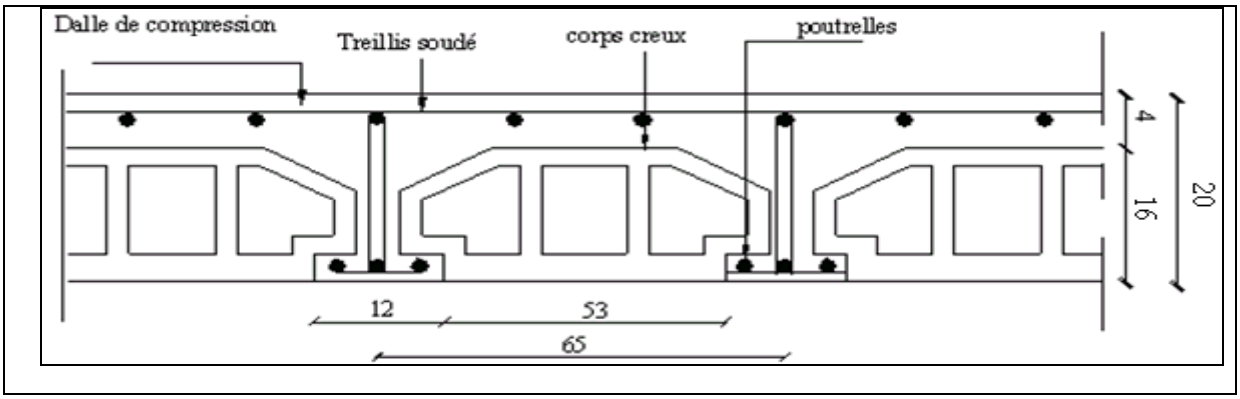


Fig. II-2 Plancher à corps creux

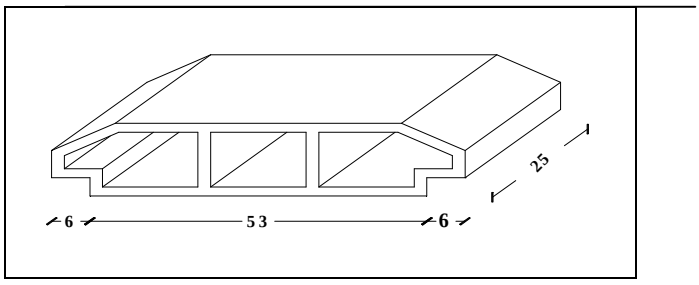


Fig. II-3: Dimensions du corps creux

II.3.3. Dalle pleine :

II .3.3.a. Terrasse :

Tableau II-3- charges permanentes du Dalle pleine Terrasse

N	Composants	Épaisseur (m)	Poids surfacique (kN/m²)
1	**Gravillon roulé (25/40)**	0,05	1,00
2	**Etanchéité multicouche**	0,02	0,12
3	**Papier Kraft**	-	0,05
4	**Forme de pente**	0,15	3,3
5	**Film polyane**	-	0,01
6	**Liège (isolant thermique)**	0,04	0,16
7	**Pare vapeur**	0,01	0,02
8	**Dalle pleine**	0,1	2,5
9	**Enduit de ciment**	0,2	0,36
		G	7,52

II.3.3.b.Etage courant :

Tableau II-4- charges permanentes du Dalle pleine Etage courant

N	Composants	Épaisseur (m)	Poids surfacique (kN/m²)
1	**Carrelage**	0,02	0,44
2	**Mortier de pose**	0,04	0,4
3	**Lit de sable**	0,03	0,54
4	**Etanchéité**	0,02	0,12
5	**Dalle pleine**	0,1	2,5
6	**Enduit de ciment**	0,02	0,36
7	**Cloison légère**	0,10	1,62
		G	5,98

II.3.3.c-surcharges d'exploitation

Le plancher courant à usage d'habitation **Q = 1,5kN/m²**

II.3.4. MAÇONNERIE :

II.3.4.a-Murs extérieurs (doubles-cloisons)

Tableau II-5- charges permanentes du mur double cloison

N	Composant	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m^3)	Poids surfacique (kN/m^2)
01	**Enduit en plâtre**	0,01	10	2x0,10
02	**Enduit en ciment**	0,02	18	2 x 0,36
03	**Brique creuse**	0,10	/	2 x 0,90
04	**Lame d'aire**	0,10	/	/
Charge permanente G				**2,72**

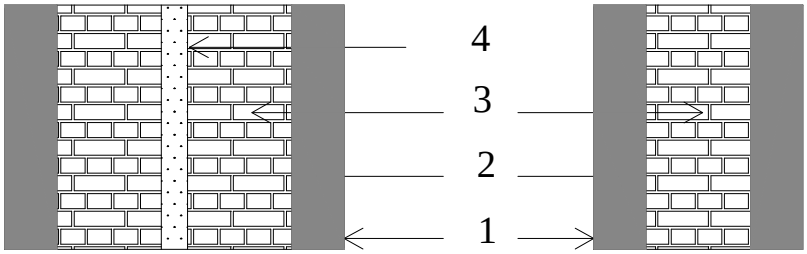


Fig. II-4: Composants d'un mur

II.3.4.b-Murs intérieurs (simples-cloisons)

Tableau II-6- 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	0,72
02	**Brique creuse**	0,10	/	0,9
03	**Enduit platre**	0,01	10	0,1
Charge permanente G				**1,72**

II.4. Pré dimensionnement des poutres:

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

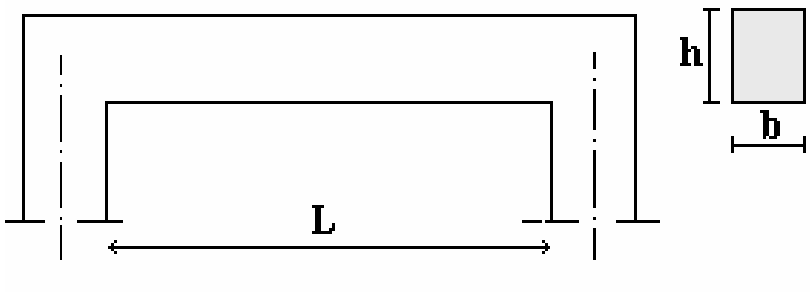


Fig. II-5: Composants d'un poutres

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

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

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \qquad 0.3 \cdot h \leq b \leq 0.7 \cdot h$$

II.4.1-Vérification vis-à-vis du RPA99:

Pour la zone IIb(zone de forte sismicité);les règles parasismiques Algériennes (RPA 99+modificatifs et compléments au RPA99),les dimensions des poutres doivent respecter les conditions ci-dessous:

$b \geq 20cm$

$h \geq 30cm$ [2]

$h/b \leq 4,0$

$b_{max} \leq 1,5h+b_1$

Avec $e \leq \max(b_1/2 , h_1/2)$

.....

The using software is free version, you can upgrade it to the upgrade version.http://www.allofficetool.com

II.4.2. Les poutres principales

On a **L_{max}= 4,10m**

Alors : : $27,33 \leq h \leq 41$ On prend h = 35 cm

Et $8,20 \leq b \leq 28,70$ On prend b = 30 cm

II.4.2.a-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 = 35 > 30 cm (C.V)

h/b = 1,66≤ 4,0 (C.V)

b_{max}=30 cm ≤$1,5h+b_1$= 82,5cm (C.V)

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

II.4.3-Poutres secondaires :

On a **:** **L_{max} = 3,90 m**

Alors : 26cm ≤ h ≤ 39cm On prend h = 30cm

Et 7,80cm ≤ b ≤ 27,30cm On prend b = 25 cm

II.4.3.a-Vérification selon le R .P.A 99 :

b = 25 ≥20 cm (CV)

h = 30≥ 30 cm (CV)

h/b = 1,2 ≤ 4 (CV)

Conclusion : Toutes les vérifications de **R.P.A 99** sont satisfaisantes. Pour des raisons de bonne exécution et de mise en place du ferraillage, on adopte les sections respectivement des poutres porteuses et poutres non porteuses: (30x35) cm² et (25x30)cm²

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.

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 .

✓ Verifier : $$N_{ultime} \leq \left(\frac{B_r f_{c28}}{0,9\gamma_b} + A\frac{f_e}{\gamma_s} \right).\alpha \quad \textbf{[1]}$$

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 : $\begin{cases} \alpha = \dfrac{0,85}{1+0,2\left(\dfrac{\lambda}{35}\right)^2} & \text{pour } \lambda \le 50 \\ \alpha = 0,6.\left(\dfrac{50}{\lambda}\right)^2 & \text{pour } 50 \le \lambda \le 70 \end{cases}$ **[1]**

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

L_f=0,7 L_0 : C'est la longueur de flambement.

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

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

Où :

i : Rayon de giration.

λ: L'élancement géométrique.

Lf: Longueur de flambement.

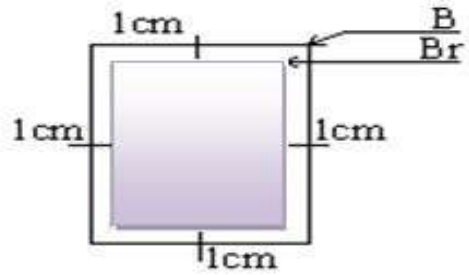


Fig. II-6. :section réduite du poteau

❧ II.5.2- calcul de l'effort $\overline{Nu}$

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

- une section de 45x45 cm^2 pour le ss et le RDC
- une section de 40x40 cm^2 pour le 1^{er} et le 2^{eme} etage
- une section de 35x35 cm^2 pour le 3^{eme} et le 4^{eme} etage
- une section de 30x30 cm^2 pour le $5me^{e}$

Tableau .II-7.calcul de $\overline{Nu}$

Les etage	dimension	Br(mm²)	λ	α	As(mm²)	$\overline{Nu}$ (kn)
Le 5^{eme}	30X30	78400	24,73	0,773	90	1146,201
Le 4^{eme}	35X35	108900	21,20	0,792	122,5	1630,721
Le 3^{eme}	35X35	108900	21,20	0,792	122,5	1630,721
Le 2^{eme}	40X40	144400	18,55	0,805	160	2196,845
Le 1^{er}	40X40	144400	18,55	0,805	160	2196,845
Le RDC	45X45	184900	22,90	0,783	202,5	2736,045
Le SS	45X45	184900	22,90	0,783	202,5	2736,045

II.5.3-Descente de charge

On calcule les charges permanentes et les surcharges d'exploitation reprises par un poteau

intermédiaire le plus sollicité, et on adopte:

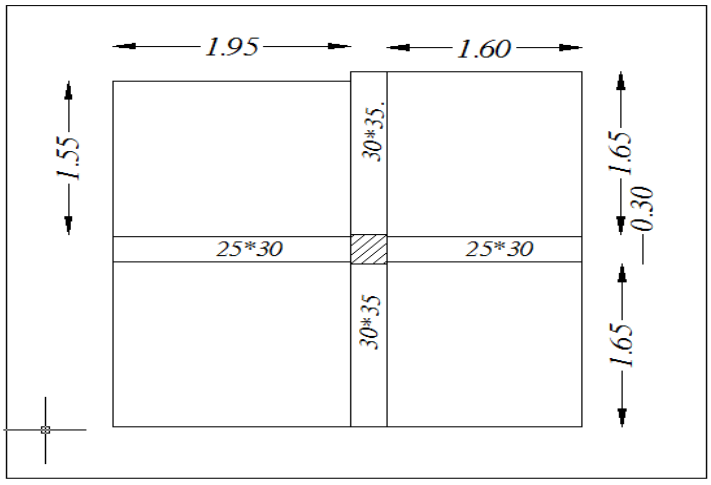


Fig. II-7:schéma du poteau le plus sollicité

S = (3,85x3,6) = 12,885 cm²

S dalle = S dalle pleine +S corps creux

S dalle pleine =(1,55x1,95)= 3,0225cm²

S corps creux= (1,65x1,95)+(1,65x1,60)+(1,65x1,60)

Niveau 6:

- Plancher terrasse…….$G_{plancher\ terrasse}$=(7,52x3,0225)+(8,4975x6.6)=77,996 KN
- Poutre principale……....G_{pp}=(1,65+1,65)x(0,3x0,35x25)=8,662 KN
- Poutre secondaire……...G_{ps}=(1,95+1,6)x0,25x0,3x25=6,656 KN
- Hauteur du poteau…… ……....G_{pt}=3,06x0,3x0,3x25=6,885 KN

G_1=100,2 KN

Niveau 5et 4:

- Plancher terrasse…… $G_{plancher\ terrasse}$=(4,36x3,0225)+(8,4975x6)=64,163 KN
- Poutre principale……....G_{pp}=(1,65+1,65)x(0,3x0,35x25)=8,662 KN
-Poutre secondaire……...G_{ps}=(1,95+1,6)x0,25x0,3x25=6,656 KN
- Hauteur du poteau…… ……....G_{pt}=3,06x0,35x0,35x25=9,371 KN

$G_{2,3}$=277,907 KN

Niveau 3et 2:

- Plancher terrasse…… $G_{plancher\ terrasse}$=(4,36x3,0225)+(8,4975x6)=64,163 KN
- Poutre principale……....G_{pp}=(1,65+1,65)x(0,3x0,35x25)=8,662 KN
- Poutre secondaire……...G_{ps}=(1,95+1,6)x0,25x0,3x25=6,656 KN
- Hauteur du poteau**……** ……....G_{pt}=3,06x0,4x0,4x25=12,24 KN

$G_{4,5}$=461,350 KN

Niveau 1etRDC :

- Plancher terrasse…… $G_{plancher\ terrasse}$=(4,36x3,0225)+(8,4975x6)=64,163 KN
- Poutre principale……....G_{pp}=(1,65+1,65)x(0,3x0,35x25)=8,662 KN
- Poutre secondaire……...G_{ps}=(1,95+1,6)x0,25x0,3x25=6,656 KN
- Hauteur du poteau…… ……....G_{pt}=4,39x0,4x0,4x25=22,224 KN

$G_{6,7}$=667,425 KN

II.5.4.a- surcharge d'exploitation

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

Loi de dégression:

Plancher terrasse : Q_0

Plancher 4^{eme} étage : Q_0+Q_1

Plancher 3^{eme} étage : $Q_0+0,95(Q_1+Q_2)$

Plancher 2^{eme} étage : $Q_0+0,90(Q_1+Q_2+Q_3)$

Plancher 1^{er} étage : $Q_0+0,85(Q_1+Q_2+Q_3+Q4)$

Plancher RDC étage. : $Q_0+0,80(Q_1+Q_2+Q_3+Q4+Q5)$

Plancher du RDC : C'est un plancher à usage commercial où la méthode consiste à garder sa charge d'exploitation sans réduction.

Tableau II-8. Détermination des surcharges d'exploitation

	q (kN/m²)	Q (kN)	3+n/2n	Q cum
Terrasse	1	Q0 =12,885		12,885
5eme étage	1,5	Q1 = 19,3275	1,000	32,213
4eme étage	1,5	Q2 = 19,3275	0,950	49,607
3eme étage	1,5	Q3 = 19,3275	0,900	65,069
2eme étage	1,5	Q4 = 19,3275	0,850	78,599
1er étage	1,5	Q5 = 19,3275	0,800	90,195
RDC	4	Q6 = 51,54	0,750	136,903

Tableau II-9. Vérification de l'effort tranchant

Niveau	Nu (kn)	1,1Nu (kn)	Nuadm (kn)	1,1 Nu < Nudm
5eme étage	154,598	170,058	1146,201	condition vérifiée
4eme étage	303,541	333,895	1630,721	condition vérifiée
3eme étage	449,585	494,543	1630,721	condition vérifiée
2eme étage	596,602	656,262	2196,845	condition vérifiée
1er étage	740,721	814,793	2196,845	condition vérifiée
RDC	935,871	1029,458	2736,045	condition vérifiée
SS	1123,290	1235,619	2736,045	condition vérifiée

II.5.4.b-Vérification vis-à-vis du RPA 99 :

On doit vérifier les conditions suivantes: :

- Min $(b_1 , h_1) \geq 25$ cm. En zone IIa
- Min $(b_1 , h_1) \geq h_e / 20$
- $1/4 < b_1 / h_1 < 4$

Donc,pour le poteau carré (30x30) on a :

Min (30 , 30) = 30 cm $\geq$ 25 cm. (C.V)

Min (30 , 30) =30 cm $\geq$ 306/20 =15,3 cm (C.V)

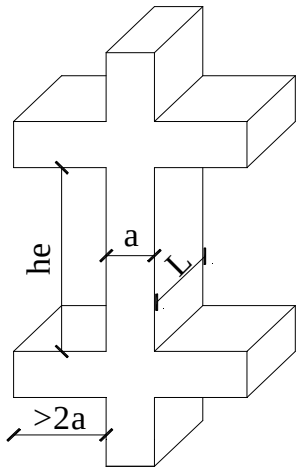
$1/4 < 30/30 = 1 < 4$ (C.V)

Conclusion :

Toutes les conditions de RPA99+MODIFICATIFS ET COMPLEMENTS AUX RPA99 sont vérifiées.

II.6. Pré dimensionnement des voiles

Les voiles sont des éléments structuraux sollicités principalement dans leur plan et dont l'épaisseur est généralement faible au regard des autres dimensions. Ils sont des murs rigides en béton armé, ils auront pour rôle le contreventement du bâtiment et éventuellement supporter une fraction des charges verticales. On considère comme voiles les éléments satisfaisant à la condition L = 4a. Dans le cas contraire, ces éléments sont considérés comme des éléments linéaires. Leur épaisseur minimale est de 15 cm . De plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage "h_e" et des conditions de rigidité aux extrémités.



L ≥ 4a

Fig. II-8: Coupe de voile en élévation.

Pour notre structure: **a** ≥ MAX **(h_e / 22 , 15 cm).**

Où h_e = 4,59 – 0,35 = 4,24 m. (POUR SS ET RDC)

On obtient : h_e /22 = 18,59cm alors **a** ≥ max (18,59cm ; 15cm)= **18,59 cm**

En revanche h_e=3,06-0,30= 2,76 m (POUR LES ETAGES COURANTS)

On trouve : h_e/22 = 12,54 cm alors ; **a** ≥ max (12,54cm ; 15cm)= **15 cm.**

Donc, on adopte les épaisseurs suivantes :

Tableau II-10: Détermination des sections des voiles

Etage	ss	R.D.C	1	2	3	4	5
L'épaisseur (cm)	20	20	15	15	15	15	15

II.7 Les poutrelles :

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

- Avant coulage.
- Après coulage.

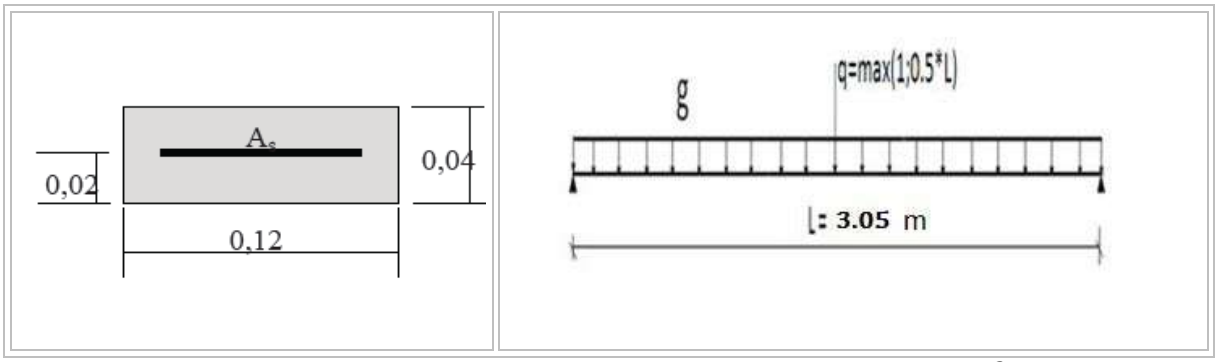
II.7.1. avant coulage :

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

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

Figure II-9 : disposition

Figure II-10 : schématisation de la poutrelle



Le tableau suivant regroupe les charges pour une section de 12*4 cm^2 :

Tableau II-11 : 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	

Le calcul en flexion simple nous octroie :

Tableau II-12: Calcul des moments

$M_G(KN.m$	$M_Q(KN.m)$	$M_U(KN.m)$
$\frac{GL^2}{8} = 1{,}46$	$\frac{QL}{4} = 1{,}90$	$1.35M_G \quad 1.5M_Q \quad 4{,}821$

$$\mu = \frac{Mu}{\overline{\sigma}b * b * d^2} = \frac{4,821 * 10^6}{14,2 * 120 * 20^2} = 7,07 \gg \mu max = 0,392$$

Cette valeur de μ=7,07 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, donc les armatures comprimées sont nécessaires, à cause de la faible section du béton, ces armatures ne peuvent pas être placées, on prévoit alors des étaiements sous poutrelles destinées à supporter les charges et les surcharges avant le coulage du béton.

III.1. l'acrotère

III.1. 1. Introduction

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

III.1. 2. Principe de calcul

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

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

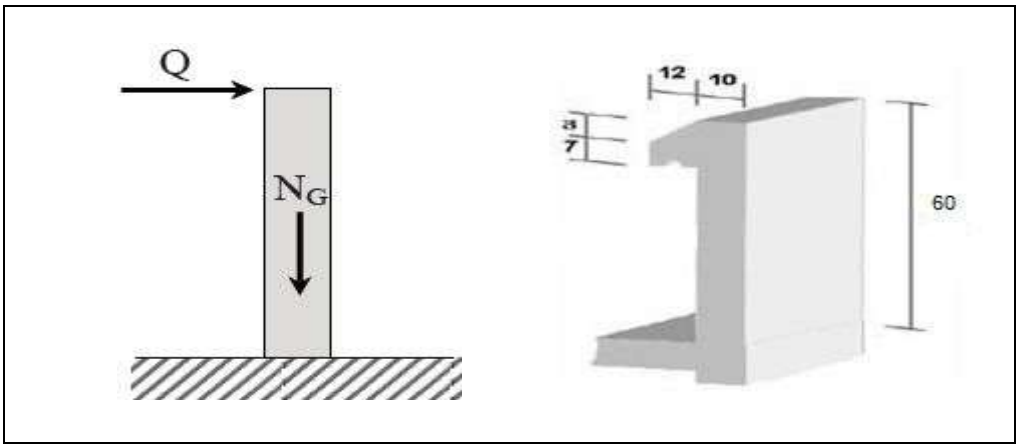


Fig. III-1: L'acrotère

III.1.3. Évaluation des charges et surcharges :

Tableau III.1. Évaluation des charges et surcharges

Charge permanente [kN/ml]
Poids propre :[(0,6x0,1)+(0,12x0,07)+((0,12x0,03)/2)]x25=1,755
Charge d'exploitation [kN/ml]
Q = 1

III.1.4. Détermination des efforts

Tableau III.2. Les efforts

L'E.L.U	
L'effort normal :	Nu=1,35.G = 1,35.1,775 = 2,369 KN
Moment d'encastrement :	Mu=1,5.Q.h = 1,5.1.0,6 = 0,9 KN.m
L'effort tranchant :	Tu=1,5.Q = 1,5.1 = 1, 5 KN
L'E.L.S	
L'effort normal :	N ser= G = 1,775 KN

Moment d'encastrement : M ser= Q.h =1.0 ,6 = 0,6 KN.m
L'effort tranchant : T_{ser}= Q =1 KN

III.1.5. Calcul de ferraillage

Le calcul du ferraillage se fait par une section rectangulaire (100x10)cm² soumise à la flexion composée et en situation durable..

A) l'E.L.U:

Données : f_{c28} = 25 MPa , f_{t28} = 2,1 MPa

fe = 400 MPa , σ_b = 14,2 MPa , σ_s = 348MPa .

b = 100 cm , h = 10cm , d = 7,5cm et c = c' = 25 cm

III.1.5. a) E.L.U

Calcul de l'excentricité

À l'attention de : $e_0 = \frac{Mu}{Nu} = \frac{0,9}{2.369} \Rightarrow e_0 = 38$ cm

On a e_0=38 cm > $\frac{h}{2} - c = \frac{10}{2} - 2,5 = 2,5cm$

Donc le centre de pression se trouve à l'extérieur du segment limité par les armatures. Alors

on a une section partiellement comprimée.

Calcul du moment de flexion

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

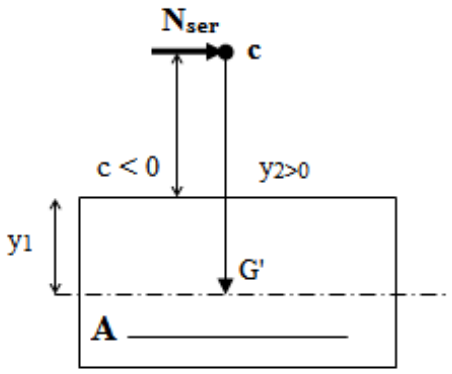


Fig. III-2: Section de B.A à l'ELU

e = e_0 + (h/2-c) ⇒ **e** = 0,405 m.

M_1 = N x **e** ⇒ M_1 = M1 = 0,96 kN.m

- **Calcul des armatures verticales**

Le calcul se fait en flexion simple:

$\mu = \dfrac{Mf}{b.d^2\sigma_{bc}} \Rightarrow \mu = 0{,}012 < \mu_l = 0{,}392 \Rightarrow A_1 = 0.$

Donc : ß = 0,994

$A_1 = \dfrac{M_f}{\beta \cdot d \cdot \overline{\sigma_s}} \Rightarrow A_1 = 0{,}370\ cm^2$

N : effort de compression, alors : $A = A_1 - \dfrac{N}{100\sigma_s} \Rightarrow A = 0{,}302\ cm^2$

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

Donc: $\begin{cases} A = 0{,}302\ cm^2 \\ A' = 0 \end{cases}$

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

$A_{min} = \dfrac{B}{1000} = \dfrac{10 \times 100}{1000} = 1\ cm^2 > A = 0{,}30\ cm^2$

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

On adoptera : $A_1 = 4$ HA 8 = 2,01cm².

- **Armatures de répartition:**

On a : $\dfrac{A}{4} \le A_r \le \dfrac{A}{2} \Rightarrow 0{,}50 \le A_r \le 1{,}005$

Donc, on prendra : $A_r = 3$ HA 8 = 1,50 cm²

- **Espacement:** **[1]**

$S_t = 100/4 = 25\ cm \le S_{min} = \min[3h = 30\ cm ; 33\ cm] = 30\ cm$

$S_{tr} = 60/4 = 15\ cm \le S_{min\,r} = \min[4h = 40\ cm ; 45\ cm] = 40\ cm$.

III- 1-5-b) Vérification à l'E.L.S:

Données: $N_{ser} = 1{,}775$ kN ; $M_{ser} = 0{,}60$ kN.m.

- **Calcul de l'excentricité:**

On a $e_0 = \dfrac{M_{ser}}{N_{ser}} = \dfrac{0{,}6 \times 10^2}{1{,}775} = 34{,}19cm$

$\dfrac{h}{2} - c = 5 - 2{,}5 = 2{,}5\ cm < e_0 = 34{,}19\ cm$

Par ailleurs, on doit vérifier l'inégalité ci-contre : $e_0 \geq \frac{I_G}{B_o \upsilon_2}$

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

……

$\upsilon_1 = \frac{1}{B_0}\left[\frac{bh^2}{2} + 15\,(A'c + A_s d)\right] \Rightarrow$ **υ_1 = 5,073 cm.**

$\upsilon_2 = h - \upsilon_1 \Rightarrow$ **υ_2 = 4,926 cm.**

$I = \frac{b}{3}(\upsilon_1^3 + \upsilon_2^3) + 15\,[A(\upsilon_2 - c)^2 + A'(\upsilon_1 - c')^2] \Rightarrow$ **I = 8513, 68 cm^4.**

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

e_0= **34,19 cm.**$\geq \frac{I_G}{B_o \upsilon_2}$ **=1,677 cm** $\Rightarrow$ Alors, on a une section partiellement comprimée.

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

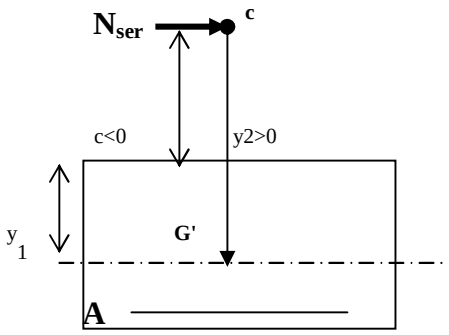


Fig. III-3: Section de beton armé à l'ELS

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

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

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

$y_2^3 + py_2 + q = 0$……."*" tels que:

$p = -3c^2 + \frac{90A}{b}(d - c) \Rightarrow$ **p = -2489,80 cm²**

et $q = -2c^3 - \frac{90A}{b}(d - c)^2 \Rightarrow$ **q = 47307,84 cm².**

Où: **c**: La distance entre la fibre la plus comprimée du béton et le point "**c**" et puisque "N" est un effort de compression donc " **c = h/2 – e = - 29,19 cm < 0**".

D'où l'équation "*" devient : **y_2^3 + (-2489,80) y_2 + 47307,84 =0**

Q=171,62°

$\Delta=q^2+(4p^3/27) = -4{,}85x10^7 < 0 \Rightarrow$

$\cos\emptyset = \frac{3q}{2p}\sqrt{-3/p} = -0.989 \Rightarrow$

$a=2\sqrt{-p/3}$ =57,61

.....

The using software is free version, you can upgrade it to the upgrade version.http://www.allofficetool.com

les racines de l'equation sont :

$y_2=$

$a\cos(\emptyset/3) = 31{,}20$ cm

$a\cos((\emptyset/3) + 120) = -57{,}54$ cm

$a\cos((\emptyset/3) + 240) = 26{,}34$ cm

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.

Donc : $y_2=31{,}20$ cm

$y_1 = y_2 + c = 2{,}01$ cm

$S_{xx'} = (b\, y_1^2/2) + 15\,[A'_s\,(y_1 - c') - A_s\,(d - y_1)]$. $\Rightarrow$ **$S_{xx} = 36{,}48\ cm^3$**

$k = \frac{N}{Sxx} = \frac{1775}{36481} = 0{,}0481\ N/mm^3$.

Donc : $\sigma_b = k y_1 = 0{,}0481 \times 20{,}1 \Rightarrow$ **$\sigma_b = 0{,}967$ MPa** $<$ $\overline{\sigma}_b = 0{,}6\, f_{c28} =$ **15 MPa (cv).**

Et : $\sigma_s = 15\, k\,(d - y_1) = 15 \times 39{,}78 \times 10^{-3}(75 - 21{,}5) \Rightarrow$ **$\sigma_s = 39{,}61$ MPa**

$\sigma_s = 39{,}61$MPa $\leq$

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

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

III- 1-6- Vérification de l'effort tranchant: [1]

La section d'armature tendue doit être capable d'équilibrer l'effort de traction "F" qui est égale à: $T = V_u - \frac{M_u}{0{,}9 \cdot d} = 1.5 - \frac{0{,}90}{0{,}9 \cdot 0{,}075} \Rightarrow T = -11{,}83$

T < 0 : Alors les armatures tendues ne sont pas soumises à aucun effort de traction, donc pas de vérification à faire .

- **Vérification de la contrainte de cisaillement du béton: [1]**

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

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

Et : $\overline{\tau} = \min\,[0{,}15\ \frac{fc28}{\gamma b}\ ;\ 4\ \text{Mpa}\ ] = 2{,}5$ Mpa (la fissuration est préjudiciable**)**

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

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

III. 1.7. Vérification de l'acrotère au séisme : [2]

Les éléments secondaires de la structure doivent être calculés sous l'action des forces, suivant la formule: **$F_p = 4.A.C_p.W_p$**. (*Art.6.2.3*)

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

C_p: facteur de force horizontal; **C_p = 0,8** (*R.P.A 99 page 58 tab. 6.1*)

W_p: poids propre de l'élément **W_p= 2,255kN.**

D'où alors : $F_p = 4 \times 0,25 \times 0,8 \times 2,255 \Rightarrow$ **F_p = 1,123 kN < T= 1,5kN……(C.V)**

Donc l'acrotère résiste à la force horizontale.

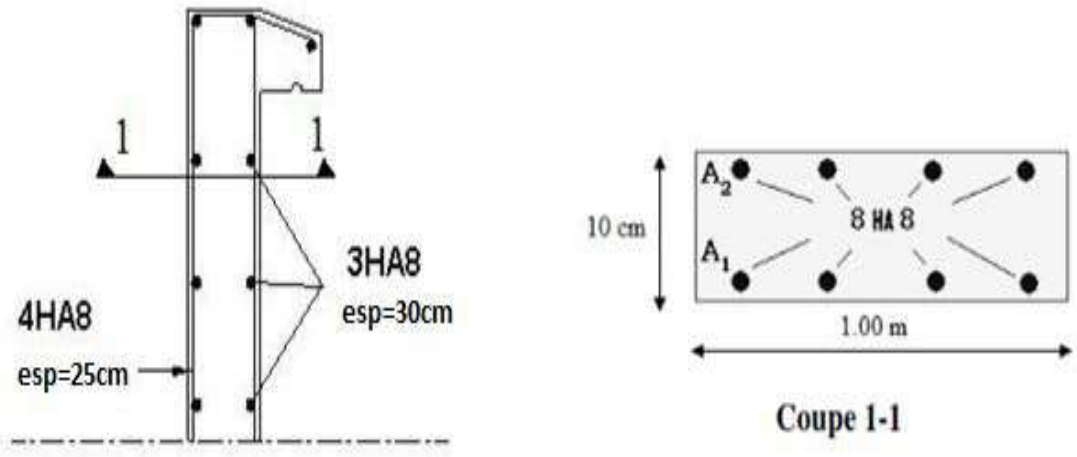


Fig. III-4: Ferraillage de l'acrotère

III.2. Planchers à corps creux

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

Le plancher est constitué de:

• Poutrelles préfabriquées en béton armé, disposées parallèlement de 65cm d'espacement.

• Entrevous (corps creux) en béton de forme adaptée aux poutrelles.

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

III.2.1. La dalle de compression :►►Art [B.6.8.4.2.3.] ◄◄

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

quadrillage. La table de compression a une épaisseur de 5 cm avec un espacement de 65 cm entre poutrelles. La section d'armature à prévoir doit satisfaire aux conditions suivantes:

- Espacement pour les armatures perpendiculaires aux nervures au plus égale à : 20 cm **[1]**
- Espacement pour les armatures parallèles aux nervures au plus égale à : 33 cm **[1]**
- La section d'armatures dans le sens perpendiculaire aux nervures est donnée par

$$At \geq 0{,}02*L*\frac{200}{fe} = \frac{4L}{fe}$$ **[1]**

Avec :

- L : espacements entre axes des nervures (65 cm dans notre ouvrage).
- fe : nuance de l'acier FeE520 (fe=520), le treillis soudé qui sera utilisé sera à maillage carré de 20cm x 20 cm.
- At : Section d'armatures perpendiculaires aux nervures.
  $50cm \leq (L=65cm) \leq 65cm \Rightarrow At \geq 0{,}5\ cm^2/m.l$

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

$$Al \geq \frac{At}{2} = 0{,}25\ cm^2/m.l$$ **[1]**

On garde le même ferraillage pour les armatures parallèles et perpendiculaires aux nervures. On choisit un treillis soudé :
TLE520 : de nuance FeE520 avec des armatures de Ø5.et un espacements 20cm x 20 cm.

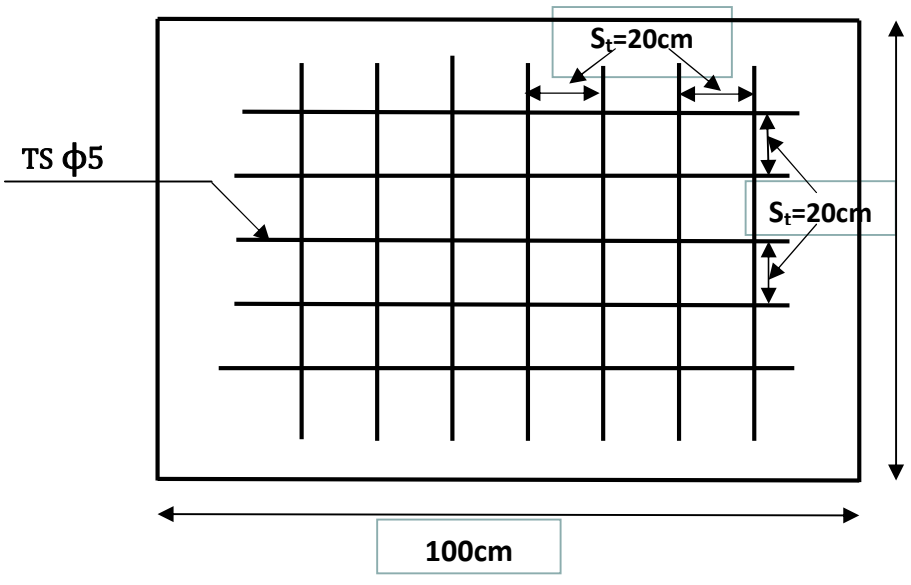


Fig. III-5 : disposition constructive des armatures de la table de compression

III.2.2. Les poutrelles

On à deux types de poutrelles, le premier type à cinq travée et l'autre a quatre travées, le

calcul des poutrelles s'effectue par deux étapes:

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

III.2.2.1 Dimensionnement des poutrelles :

$B_0 = L_0 – B = 65\text{-}35 = 12$ cm : largeur de la poutrelle.

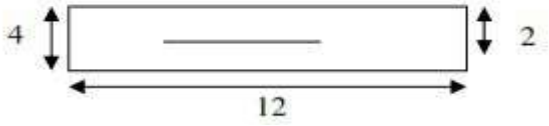


Fig. III-6-dimensionnements des poutrelles

A. Avant coulage :

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

III.2.2.2. Evaluation des charges et surcharges :

A-Charge permanente:

- Poids du corps creux: G_1= 0,65 x 1 = 0,65 KN/ml.
- Poids de la poutrelle: G_2= 0,12 x 0,04 x 25 = 0,12 KN/ml

Donc: $G = G_1 + G_2 = 0,12 + 0,65 = 0,77$

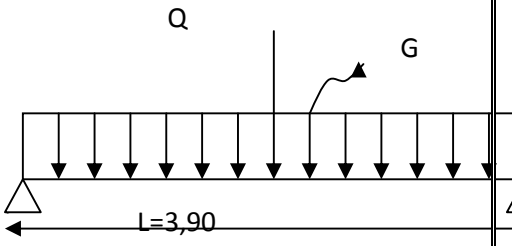


Fig. III-7 Poutrelle avant coulage

B-Surcharge d'exploitation :

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

G = 0,77 KN /ml

Q = Max [1 KN (au milieu de la poutrelle) ; 0,5 KN/ml de portée]

Q = Max [1 KN ; 500 x 3,90] → Q = 1,95 KN.

A l'E.L.U, on a

Mu= 1,35 MG+ 1,5 MQ

$MG = G \cdot L^2/8 = 0,77 \times (3,90)^2/8 = 1,463$ KN.m

$MQ = Q \cdot L/4 = 1,95 \times (3,90)/4 = 1,901$ KN.m

⇒ Mu = 4.82 kN.m

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} \Rightarrow 3,142 \succ \mu_1 = 0,392$$

Donc, on sort de domaine de flexion simple pour cela on prévoira des étaiements pour aider la poutrelle à supporter les charges qui lui reviennent avant coulage de la table de compression.

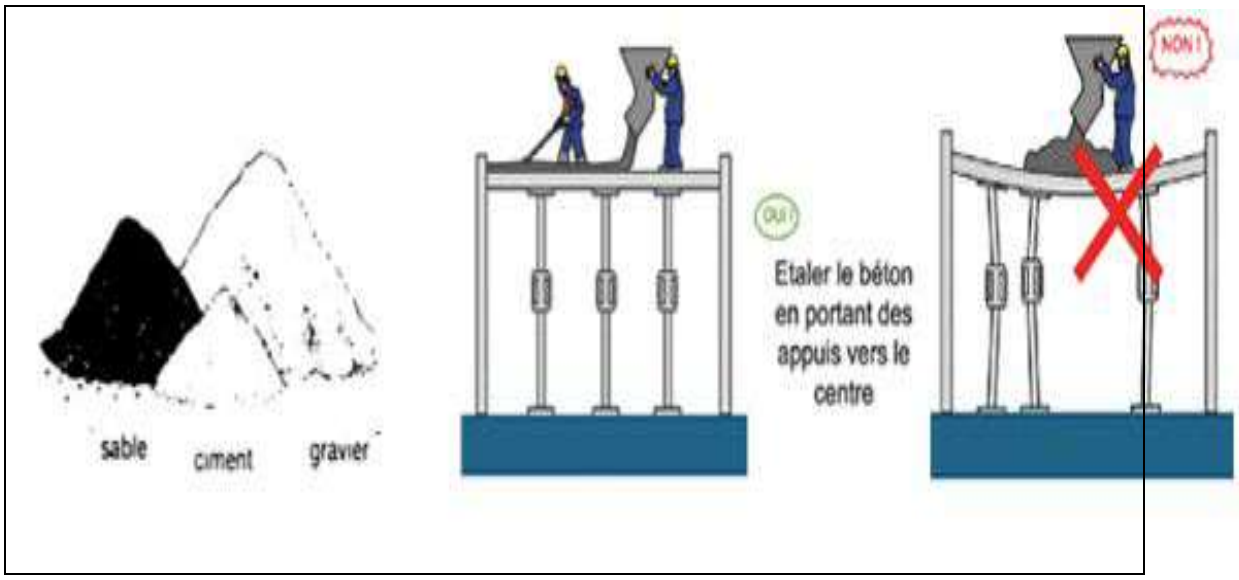


Fig. III-7.1: **choix de disposition des charges**

III.2.2.3. Calcul des étaiements :

C'est à partir du calcul de moment qu'on pourra déterminer le nombre d'étaiements, on commence par la disposition d'un seul pied droit au milieu, on détermine alors "μ" pour la comparer avec "μ", si ce coefficient est supérieur du premier donc un seul pied droit suffira, sinon on ajoutera un deuxième et ainsi de suite jusqu'à l'obtention d'un coefficient de frottement inférieur au coefficient de frottement limite.

- **Pour un seul étai au milieu :**

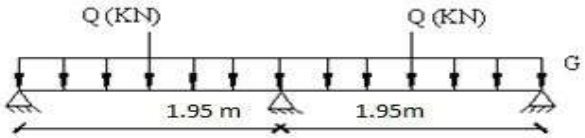


Fig. III.8 Travée avec un seul étai au milieu

G = 0,77 KN /ml

Q = Max [1 KN ; 500 x1,95] → Q = 1KN.

A l'E.L.U, on a

Mu= 1,35 MG+ 1,5 MQ

MG= G·L²/8 = 0,77×(1,95)²/8=0,365 KN.m

MQ= Q·L/4 = 1 ×(1,95)/4=0,487 KN.m

⇒ Mu = 1,224 kN.m

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} \Rightarrow 0,798 \succ \mu_1 = 0,392 \Rightarrow (cv)$$

On ajoute un autre étaiement.

- **Pour deus étais :**

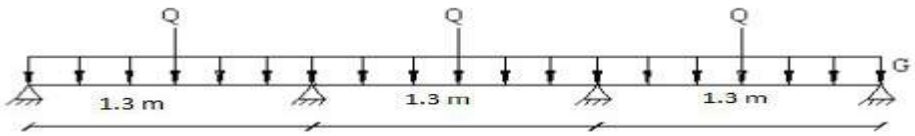


Fig. III.9. Travée avec deux étais

G = 0,77 KN /ml

Q = Max [1 KN ; 500 x1,3] → Q = 1KN.

A l'E.L.U: on a

Mu= 1,35 MG+ 1,5 MQ

MG= G·L²/8 = 0,77×(1,3)²/8=0,162 KN.m ⟹ Mu = 0,706 kN.m

MQ= Q·L/4 = 1 ×(1,3)/4=0,325

KN.m $\mu = \frac{M_u}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} \Rightarrow 0,460 \succ \mu_1 = 0,392 \Rightarrow (cv)$

On ajoute un autre étaiement.

- **Pour trois étais :**

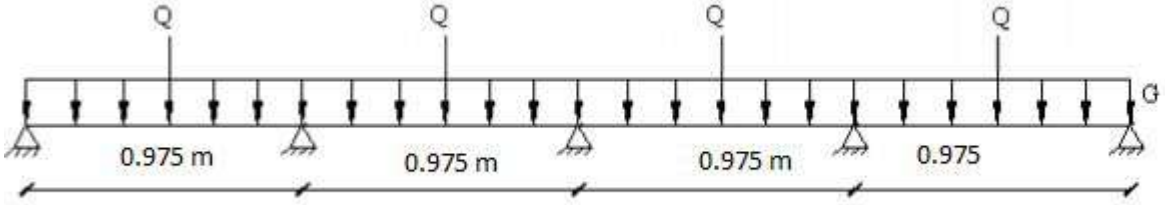


Fig. III.10. Travée avec trois étais

G = 0,77 KN /ml

Q = Max [1 KN ; 500 x0,975] → Q = 1KN.

A l'E.L.U, on a

Mu= 1,35 MG+ 1,5 MQ

MG= G·L²/8 = 0,77×(0,975)²/8=0,091 KN.m

MQ= Q·L/4 = 1 ×(0,975)/4=0,243 KN.m

⇒ Mu = 0,487 kN.m

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} \Rightarrow 0,317 \prec \mu_1 = 0,392 \Rightarrow (cv)$$

Alors il faut prévoir des étaiements le long de la travée espacés de 0.975 cm pour que la
Poutrelle supporte les charges avant coulage de la dalle de compression.

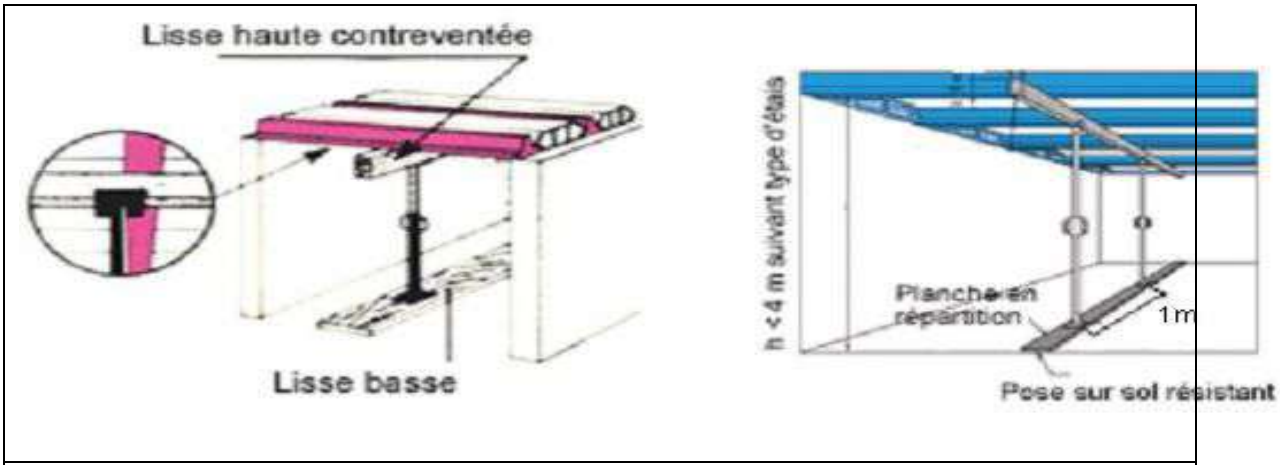


Fig. III-10.1: **Schéma statique de la poutrelle**

B. Après coulage

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

III.2.2.4. Méthode de calcul

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

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

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

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

- La fissuration est peu nuisible

- **Exposé de la méthode :**

On désigne chaque travée par :

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

$$1) M_t + \frac{M\omega + M_e}{2} \geq M_{Max} \begin{cases} 1{,}05 M_0 \\ (1+0.3\alpha) M_0 \end{cases}$$

$$2) M_t \geq M_{Max} \begin{cases} \frac{(1{,}2+0.3\alpha)}{2} M_0 \ \textit{Si la travée est de rive} \\ \frac{1+0{,}3\alpha}{2} M_0 \ \textit{Si la travée est intermédiaire} \end{cases}$$

* les moments d'encastrements des appuis sont illustrée dans les schémas suivants :

** Ma = 0.6 Mo cas des poutres à 2 travées.:



Fig. III-10.2: poutres à 2 travées.

** Ma = 0,5 Mo pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de 2 travées.

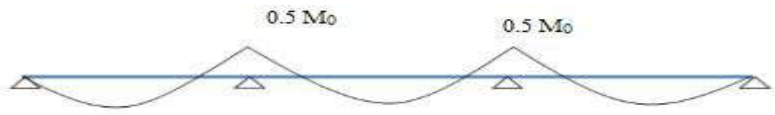


Fig. III-10.3: poutre à plus de 2travées.

** Ma = 0,4 Mo pour les autres appuis intermédiaire d'une poutre à plus de 3 travées.

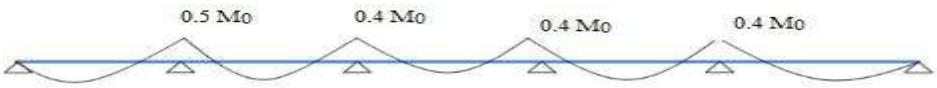


Fig. III-10.4: poutre à plus de 3travées.

❖ **Remarque :**

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

2) dans les expressions ci-dessus les moments Mw et Me sont pris en valeur absolues.

3) sur un appui considéré, en retient toujours la plus grande valeur absolue des moments à gauche et à droite de cet appui.

4) i la première condition n'est pas vérifiée donc on a besoin d'augmenter les moments d'extrémités, alors supposant qu'on a des semi-encastrements avec un moment

(Ma=0,2 Mo)

Avec :

M_t : Moment en travée.

M_ω : Moment max sur l'appui gauche.

M_e : Moment max sur l'appui droite.

M_a : Moment à l'appui.

5) l'effort tranchant est égale :

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

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

Avec :

T_ω : effort tranchant à gauche de la travée.

T_e : effort tranchant à droite de la travée.

❖ ***Remarque :***

Si la méthode forfaitaire n'est pas applicable, on fait appel à la méthode de Caquot.

o **Exposé de la méthode :**

Méthode de Caquot : (pour les poutres)

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.

A/ portée fictive: Pour toutes les travées on déterminera la longueur fictive

$$L' = \begin{cases} L \text{ pour une travée de rive avec appui simple de rive.} \\ 0{,}8 \cdot L \text{ pour une travée intermediaire} \end{cases}$$

B/ 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.

$$k_e = \frac{I_e}{l'_e} \quad k_w = \frac{I_w}{l'_w} \quad \text{et où} \quad \frac{k_w}{k_e} = \gamma$$

$$\text{Donc : } \gamma = \frac{I_w \, l'_e}{I_e \, l'_w}$$

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:

$$M_{app} = \frac{q_w \, l'^{3}_{w} + q_e \, l'^{3}_{e}}{8{,}5 \, (l'_w + l'_e)}$$

Le moment en travée:

La méthode de Caquot nous permet de prendre le moment à mi-travée (**x =L/2**) comme moment maximum en travée:

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

Calcul des poutrelles après le coulage de la table de compression :

On a trois types de poutrelles à calculer :

- **Poutrelles à septe travées :**



Fig. III.11: Poutrelles à septe travées

- **Poutrelles à quatre travées :**

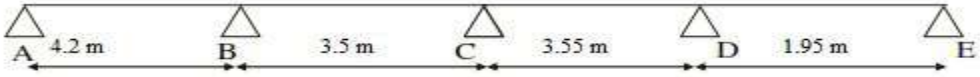


Fig. III.12: Poutrelles à quatre travées

- **Poutrelles à deux travées :**

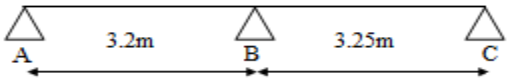


Fig. III.13: Poutrelles à deux travées

III.2.5. Evaluation des charges et surcharges

Tableau III.3. Actions de calcul des poutrelles après coulage

Niveau	G (kn/m)	Q (kn/m)	qu (kn/m)	qser (kn/m)
Terrasse	6,6x0,65=4,29	1x0,65=0,65	6,76	4,94
Plancher courant	6x 0,65=3,9	1.5x0,65=0,975	6,72	4,87
Plancher RDC	6x0,65=3,9	4x0,65=2,6	9,16	6,50

1er Type étage terrasse : Poutrelles à deux travées :

a) Calcul des sollicitations :

Vérification si la méthode forfaitaire est applicable.

- $Q = 4kN/m^2 \leq \min \begin{cases} 2G = 12{,}00 \quad kN/m^2 \\ 5 \quad kN/m^2 \end{cases}$ **(C.V)**

- l'inertie est constante pour toutes les travées .

- $0{,}8 < L_{AB} / L_{BC} = 1{,}01 < 1{,}25$ **(C.V)**

- La fissuration est peu nuisible

Donc la méthode forfaitaire est applicable; les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

- **1er type Poutrelles à deux travées**

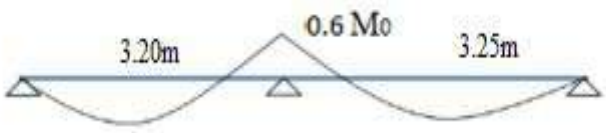
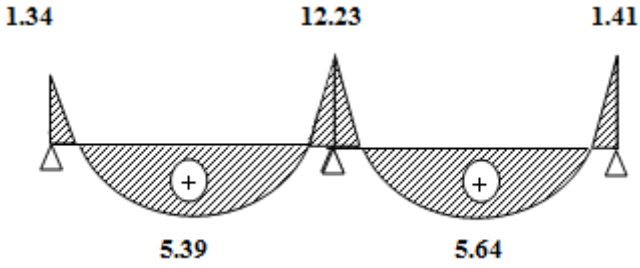


Fig. III-14: Poutrelles à deux travées

a) Détermination des moments à l'état limite ultime

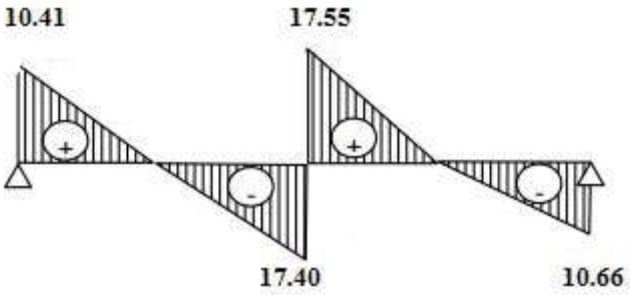
Tableau III.4. Moment fléchissant et efforts tranchants de la poutrelle à 2 travées à l'E.L.U

Travée	M_0 (kn.m)	M_t (kn.m)	M_w(kn.m)	M_e(kn.m)	T_ω (kn)	T_e(kn)
A-B	6,74	5,39	1,34	12,23	10,41	17,40
B-C	7,05	5,64	12,23	1,41	17,55	10,66



M(kN.m)

Fig. III.15. Diagramme des moments à l'ELU



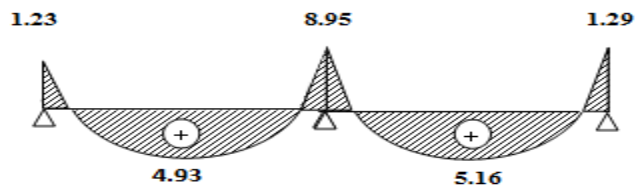
T(kN)

Fig. III.16. Diagramme des efforts tranchants à l'ELU

b) **<u>Détermination des moments à l'état limite de service</u>**

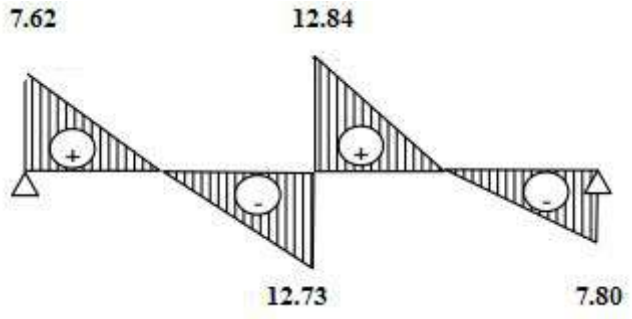
Tableau III.5. Moment fléchissant et efforts tranchants de la poutrelle à 2 travées à l'E.L.S

Travée	M_0 (kn.m)	M_t (kn.m)	M_w(kn.m)	M_e(kn.m)	T_ω (kn)	T_e(kn)
A-B	5,49	4,93	1,23	8,95	7,62	12,73
B-C	6,45	5,16	8,95	1,29	12,84	7,80



M(kN.m)

Fig. III.17. Diagramme des moments à l'ELS



T(kN)

Fig. III.18. Diagramme des efforts tranchants à l'ELS

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

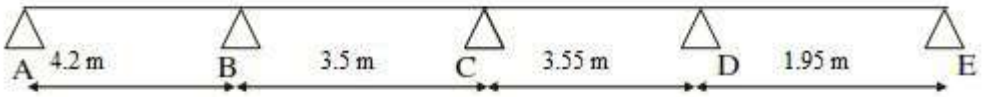
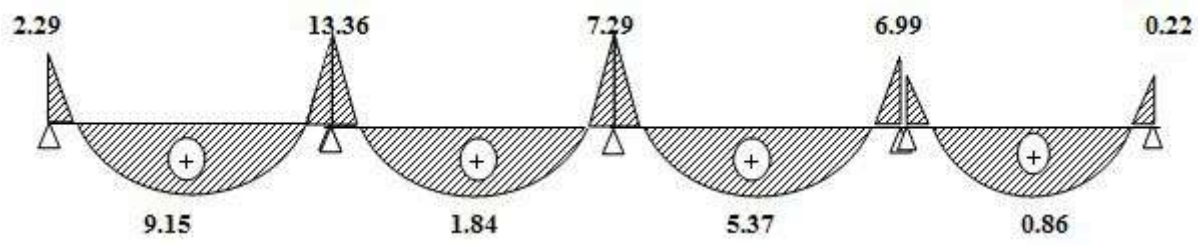


Fig. III.19. **Poutrelle à quatre travées**

a) <u>Détermination des moments à l'état limite ultime</u>

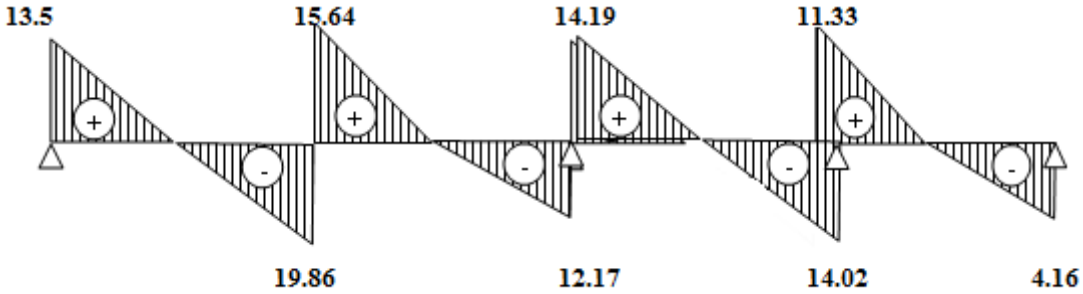
Tableau III.6. Moment fléchissant et efforts tranchants de la poutrelle 4 travées à l'E.L.U

Travée	M_0 (kn.m)	M_t (kn.m)	M_w(kn.m)	M_e(kn.m)	T_ω (kn)	T_e(kn)
A-B	11,44	9,15	2,29	13,36	13,5	19,86
B-C	2,30	1,84	13,36	7,29	15,64	12,17
C-D	6,71	5,37	7,29	6,99	14,19	14,02
D-E	1,08	0,86	6,99	0,22	11,33	4,16



M(kN.m)

Fig. III.20. Diagramme des moments à l'ELU



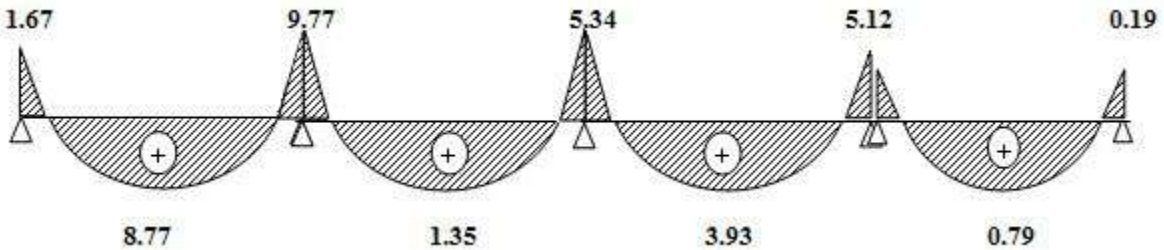
T(kN)

Fig. III.21. Diagramme des efforts tranchants à E.L.U

b) <u>Détermination des moments à l'état limite de service</u>

Tableau III.7. Moment fléchissant de la poutrelle à 4 travées à l'E.L.S

Travée	M_0 (kn.m)	M_t (kn.m)	M_w(kn.m)	M_e(kn.m)	T_ω (kn)	T_e(kn)
A-B	10,96	8,77	1,67	9,77	9,88	14,53
B-C	1,69	1,35	9,77	5,34	11,44	8,91
C-D	4,91	3,93	5,34	5,12	10,38	10,26
D-E	1,21	0,79	5,12	0,19	8,29	3,04



M(kN.m)

Fig. III.22. Diagramme des moments à l'ELS

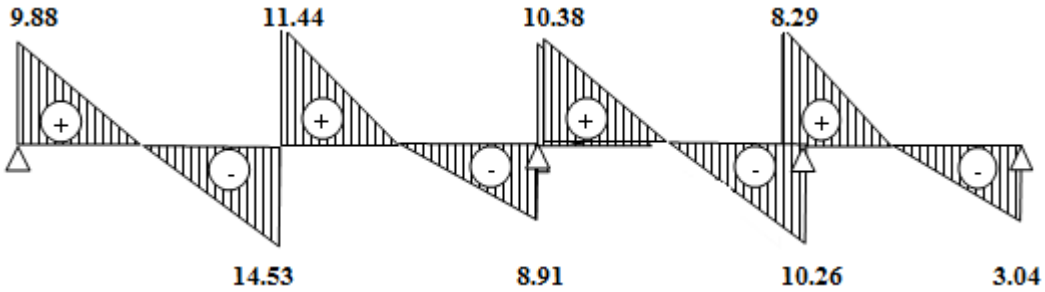


Fig. III.23. Diagramme des efforts tranchants à E.L.S

♦ **3eme type Poutrelle à septe travées**

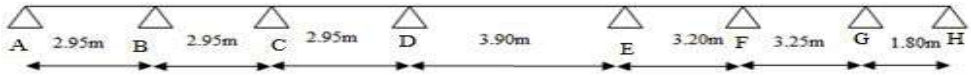
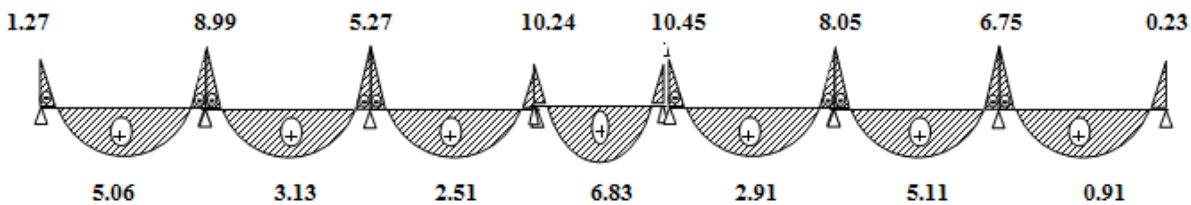


Fig. III.24. Poutrelle à septe travées

a)Détermination des moments à l'état limite ultime

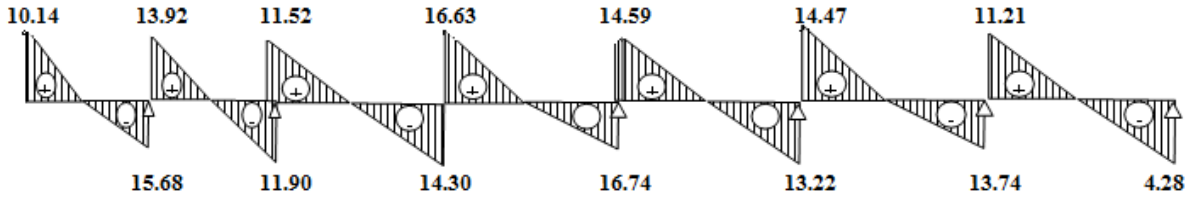
Tableau III.8. Moment fléchissant de la poutrelle à 7 travées à l'E.LU

Travée	M_0 (kn.m)	M_t (kn.m)	M_w(kn.m)	M_e(kn.m)	T_ω (kn)	T_e(kn)
A-B	5,06	5,06	1,27	8,99	10,14	15,68
B-C	5,06	3,13	8,99	5,72	13,92	11,90
C-D	5,06	2,51	5,72	10,24	11,52	14,30
D-E	8,54	6,83	10,24	10,45	16,63	16,74
E-F	3,64	2,91	10,45	8,05	14,59	13,22
F-J	6,39	5,11	8,05	6,75	14,47	13,74
J-K	1,14	0,91	6,75	0,23	11,21	4,28



M(kN.m)

Fig. III.25. Diagramme des moments à l'ELU



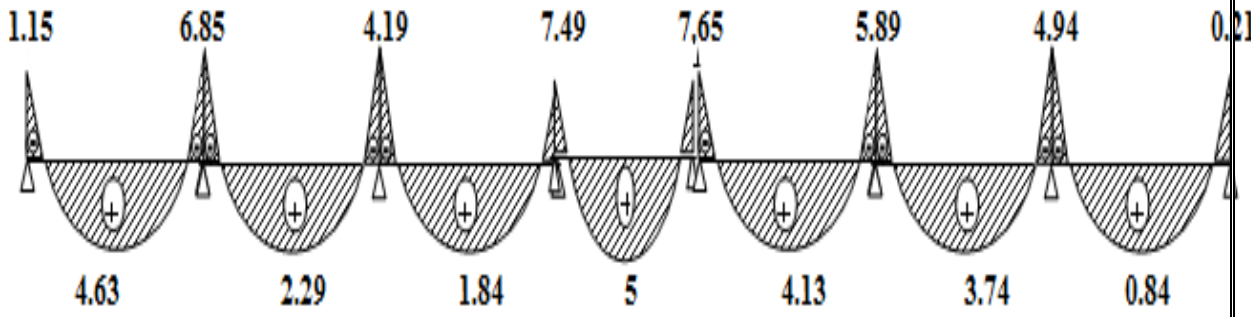
T(kN)

Fig. III.26. Diagramme des efforts tranchants à E.L.U

b)<u>Détermination des moments à l'état limite de service</u>

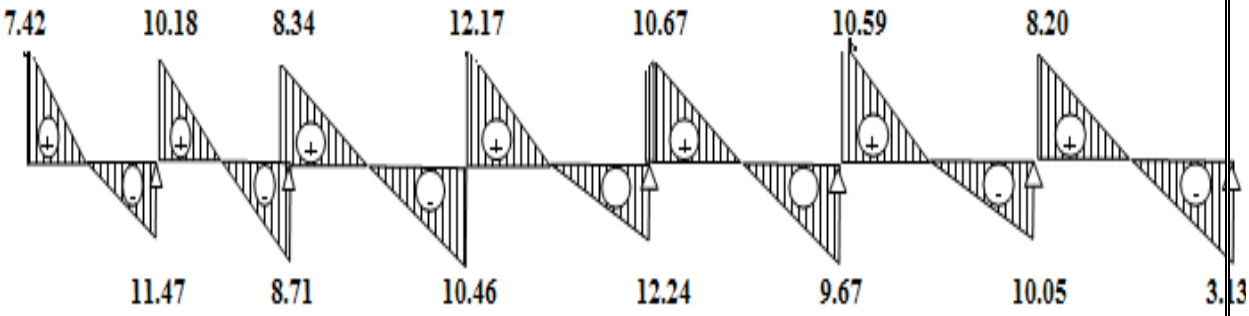
Tableau III.9. Moment fléchissant de la poutrelle à 7 travées à l'E.L.S

Travée	M_0 (kn.m)	M_t (kn.m)	M_w(kn.m)	M_e(kn.m)	T_ω (kn)	T_e(kn)
A-B	5,78	4,63	1,15	6,85	7,42	11,47
B-C	5,78	2,29	6,85	4,19	10,18	8,71
C-D	5,78	1,84	4,19	7,49	8,34	10,46
D-E	6,25	5	7,49	7,65	12,17	12,24
E-F	2,66	4,13	7,65	5,89	10,67	9,67
F-J	4,68	3,74	5,89	4,94	10,59	10,05
J-K	1,05	0,84	4,94	0,21	8,20	3,13



M(kN.m)

Fig.III.27. Diagramme des moments à l'ELS



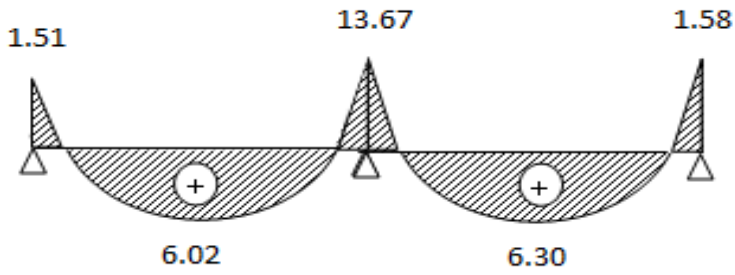
T(kN)

Fig. III.28. Diagramme des efforts tranchants à E.L.S

1er Type étage commercial : Poutrelles à deux travées :

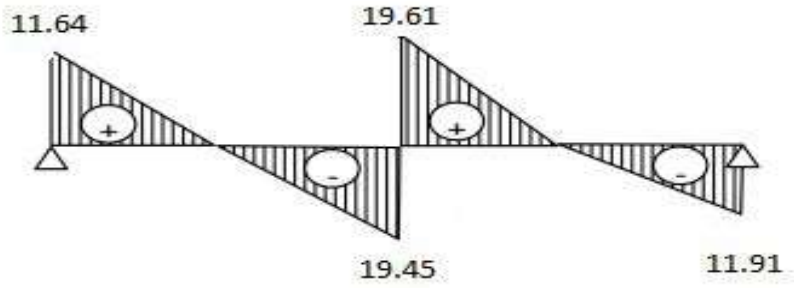
Tableau III.10. Moment fléchissant et efforts tranchants de la poutrelle à 2 travées à l'E.L.U

Travée	M_0 (kn.m)	M_t (kn.m)	M_w(kn.m)	M_e(kn.m)	T_ω (kn)	T_e(kn)
A-B	7,53	6,02	1,51	13,67	11,64	19,45
B-C	7,88	6,30	13,67	1,58	19,61	11,91



M(kN.m)

Fig. III.29. Diagramme des moments à l'ELU



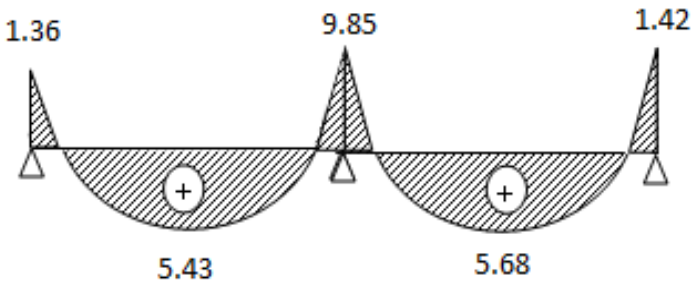
T(kN)

Fig. III.30. Diagramme des efforts tranchants à l'ELU

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

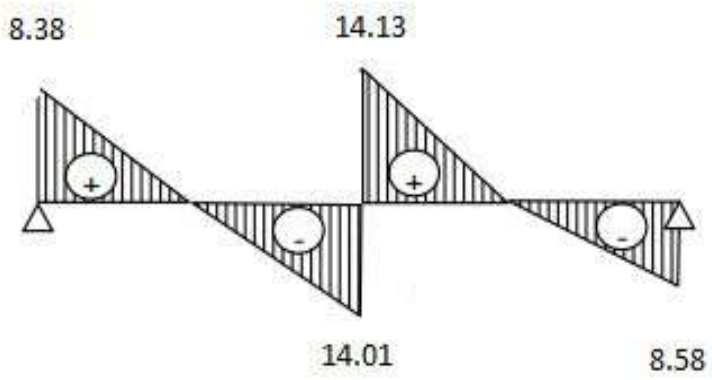
Tableau III.11. Moment fléchissant et efforts tranchants de la poutrelle à 2 travées à l'E.L.S

Travée	M_0 (kn.m)	M_t (kn.m)	M_w(kn.m)	M_e(kn.m)	T_ω (kn)	T_e(kn)
A-B	6,78	5,43	1,36	9,85	8,38	14,01
B-C	7,10	5,68	9,85	1,42	14,13	8,58



M(kN.m)

Fig. III.31. Diagramme des moments à l'ELS



T(kN)

Fig. III.32. Diagramme des efforts tranchants à l'ELS

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

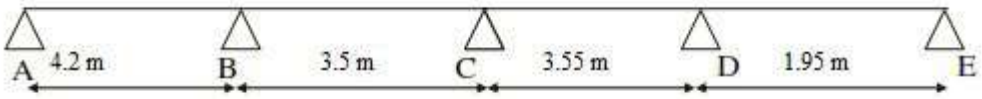
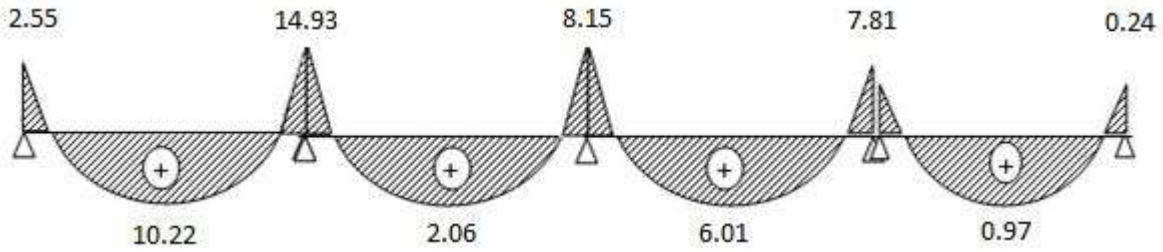


Fig. III.33. Poutrelle à quatre travées

a) <u>Détermination des moments à l'état limite ultime</u>

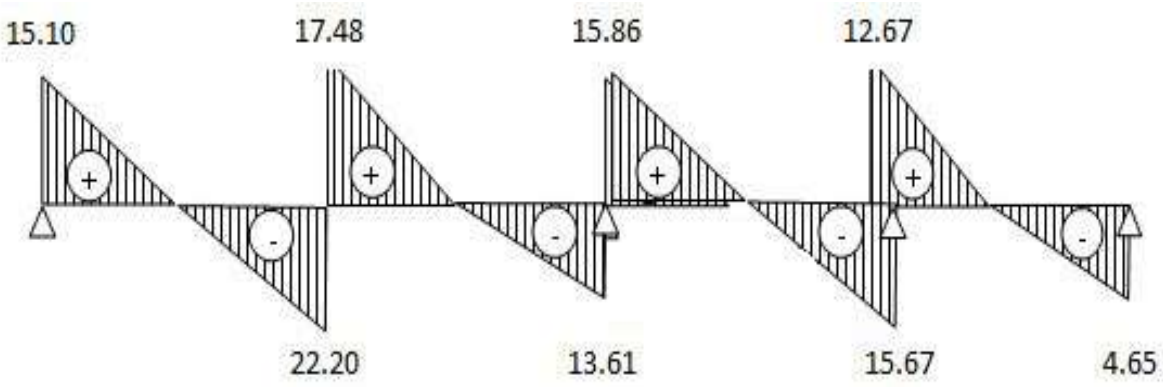
Tableau III.12. Moment fléchissant et efforts tranchants de la poutrelle 4 travées à l'E.L.U

Travée	M_0 (kn.m)	M_t (kn.m)	M_w(kn.m)	M_e(kn.m)	T_ω (kn)	T_e(kn)
A-B	12,78	10,22	2,55	14,93	15,10	22,20
B-C	10,64	2,06	14,93	8,15	17,48	13,61
C-D	6,01	6,01	8,15	7,81	15,86	15,67
D-E	1,21	0,97	7,81	0,24	12,67	4,65



M(kN.m)

Fig. III.34. Diagramme des moments à l'ELU



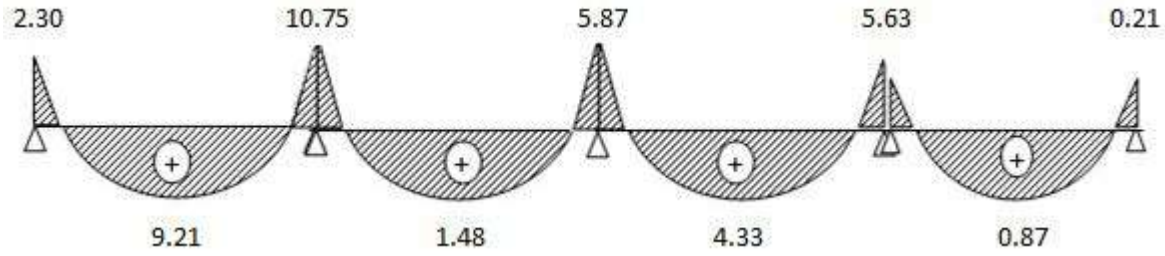
T(kN)

Fig. III.35. Diagramme des efforts tranchants à E.L.U

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

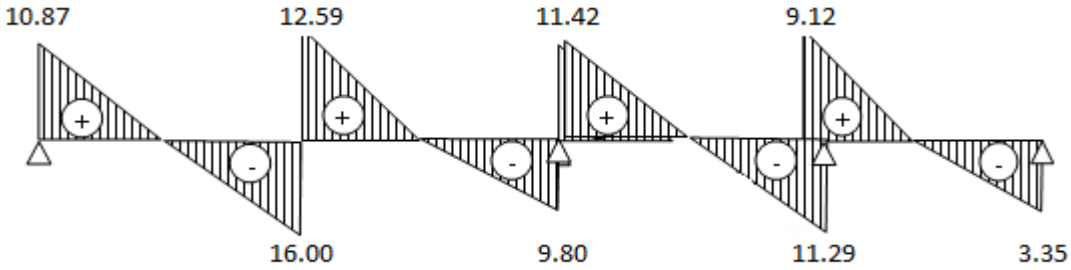
Tableau III.13. Moment fléchissant de la poutrelle à 4 travées à l'E.L.S

Travée	M_0(kn.m)	M_t(kn.m)	M_w(kn.m)	M_e(kn.m)	T_ω(kn)	T_e(kn)
A-B	11,51	9,21	2,30	10,75	10,87	16,00
B-C	7,25	1,48	10,75	5,87	12,59	9,80
C-D	6,24	4,33	5,87	5,63	11,42	11,29
D-E	2,58	0,87	5,63	0,21	9,12	3,35



M(kN.m)

Fig. III.36. Diagramme des moments à l'ELS



T(kN)

Fig. III.37. Diagramme des efforts tranchants à E.L.S

♦ **3eme type Poutrelle à septe travées**



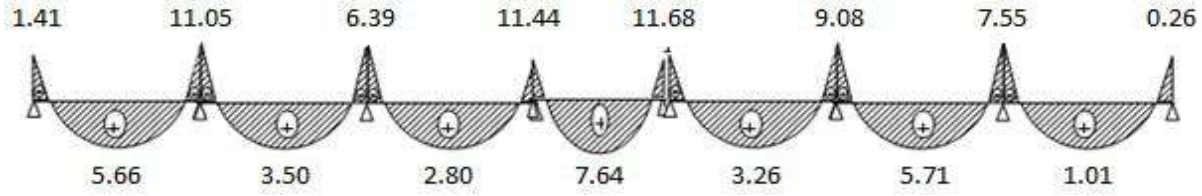
Fig. III.38. Poutrelle à septe travées

d) <u>Détermination des moments à l'état limite ultime</u>

Tableau III.14. Moment fléchissant de la poutrelle à 7 travées à l'E.L.S

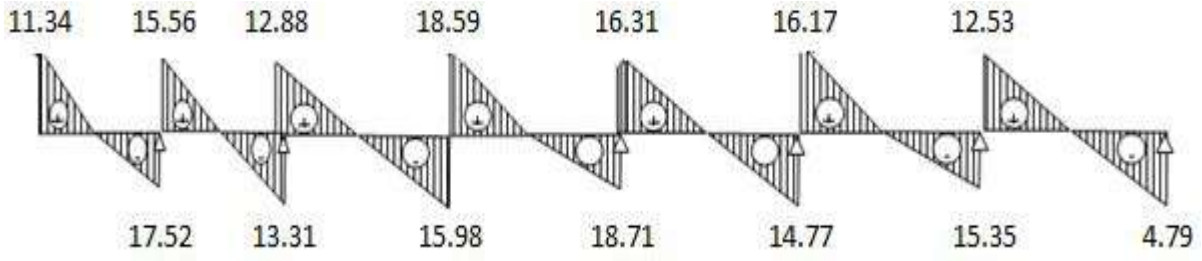
Travée	M_0	M_t	M_w(kn.m)	M_e(kn.m)	T_ω (kn)	T_e(kn)

	(kn.m)	(kn.m)				
A-B	7,07	5,66	1,41	10,05	11,34	17,52
B-C	4,38	3,50	11,05	6,39	15,56	13,31
C-D	3,5	2,80	6,39	11,44	12,88	15,98
D-E	9,55	7,64	11,44	11,68	18,59	18,71
E-F	4,07	3,26	11,68	9,08	16,31	14,77
F-J	7,14	5,71	9,08	7,55	16,17	15,35
J-K	1,26	1,01	7,55	0,26	12,53	4,79



M(kN.m)

Fig. III.39. Diagramme des moments à l'ELU



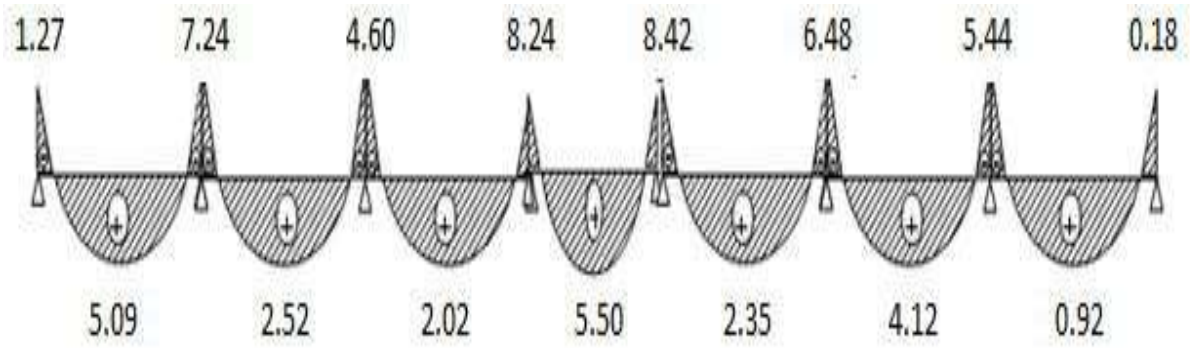
T(kN)

Fig. III.40. Diagramme des efforts tranchants à E.L.U

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

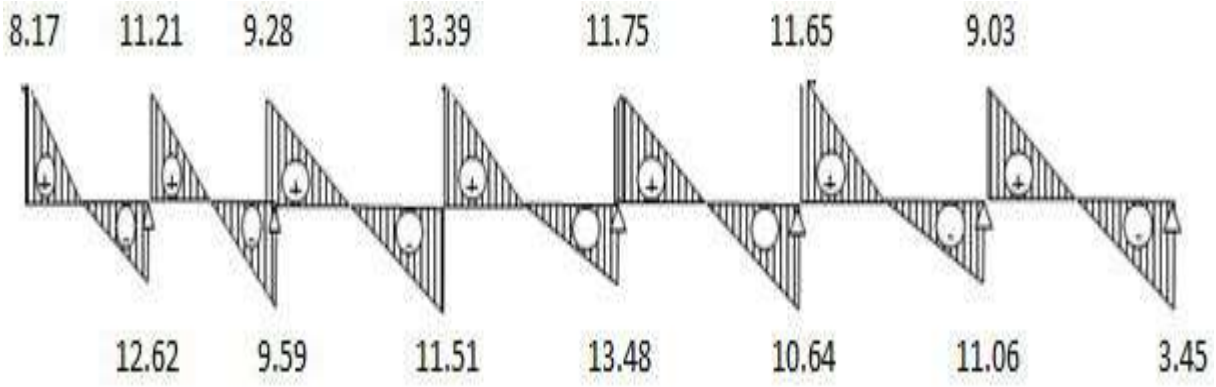
Tableau III.15. Moment fléchissant de la poutrelle à 7 travées à l'E.L.S

Travée	M (kn.m)	M_t (kn.m)	M_w(kn.m)	M_e(kn.m)	T_ω (kn)	T_e(kn)
A-B	6,36	5,09	1,27	7,24	8,17	12,62
B-C	3,15	2,52	7,24	4,60	11,21	9,59
C-D	2,53	2,02	4,60	8,24	9,28	11,51
D-E	6,88	5,50	8,24	8,42	13,39	13,48
E-F	2,94	2,35	8,42	6,48	11,75	10,64
F-J	5,15	4,12	6,48	5,44	11,65	11,06
J-K	1,15	0,92	5,44	0,18	9,03	3,45



M(kN.m)

Fig. III.41. Diagramme des moments à l'ELS



T(kN)

Fig. III.42. Diagramme des efforts tranchants à E.L.S

III.2.3.2.B. Récapitulations :

- **TERRASSE**

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

Tableau III-16: Récapitulations des efforts

	ELU			ELS	
	Mau (kn.m)	Mtu (kn.m)	Tu (kn)	Ma ser (kn.m)	Mt ser (kn.m)

sollicitations	13,36	9,15	19,86	9,77	8,37
référence	Type2	Type2	Type2	Type2	Type2

III.2.3.2.C. Calcul du ferraillage :

- **Armatures longitudinales :**

Le ferraillage est calculé en flexion simple :

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

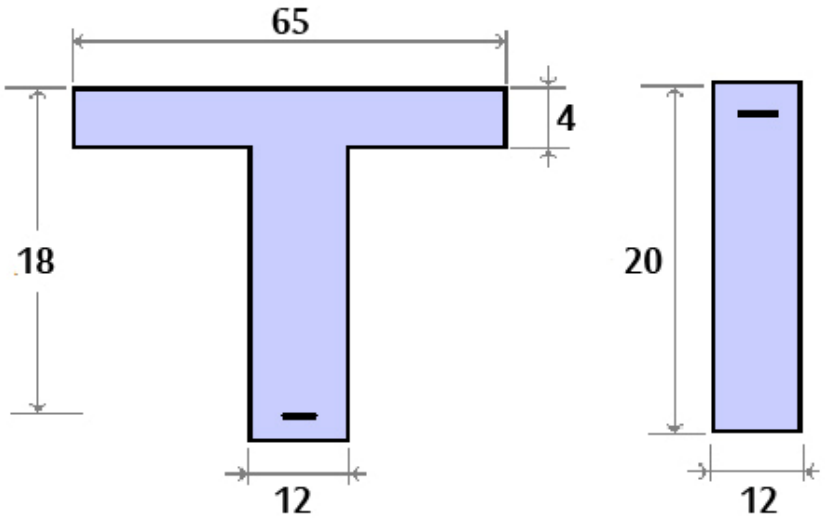


Fig. III-43 : les sections considérées pour le calcul des ferraillages. En travée à gauche ; En appui à droite

La fissuration est peu nuisible, la situation est durable

Tableau III-17 : calcul des armatures

		En travée section T :	**AUX appuis section rectangulaire**
E	M_u kn.m	9,15	13,36

	M_0 kn.m	M0 b*h0*σbadm* d- h0/2 59,07 M_0 M_u⇒ l'axe neutre appartient à la table ⇒ section rectangulaire b*h 65*20	b*h 12*20
	μ	0,030	**0,242**
	μ_l	**0,392**	
	μ μ_l	Oui	**Oui**
	B	0,985	**0,859**
	A cm^2	1,48	**2,48**
	Le choix	2HA10 1,57 cm^2	**1HA12 1HA14 2,67 cm^2**
	B/1000	1,3	**0,24**
	A≥ B/1000	OUI	**OUI**
Vérification à ELS	M_{ser} kN.m	8,37	**9,77**
	σ_{badm} Mpa	**15**	
	y_1 cm	3,27	**4,14**
	I_G cm^4	5867,30	**9231,06**
	σ_b Mpa	4,68	**4,38**
	$\sigma_b \leq \sigma_{badm}$	**Oui**	**Oui**

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

Tableau III-18 : ferraillages longitudinaux des poutrelles

Section d'armature	En travée	Aux appuis
	At 2HA10	Aa 1HA12 1HA14

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

Armatures transversales :

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

- **Espacement S_t:**

$S_t \leq Min\begin{cases}0{,}9d \\ 40cm\end{cases}$ 16,2;40 cm

Donc: S_t 15 cm;

❖ **Diamètre des armatures transversales ϕ_t :**

$\phi_t \leq \text{Min}\left\{\frac{h}{35};\phi_l;\frac{b_0}{10}\right\}$ 5,71;10;12 mm

On adopte $\phi_t \leq$ 5,71, on prend : ϕ_t 6 mm $\Rightarrow \frac{\pi\phi_t^2}{4}$ 28,27 mm²

a_t : section d'une barre; n_t: nombre des barres a_t 0,28 cm² et n_t 2 ➔ A_t $a_t n_t$ 0,56 cm².

Tableau III-19 : les armatures transversales dans les poutrelles et leur espacement

A transversales	espacement
2ϕ6	20cm

III.2.3.2.D. Vérification au cisaillement :[1]

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

$$\tau u = \frac{T}{b*d} = \frac{19{,}86*10^3}{120*180} = 0{,}92\,MPa \leq \overline{\tau_u} = Min\left[\frac{0{,}2\,f_{c28}}{\gamma_b};5MPa\right] = 3{,}33 \text{ Mpa}$$

❖ **Vérifications nécessaires :** 1

Section d'armatures transversales F_eE400 .

$$\frac{A_t \cdot f_e}{b_0 \cdot S_t} \geq 0{,}4\,\text{MPa.} \Rightarrow \frac{56 \times 400}{120 \times 150} = 1{,}24\,\text{MPa} \geq 0.4\,\text{MPa}$$ **C.V**

$$\frac{A_t}{b_0 \cdot S_t} \geq \gamma_s\left(\frac{\tau_u - 0{,}3Kf_{t28}}{0{,}9 \cdot f_e[\cos\alpha + \sin\alpha]}\right) \Rightarrow \frac{A_t}{b_0 \cdot S_t} = 0{,}003 > 0{,}0008$$ **C.V**

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

α 90° Pour les armatures transversales

III.2.3.2.a. Vérifications préliminaires de la flèche :[1]

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

Tableau III-20 : vérifications préliminaires de la flèche des poutrelles

1ere condition	2eme condition
h/L ≥ Mt/(15 Mo)	$\rho \leq 3,6/fe$
h/ L 0,20 / 4,20 0,048 Mt/ 15 Mo 8,37/ 15*59,07 0,0010	ρ A/ bo*d 1,57/ 12*18 0,0072 3,6/ fe 3,6 / 400 0,009
Condition vérifiée	Condition non vérifiée

III.2.3.2.B. Récapitulations :

- **Etage Commerciale**

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

Tableau III-21: Récapitulations des efforts

	ELU			ELS	
	Mau (kn.m)	Mtu (kn.m)	Tu (kn)	Ma ser (kn.m)	Mt ser (kn.m)
sollicitations	14,93	10,22	22,20	10,75	9,21
référence	Type2	Type2	Type2	Type2	Type2

III.2.2.2.C. Calcul du ferraillage :

- **Armatures longitudinales :**

Le ferraillage est calculé en flexion simple :

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

Pour le moment négatif (aux appuis) la section transversale de calcul sera la section rectangulaire

Tableau III-22 : calcul des armatures

		En travée section T :	Aux appuis section rectangulaire :
ELU	M_u (kn.m)	10,22	14,93
	M_0 (kn.m)	M0=b*h0*σ_{badm}*(d-(h0/2)) =59,07 $M_0 > M_u \Rightarrow$ l'axe neutre appartient à la table $\Rightarrow$ section rectangulaire (b*h)=(65*20)	(b*h)=12*20
	μ	0,034	**0,27**
	μ_l	**0,392**	
	$\mu < \mu_l$	Oui	**Oui**
	B	0,983	**0,839**
	A (cm^2)	1,65	**2,84**
	Le choix	**3HA10=2,36 cm^2**	**1HA12+1HA16=3,14cm^2**
	B/1000	1,3	**0,24**
	A≥ B/1000	OUI	**OUI**
Vérification à ELS	M_{ser} (kN.m)	9,21	**10,75**
	σb_{adm}(Mpa)	**15**	
	y_1 (cm)	3,84	**4,41**
	I_G (cm^4)	8023,97	**10931,23**
	σb (Mpa)	4,37	**4,33**
	$\sigma b \leq \sigma b_{adm}$	**Oui**	**Oui**

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

Section d'armature	En travée	Aux appuis

	At=3HA10	Aa=1HA12+1HA16

Tableau III-23 : ferraillages longitudinaux des poutrelles

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

- **Armatures transversales :**

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

- **Espacement S_t:**

$S_t \leq Min\begin{cases}0{,}9d \\ 40cm\end{cases}$ =(16,2;40 cm)

Donc: S_t=15 cm;

- **Diamètre des armatures transversales ϕ_t :**

$\phi_t \leq \text{Min}\left\{\frac{h}{35};\phi_l;\frac{b_0}{10}\right\}$ ={5,71;12;12}(mm)

On adopte $\phi_t \leq 5{,}71$, on prend : ϕ_t=6 mm $\Rightarrow \frac{\pi\phi_t^2}{4}$ =28,27 mm²

a_t : section d'une barre; n_t: nombre des barres a_t=0,28 cm² et n_t=2 ➔$A_t=a_t n_t$=0,56 cm².

Tableau III-24 : les armatures transversales dans les poutrelles et leur espacement

A transversales	espacement
2ϕ6	20cm

III.2.3.2.C. Vérification au cisaillement :[1]

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

$$\tau u=\frac{T}{b*d}=\frac{22,2*10^3}{120*180}=1,02\ MPa \leq \overline{\tau_u}=Min\left[\frac{0,2\ f_{c28}}{\gamma_b};5MPa\right]=3,33\ \text{Mpa}$$

❖ **Vérifications nécessaires : [1]**

Section d'armatures transversales (F_eE400).

$$\frac{A_t\cdot f_e}{b_0\cdot S_t}\geq 0,4\,\text{MPa.}\Rightarrow\frac{56\times 400}{120\times 150}=1,24\,\text{MPa}\geq 0,4\ \text{MPa}\qquad \textbf{(C.V)}$$

$$\frac{A_t}{b_0\cdot S_t}\geq\gamma_s\left(\frac{\tau_u-0,3Kf_{t28}}{0,9\cdot f_e[\cos\alpha+\sin\alpha]}\right)\Rightarrow\frac{A_t}{b_0\cdot S_t}=0,003>0,0008\ \textbf{(C.V)}$$

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

α=90° Pour les armatures transversales

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

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

Tableau III-25 : vérifications préliminaires de la flèche des poutrelles

1ere condition	2eme condition
h/L ≥ Mt/(15 Mo)	**ρ ≤ 3,6/fe**
h/ L = 0,20 / 4,20 = 0,048 **Mt/(15 Mo)=9,21/(15*59,07)=0,010**	**ρ=A/(bo*d)=2,26/(12*18)=0,010** **3,6/ fe = 3,6 / 400 = 0,009**
Condition vérifiée	**Condition non vérifiée**

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

M_{ser} = 9,21 kN.m

$$\rho=\frac{A}{b_0\cdot d}=\frac{3,04}{12,18}=0,0104$$

$\rho = 1{,}04\ \% \Rightarrow \beta_1 = 0{,}858$ (Tableau).

$$\sigma_s = \frac{M_{ser} \cdot 10^6}{\beta_1 \cdot d \cdot A} = 263{,}87 MPa$$

$$\lambda_i = \frac{0{,}05 \cdot f_{c28}}{\left(2 + 3 \cdot \frac{b_0}{b}\right)\rho} = \frac{0{,}05 \cdot 25}{\left(2 + 3 \cdot \frac{12}{65}\right)0{,}0104} = 4{,}7$$

$\lambda_v = 2/5\ \lambda_i = 1{,}88$.

$$\mu = 1 - \frac{1{,}75 \cdot f_{t28}}{4 \cdot \rho \sigma_s + f_{t28}} \Rightarrow \mu = 1 - \frac{1{,}75 \cdot 2{,}1}{4 \cdot 0{,}0104 \cdot 263{,}87 + 2{,}1} \Rightarrow \mu = 0{,}73$$

Détermination de l'axe neutre:

$$y = \frac{\frac{b_0 . h^2}{2} + \frac{(b - b_0) . h_0^2}{2} + 15A . d}{b_0 . h + (b - b_0) . h_0 + 15A} = 7{,}06 cm$$

Moment d'inertie de la section totale:

$$I = \frac{b_0}{3}\left[y^3 + (h - y)^3\right] + \frac{(b - b_o)h_0^3}{12} + h_0(b - b_o)(y - h_0/2)^2 + 15A(y - d)^2 = 19842{,}36 cm^4$$

$$I_{fi} = 1.1\frac{I_0}{1 + \lambda_i \mu} \Rightarrow I_{fi} = 4925{,}88\ cm^4$$

$$I_{fv} = 1{,}1\frac{I_0}{1 + \lambda_v \mu} = 9200{,}22 cm^4$$

$E_i = 11000\sqrt[3]{f_{c28}} = 32164{,}2 MPa$; $E_v = 1/3\ E_i = 10819 MPa$

$$f_i = \frac{M_{ser} \cdot L^2}{10 E_i I_{fi}} = \frac{9{,}21 \times 4{,}20^2}{10.(32164{,}2 x 4925{,}88)} \Rightarrow f_i = 10{,}25\ mm$$

$$f_v = \frac{M_{ser} \cdot L^2}{10 E_v I_{fv}} = \frac{9{,}21 \times 4{,}20^2}{10(10819 x 9200{,}22)} \Rightarrow f_v = 16{,}32\ mm.$$

$\Delta f_t = f_v - f_i \Rightarrow \Delta f_t = 16{,}32 - 10{,}25 = 6{,}07 mm$

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

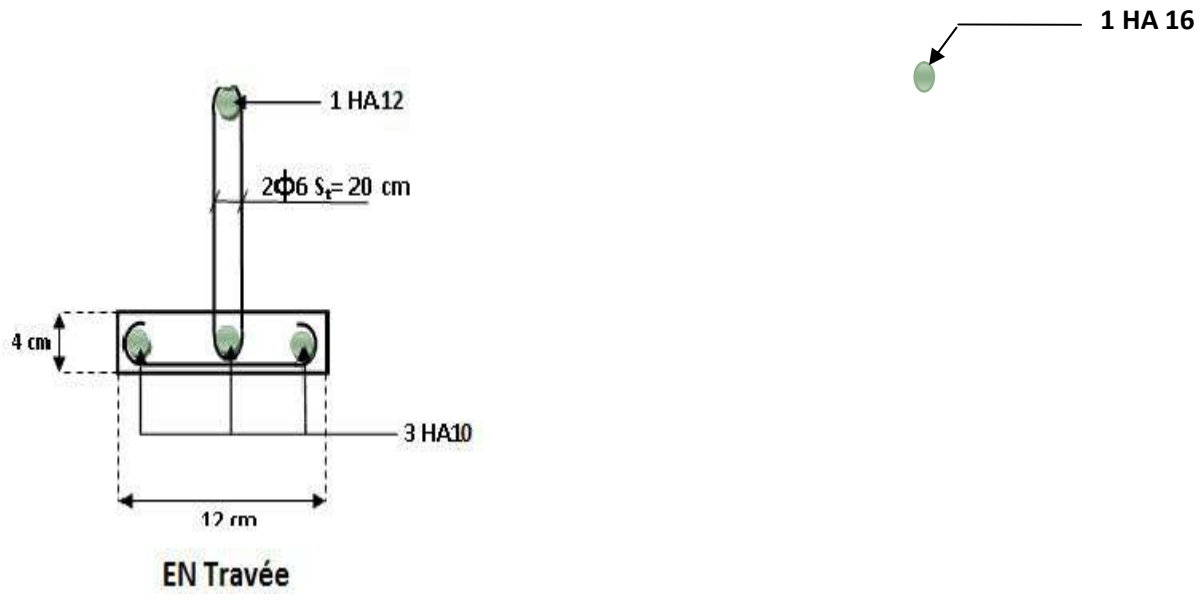
Avec: $F_{limite} = \frac{L}{500} = \frac{420}{500} = 8{,}4$ mm.

Donc: $\Delta f_t = 6{,}07$ mm $< f_{Limite} = 8{,}4$ mm

Donc, on garde l'épaisseur de prédimensionnement, (**e=16+4cm**) du plancher à corps creux.

Tableau III.26: Récapitulation des résultats de la flèche

M(kN.m)	A(cm^2)	y (cm)	ρ	ß$_1$	σ_s (MPa)	μ	λ_i	λ_v
8,31	2,26	7,06	0,0104	0,858	263,87	0,73	4,7	1,88
I (cm^4)	**I_{fi} (cm^4)**	**I_{fv} (cm^4)**	**L(m)**	**f_i (mm)**	**f_v (mm)**	**Δf (mm)**	**f_{adm}(mm)**	**$\Delta f < f_{adm}$**
19842,36	4925,88	9200,22	4,20	10,25	16,32	6,07	8,4	**C.V**



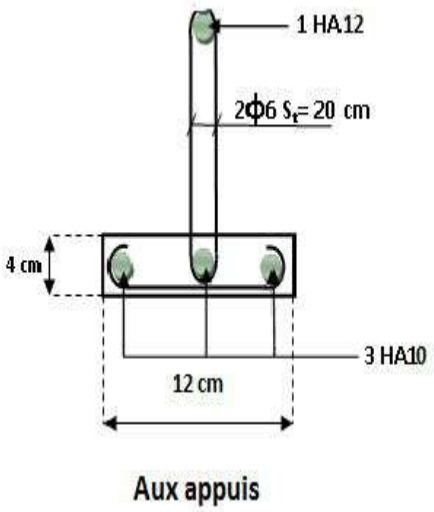


Fig. III-44 : ferraillage des poutrelles

III.3. les escaliers :

III.3.1. Introduction :

Un escalier est une suite de plans horizontaux disposés en gradins, afin de permettre aux usagers du bâtiment de se déplacer à pied d'un niveau à un autre, un escalier sert donc à monter et descendre, la montée et la descente doivent se faire aussi aisément que possible et sans danger.

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

- **La 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.

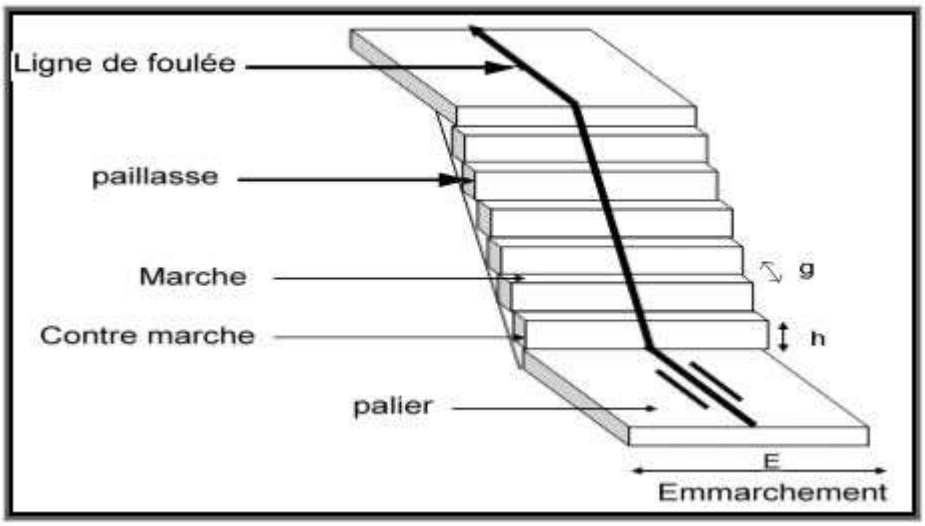


Fig. III.45. Représentation d'un escalier

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

III.3.2. Dimensionnement

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

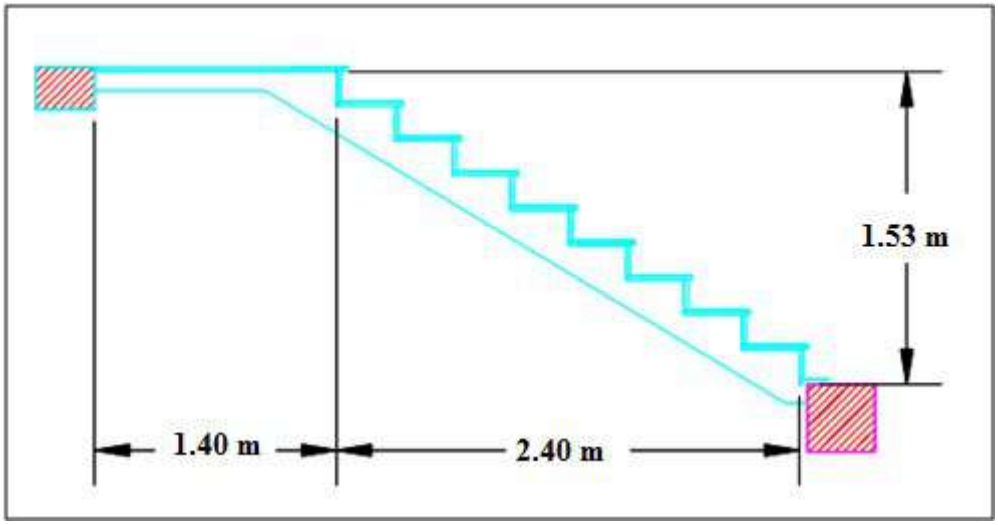


Fig. III-46 : escalier a une seule volé

III.3.3.1. Prédimensionnement :

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

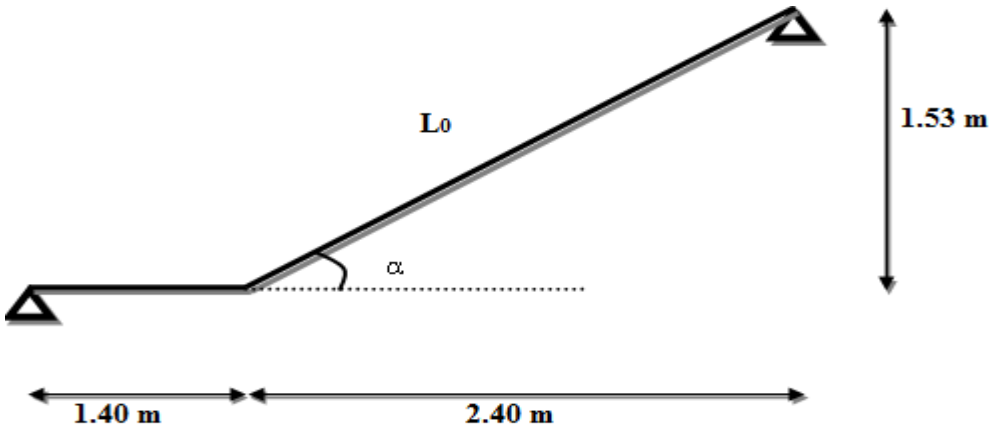


Fig. III.47. Dimensions de l'escalier

- **L'angle d'inclinaison α**

  $tg\ \alpha = H / L \Rightarrow \alpha = 32.51°$

- **Longueur de la paillasse**

  $L_0 = H / \sin\alpha \Rightarrow L_0 = 2.84m$

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

g : largeur de la marche.
h : la hauteur de la contremarche.
n: le nombre de contremarches.

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

$g = L/n-1$ $\quad\quad$ $h = H/n$

- **Détermination de n, g, h**

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

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

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

$$\begin{cases} -66n^2 +610\ n -306 \leq 0 \end{cases}$$

$-59n^2 + 603\,n - 306 \geq 0$

$8.96 < n < 9.54$

Donc on prend : n=9

Nombre de marches n-1=8

Nombre de contremarches *n=9*

Hauteur de la contremarche h=17cm

Largeur de la marche g=L/n-1 ⇒ g=29,7cm On prend g=30 cm

Détermination de l'épaisseur de l'escalier

$$\frac{l}{35} \leq e \leq \frac{l}{30}$$

Avec : L=1,4+2,84 = 4,24m ⇒ 0,12 m ≤ e ≤ 0,14 m

On prendra: **e = 15 cm**

III.3.3.2.A. Charges permanentes :

Tableau III.27. Charge permanente du palier de repos de l'escalier

N°	**Composants**	**Épaisseur (m)**	**Poids volumique (KN/m²)**	**Poids surfacique (KN/m²)**
1	**Carrelage**	0,02	22	0,44
2	**Lit de sable**	0,03	18	0,54
3	**Mortier de pose**	0,02	20	0,40
4	**Poids propre du palier**	0,15	25	3,75
5	**Enduit ciment**	0,02	18	0,36
G				5,49

N°	**Composants**	**Épaisseur (m)**	**Poids volumique (KN/m²)**	**Poids surfacique (KN/m²)**
1	**Carrelage**	0,02	22	0,44
2	**Lit de sable**	0,03	18	0,54
3	**Mortier de pose**	0,02	20	0,40
4	**Poids propre de la**	0,15 / cos α	25	4,44

	paillasse			
5	**Poids des marches**	0,17 / 2	25	2,12
6	**Enduit ciment**	0,02	18	0,36
G				8,30

Tableau III.28. Charge permanente de la paillasse de l'escalier

III.3.3.2.B. Charge d'exploitation :

Q = 2,5KN/m2

III.3.3.3. Détermination des efforts :

A l'E.L.U: P_u =1,35 G + 1,5 Q

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

Les résultats sont résumés dans les tableaux suivants:

Tableau III-29 : Combinaison des charges de l'escalier

	G (Kn/m²)	**Q (Kn/m²)**	**P_u (Kn/m²)**	**P_{ser} (Kn/m²)**
Palier 1	5,49	2,5	11,16	7,99
Paillasse	8,30	2,5	14,96	10,80

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

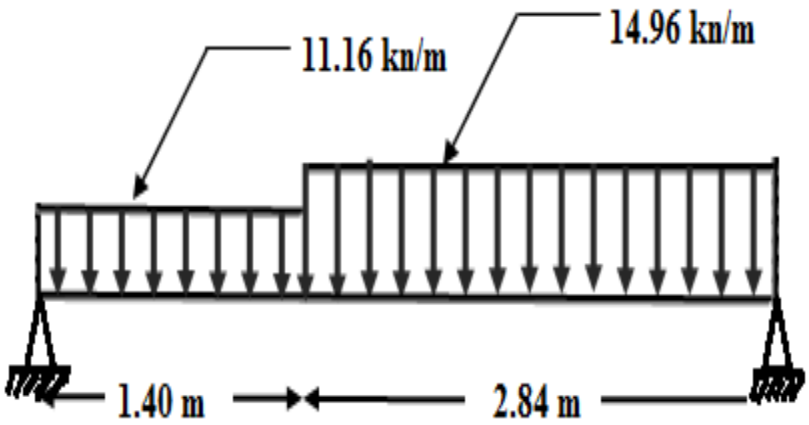


Fig. III-48 : Schéma statique à l'E.L.U

Tableau III-30 : Récapitulation des efforts de l'escalier du type .1. E.L.U

	ELU

	Ma u (kn.m)	Mt u (kn.m)	Tu (kn)
Sollicitation	15,88	26,99	30,84

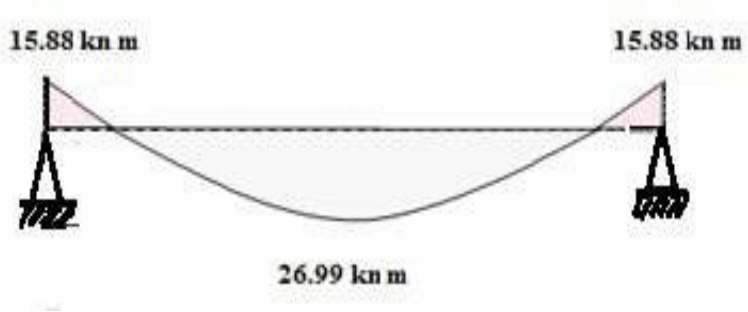


Fig. III-49 : Diagramme de moment l'E.L.U

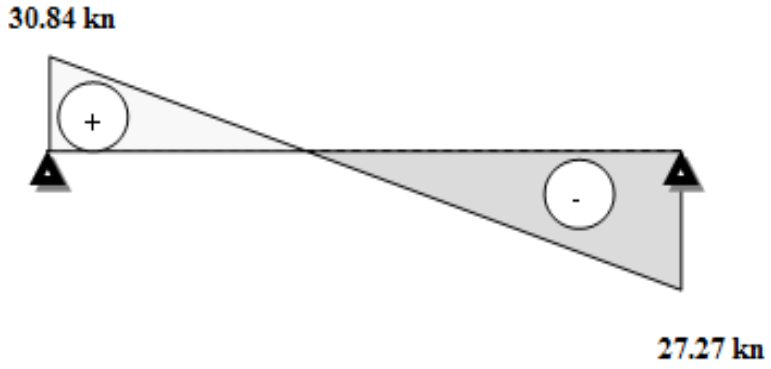


Fig. III-50 : Diagramme d'effort tranchant l'E.L.U

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

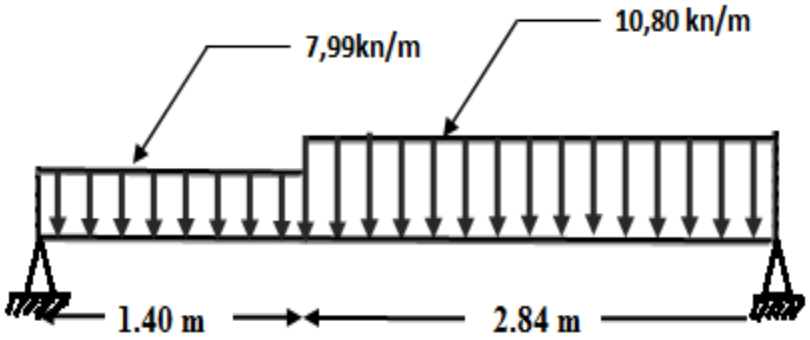


Fig. III-51 : Schéma statique à l'E.L.S

Tableau III-31 : Récapitulation des efforts de l'escalier du type .1. E.L.S

	ELS		
	Ma SER (kn.m)	**Mt SER(kn.m)**	**TSER (kn)**
Sollicitation	11,44	19,45	22,24

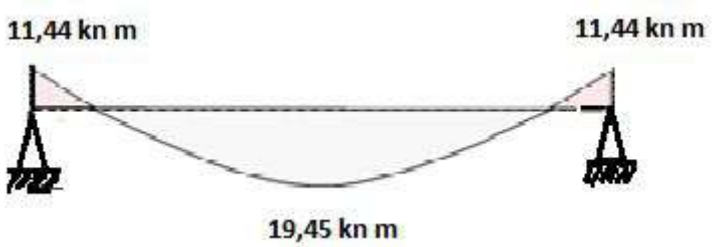


Fig. III-52 : Diagramme de moment l'E.L.S

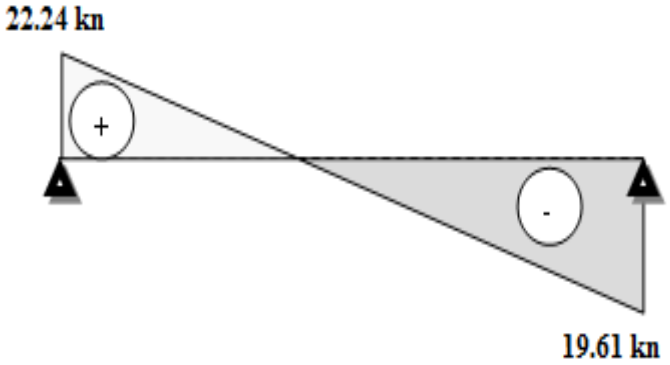


Fig. III-53 : Diagramme d'effort tranchant l'E.L.S

III.3.3.4 Ferraillage des escaliers :

Les données de béton et l'acier :

Pour le béton :

f_{c28} = 25 MPa γ_b = 1,5 σ_{bc} = 14,2 MPa c = 2 cm

f_{t28} = 2,1 MPa b = 100 cm h= 15cm d=13 cm

pour l'acier :

FeE400 f_e=400Mpa γ_s = 1,15 σ_s = 348 MPa

Tableau III-32 : Calcul des sections d'acier de l'escalier

	M_u (Kn.m)	μ	β	A (cm^2)	A' (cm^2)	A_{adopt}(cm^2)
En travée	26,99	0,112	0,940	6,35	0,00	6HA12=6,78
En appuis	15,88	0,066	0,966	3,63	0,00	5HA10=3,92

III.3.3.4.A. Condition de non fragilité :[1]

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

En travées: $A = 6.78\ cm^2 \geq A_{min} = \frac{100 \times 15}{1000} = 1{,}50\ cm^2$ (c.v)

En appuis : $A = 3.92\ cm^2 \geq A_{min} = \frac{100 \times 15}{1000} = 1{,}50\ cm^2$ (c.v)

……

III.3. les escaliers :

III.3.1. Introduction :

Un escalier est une suite de plans horizontaux disposés en gradins, afin de permettre aux usagers du bâtiment de se déplacer à pied d'un niveau à un autre, un escalier sert donc à monter et descendre, la montée et la descente doivent se faire aussi aisément que possible et sans danger.

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

- **La 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.

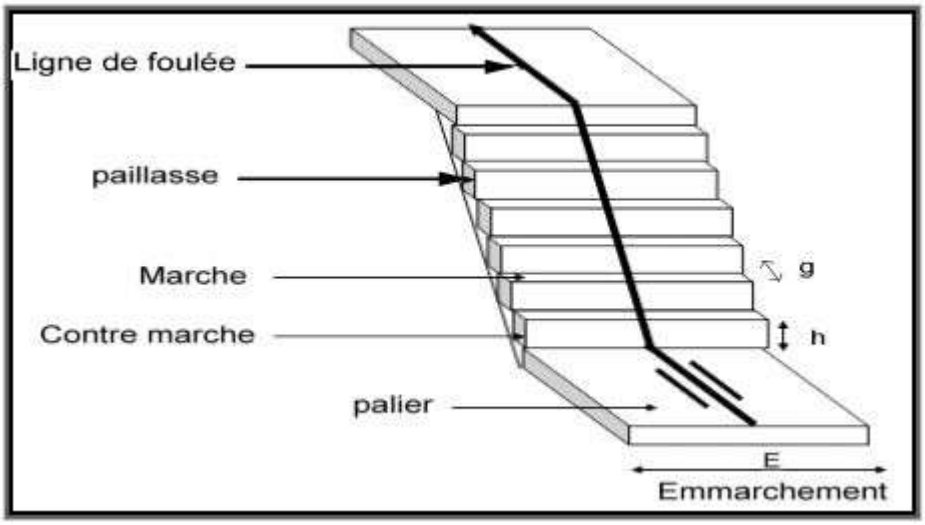


Fig. III.45. Représentation d'un escalier

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

III.3.2. Dimensionnement

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

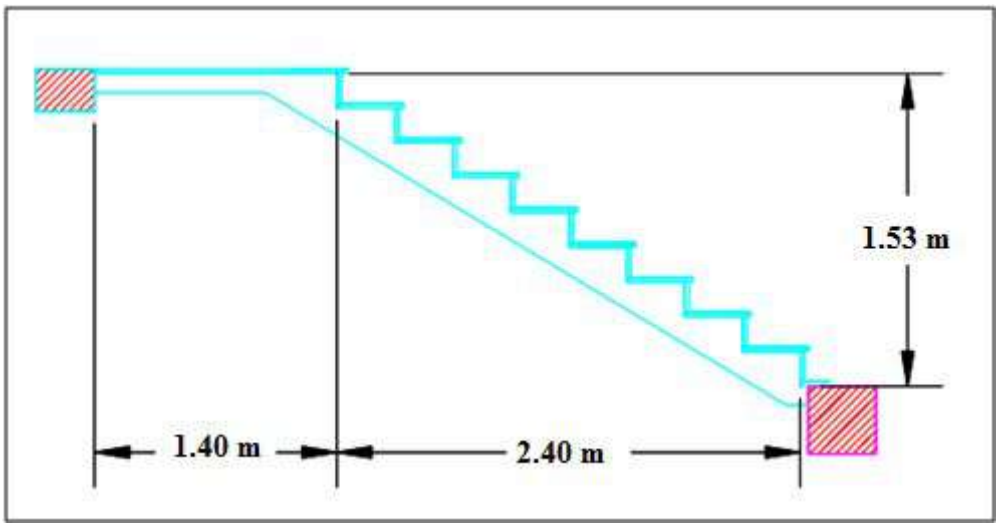


Fig. III-46 : escalier a une seule volé

III.3.3.1. Prédimensionnement :

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

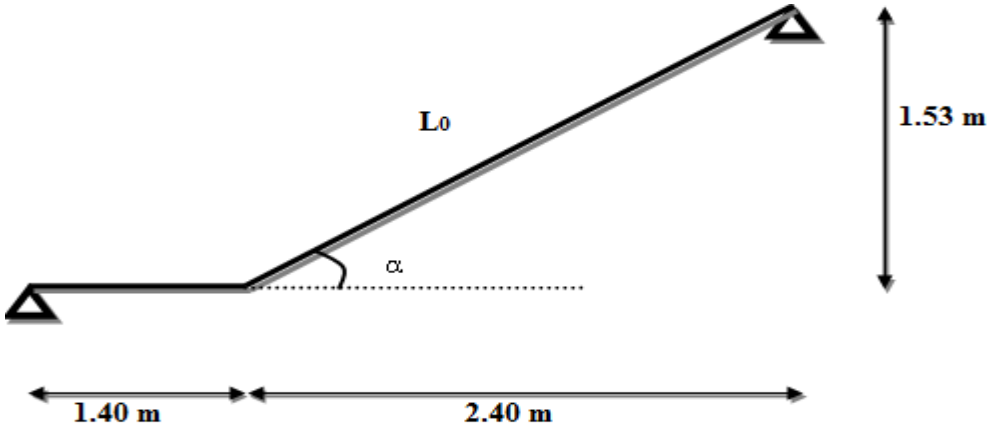


Fig. III.47. Dimensions de l'escalier

- **L'angle d'inclinaison α**

  $tg\ \alpha = H/L \Rightarrow \alpha = 32.51°$

- **Longueur de la paillasse**

  $L_0 = H/\sin\alpha \Rightarrow L_0 = 2.84m$

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

g : largeur de la marche.
h : la hauteur de la contremarche.
n: le nombre de contremarches.

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

g = L/n-1 h= H/n

- **Détermination de n, g, h**

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

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

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

$$\begin{cases} -66n^2 +610\ n -306 \leq 0 \\ -59n^2 +603\ n -306 \geq 0 \end{cases}$$

8.96 < n <9.54

Donc on prend : n=9

Nombre de marches n-1=8

Nombre de contremarches *n=9*

Hauteur de la contremarche h=17cm

Largeur de la marche g=L/n-1 ⇒ g=29,7cm On prend g=30 cm

Détermination de l'épaisseur de l'escalier

$$\frac{l}{35} \leq e \leq \frac{l}{30}$$

Avec : L=1,4+2,84 = 4,24m ⇒ 0,12 m ≤ e ≤ 0,14 m

On prendra: **e = 15 cm**

III.3.3.2.A. Charges permanentes :

Tableau III.27. Charge permanente du palier de repos de l'escalier

N°	Composants	Épaisseur (m)	Poids volumique (KN/m²)	Poids surfacique (KN/m²)
1	**Carrelage**	0,02	22	0,44
2	**Lit de sable**	0,03	18	0,54
3	**Mortier de pose**	0,02	20	0,40
4	**Poids propre du palier**	0,15	25	3,75

5	**Enduit ciment**	0,02	18	0,36
G				5,49

Tableau III.28. Charge permanente de la paillasse de l'escalier

N°	Composants	Épaisseur (m)	Poids volumique (KN/m²)	Poids surfacique (KN/m²)
1	**Carrelage**	0,02	22	0,44
2	**Lit de sable**	0,03	18	0,54
3	**Mortier de pose**	0,02	20	0,40
4	**Poids propre de la paillasse**	0,15 / cos α	25	4,44
5	**Poids des marches**	0,17 / 2	25	2,12
6	**Enduit ciment**	0,02	18	0,36
G				8,30

III.3.3.2.B. Charge d'exploitation :

Q = 2,5KN/m2

III.3.3.3. Détermination des efforts :

A l'E.L.U: P_u =1,35 G + 1,5 Q

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

Les résultats sont résumés dans les tableaux suivants:

Tableau III-29 : Combinaison des charges de l'escalier

	G (Kn/m²)	Q (Kn/m²)	P_u (Kn/m²)	P_{ser} (Kn/m²)
Palier 1	5,49	2,5	11,16	7,99
Paillasse	8,30	2,5	14,96	10,80

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

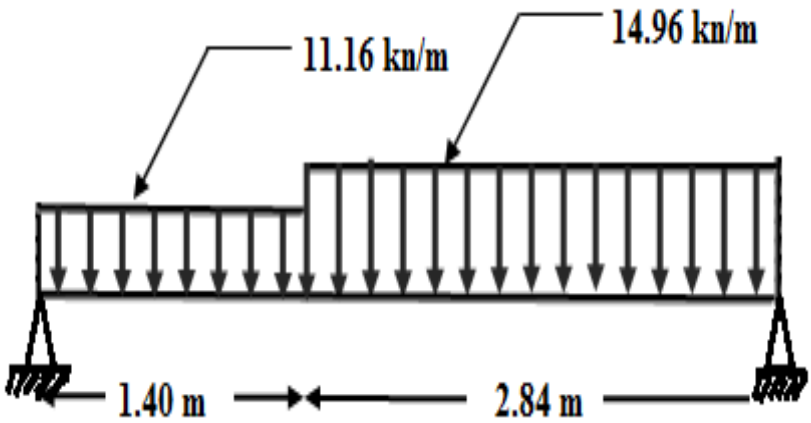


Fig. III-48 : Schéma statique à l'E.L.U

Tableau III-30 : Récapitulation des efforts de l'escalier du type .1. E.L.U

	ELU		
	Ma u (kn.m)	**Mt u (kn.m)**	**Tu (kn)**
Sollicitation	15,88	26,99	30,84

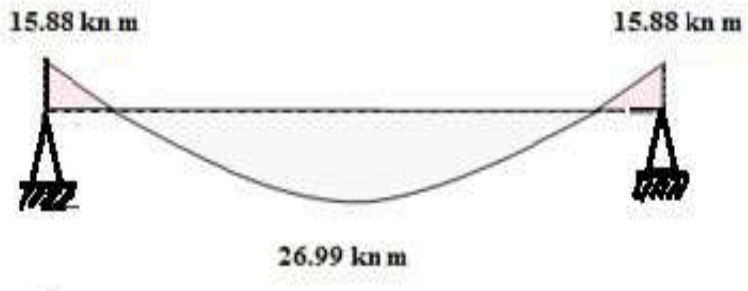


Fig. III-49 : Diagramme de moment l'E.L.U

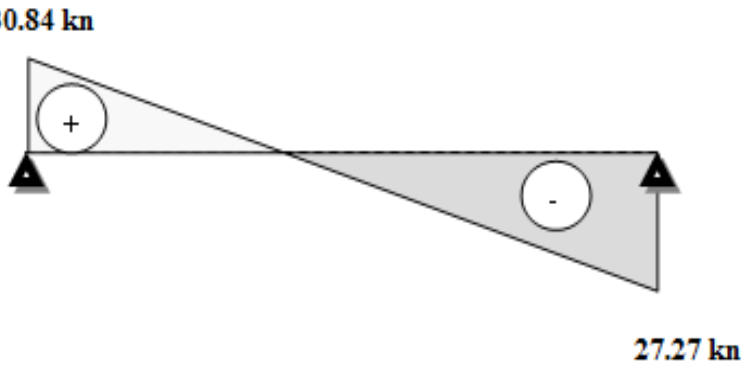


Fig. III-50 : Diagramme d'effort tranchant l'E.L.U

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

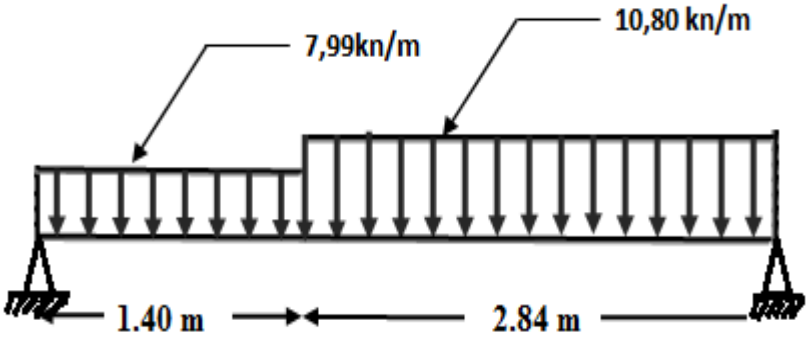


Fig. III-51 : Schéma statique à l'E.L.S

Tableau III-31 : Récapitulation des efforts de l'escalier du type .1. E.L.S

	ELS		
	Ma SER (kn.m)	**Mt SER(kn.m)**	**TSER (kn)**
Sollicitation	11,44	19,45	22,24

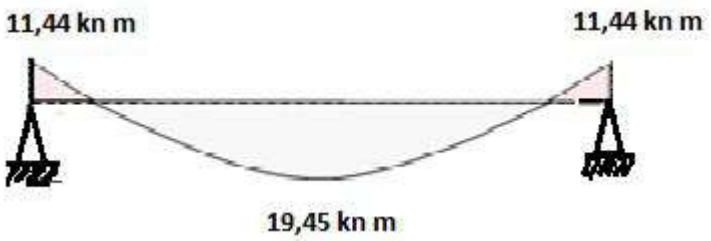


Fig. III-52 : Diagramme de moment l'E.L.S

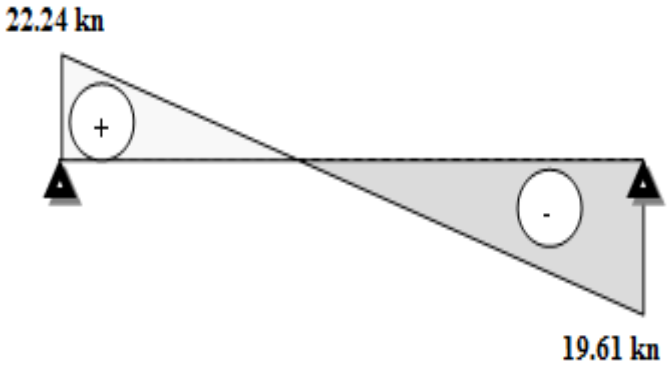


Fig. III-53 : Diagramme d'effort tranchant l'E.L.S

III.3.3.4 Ferraillage des escaliers :

Les données de béton et l'acier :

Pour le béton :

f_{c28} = 25 MPa γ_b = 1,5 σ_{bc} = 14,2 MPa c = 2 cm

f_{t28} = 2,1 MPa b = 100 cm h= 15cm d=13 cm

pour l'acier :

FeE400 f_e=400Mpa γ_s = 1,15 σ_s = 348 MPa

Tableau III-32 : Calcul des sections d'acier de l'escalier

	M_u (Kn.m)	μ	β	A (cm²)	A' (cm²)	A_{adopt}(cm²)
En travée	26,99	0,112	0,940	6,35	0,00	6HA12=6,78
En appuis	15,88	0,066	0,966	3,63	0,00	5HA10=3,92

III.3.3.4.A. Condition de non fragilité :[1]

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

En travées: $A = 6.78\,cm^2 \geq A_{min} = \frac{100 \times 15}{1000} = 1{,}50\,cm^2$ (c.v)

En appuis : $A = 3.92\,cm^2 \geq A_{min} = \frac{100 \times 15}{1000} = 1{,}50\,cm^2$ (c.v)

III.3.3.4.B. Les armatures de répartition :[1]

Tableau III-33 : Les armatures de répartition

	A_x (cm²)	on adopte
En travée	$\frac{A}{4} = \frac{6{,}78}{4} = 1{,}69$	4 HA 8 = 2,01 cm²

En appuis	$\frac{A}{4} = \frac{3,92}{4} = 0,98$	4 HA 8 = 1,50cm²

III.3.3.4.C. Vérification de l'espacement : [1]

Tableau III-34 : Vérification de l'espacement

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

III.3.3.4.D. Vérification de l'effort tranchant :[1]

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0.d} = \frac{30,84 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0,237 \text{ MPa}$$

On considère la fissuration comme peu nuisible :

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

$$\tau_u = 0,237\text{MPa} < \overline{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \qquad \text{(c.v)}$$

III.3.3.4.E. Vérification à l'E.L.S : [1]

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

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

$\overline{\sigma}_b = 0,6.\ f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$

.....

The using software is free version, you can upgrade it to the upgrade

version.http://www.allofficetool.com

Tableau III-35 : Vérification à l'E.L.S

	En travées	En appuis
A (cm²)	6,78	3,92
M_{ser} (kN.m)	19,45	11,44
Y (cm)	$50y^2+15A.y-15A.d=0 \Rightarrow y=4,22$	$50y^2+15A.y-15A.d=0 \Rightarrow y=3,57$
I (cm^4)	$I=\frac{b}{3}y^3+15A(d-y)^2 \Rightarrow I=10344,93$	$I=\frac{b}{3}y^3+15A(d-y)^2 \Rightarrow I=7545,75$
$\overline{\sigma}_b$ **(Mpa)**	15	
σ_b **(Mpa)**	$\sigma_b=\frac{M_{ser}}{I}.y$ **=7,93**	$\sigma_b=\frac{M_{ser}}{I}.y$ **=5,41**
$\sigma_b \leq \overline{\sigma}_b$	Oui	Oui

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

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

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{20} \times \frac{M_t}{M_o} \Rightarrow \frac{15}{424}=0,035 \geq \frac{19,45}{20 \times 31,33}=0,031 \qquad (c.v)$$

$$\frac{A}{b_0.d} \leq \frac{2}{f_e} \Rightarrow \frac{6,78}{100 \times 13}=0,0052 \leq \frac{2}{400}=0,005 \qquad (c;v)$$

Tableau III.36. Vérification de la flèche de l'escalier

A (cm²)	M (KN.m)	ρ	σs (Mpa)	μ	y (cm)	I_0 (cm^4)
6,78	19,45	0,0052	247,39	0,494	8,30	**31331,55**
I_{fi} (cm^4)	**I_{fv} (cm^4)**	**Fi (mm)**	**F_v (mm)**	**ΔF (mm)**	**F_{adm} (mm)**	**ΔF <F_{adm}**
24676.12	**29744,98**	**10,86**	**4,40**	**6,46**	**8,48**	**Oui**

III.3.4.Calcul de la poutre palière :

III.3.4.1. Pré dimensionnement :

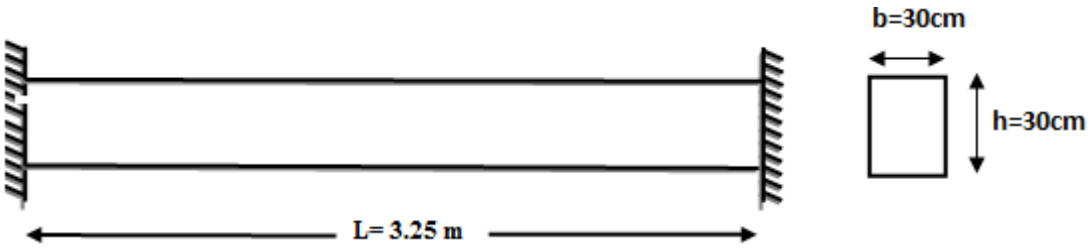


Fig. III-54 : Dimensionnement de la poutre palière

Tableau III-37 : prédimensionnement de la poutre palière

Poutre palière	
Conditions de résistance	**L_{max}= 3,25 m ⇒21,66 cm ≤ h ≤ 32,5cm on adopte h = 30 cm ⇒ 9cm ≤ b ≤21cm on adopte b = 30 cm**
Vérification selon le RPA 99	**h=30cm≥30cm ; b=25cm≥20cm h/b=1,2**
Condition de rigidité (h/L ≥ 1/16)	**(h/L=0,092) ≥ (1/16=0,0625) (condition vérifiée)**
Conclusion	**h = 30cm ; b = 30 cm**

III.3.6.2. Evaluation des charges :

✓ Poids propre de la poutre : $p_p = (0{,}3 \times 0{,}3) \times 25 \rightarrow p_p = 2{,}25 KN/m$

✓ Réaction d'escalier :➔ $Ru = 30{,}84\,KN$, $Rs = 22{,}24\,KN$

✓ Poids du demi-mur➔ Pm= 2,72 x 1,53 = 4,16 KN/m

✓ GT = 6,04 KN

P_u=1,35(P_p+ P_m) +R_u ➔**P_u=39,50 KN/m**

P_s = (P_p+ P_m+R_S) ➔**P_s = 28,65 KN/m**

III.3.6.3. Calcul des efforts :

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

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

Tableau III-38 : Les efforts agissants sur une poutre palière

Niveau	Ra (kn)	Ma(kn.m)	Mt (kn.m)
ELU	**64,18**	**34,76**	**17,38**
ELS	**46,55**	**25,21**	**12,60**

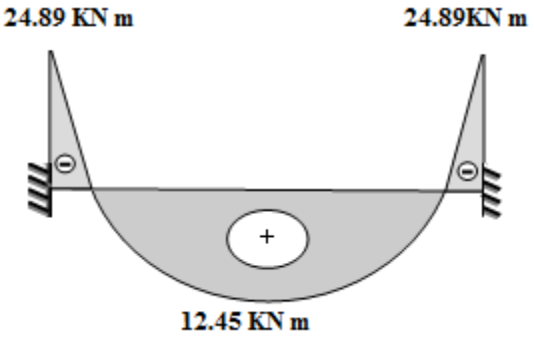


Fig. III-55 : Diagramme de moment l'E.L.U

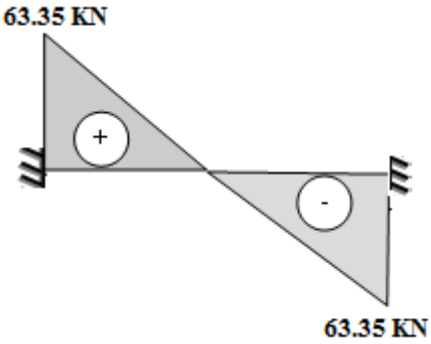


Fig. III-56 : Diagramme d'effort tranchant l'E.L.U

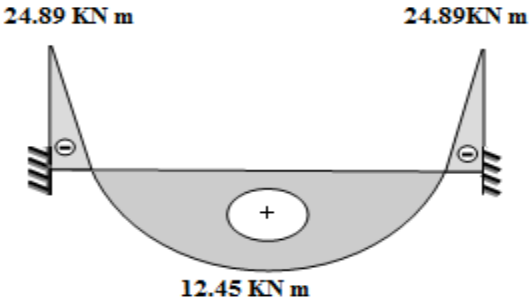


Fig. III-57 : Diagramme de moment à l'E.L.S

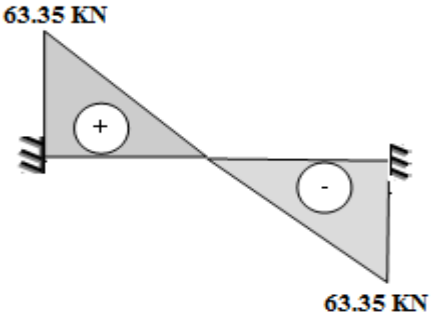


Fig. III-58 : Diagramme d'effort tranchant l'E.L.S

III.3.6.4. Ferraillage de la poutre palière

Tableau III-39 : les données

Béton	**f_{c28} = 25 MPa**	**γ_b = 1,5**	**σ_{bc} = 14,2 MPa**	**c = 2,5 cm**
	f_{t28} = 2,1 MPa	b = 30 cm	h= 30cm	**d=28cm**
Acier	**FeE400**	**f_e=400Mpa**	**γ_s = 1,15**	**σ_s = 348 MPa**

Tableau III-40 : Calcul des sections d'acier de la poutre palière

	M_u (KN.m)	μ	β	A (cm²)	A' (cm²)	A_{adopt}(cm²)

En travée	17,38	0,054	0,972	1,87	0,00	3HA12=3,39
En appuis	**34,76**	**0,108**	**0,943**	**3,85**	**0,00**	4HA12=4,52

III.3.6.4.A. Condition de non fragilité : [1]

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

En travées: $A = 3{,}39\,cm^2 \geq A_{min} = \frac{30 \times 30}{1000} = 0{,}90\,cm^2$ (c.v)

En appuis : $A = 4{,}52\,cm^2 \geq A_{min} = \frac{30 \times 30}{1000} = 0{,}90\,cm^2$ (c.v)

III.3.6.4. B. Vérification de l'effort tranchant : [1]

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0.d} = \frac{63{,}35 \times 10^3}{300 \times 280} = 0{,}754 MPa$$

On considère la fissuration comme peu nuisible :

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

$\tau_u = 0{,}754\,MPa < \overline{\tau}_u = 3{,}33\,MPa$ (c.v)

III.3.6.4.C. Vérification de compression dans la bielle de béton: [1]

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

$$a = Min[b - c - 2; 0{,}9d] = Min[25{,}5cm; 25{,}2cm] = 25{,}2\,cm$$

$$V_u = 63{,}35KN \leq 0.4\left(\frac{25}{1{,}5}\right) \times 300 \times 252 = 504\ KN\ \ldots..(c.v)$$

III.3.6.4.D. Vérification au voisinage de l'appui: [1]

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

$$\frac{2 \times 63{,}35 \times 10^3}{300 \times 252} = 1{,}67 < 0{,}8 \times \frac{25}{1{,}15} = 17{,}39\ \ldots\ldots.(c.v)$$

$$A = 4{,}52\ cm^2 \geq \frac{\gamma_s \cdot V_u}{f_e} = \frac{1{,}15 \times 63{,}35 \times 10^3}{400} = 1{,}82 cm^2 \ldots..(c.v)$$

III.3.6.4.E. Armatures transversales: [1]

$$\varphi_t = Min\left[\frac{h}{35} = 0{,}86\ cm\ ;\ \varphi_l = 12\ mm; \frac{b_0}{10} = 3\ cm\right]$$

$$\varphi_t = 8\ mm < 0{,}86\ cm$$

$$A_t = \frac{\pi . \varphi_t^{\ 2}}{4} = 0{,}5\ cm^2$$

Donc on adoptera: At = 2 Ø 8 = 1 cm²= 2HA8

III.3.6.4.E.1. Vérification du R.P.A 99: [2]

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

$$S_t \leq \overline{S}_t = Min\left[\frac{h}{4} = 7{,}5\ cm\ ; 16\varphi_t = 12{,}8\ cm\right]$$

$$\begin{cases} \overline{S}_t = 7{,}5\ cm & \text{(zone nodale)} \\ \overline{S}_t = 15\ cm & \text{(zone courante)} \end{cases}$$

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

On a A_t= 1,5 cm².

$$S_t = 5\ cm \Rightarrow A_t = 1\ cm^2 > A_{t\,min} = 0{,}003.b.S_t = 0{,}450\ cm^2$$

$$S_t = 15\ cm \Rightarrow A_t = 1\ cm^2 > A_{t\,min} = 0{,}003.b.S_t = 1{,}350 cm^2$$

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

et on procédera à la vérification des paramètres suivants:

$$\frac{A_t}{b_0 \cdot S_t} \geq \frac{\gamma_s\left(\tau_u - 0{,}3\, f_{t28}.k\right)}{0.9.\, f_e.(\cos\alpha + \sin\alpha)}$$ **[1]**

avec k = 1 (flexion simple)

α = 90°

Zone nodale: $\frac{2\times10^2}{300\times50}=0,013\geq\frac{1,15(0,754-0,3\times2,1\times1)}{0,9\times400\times(0+1)}=0,00039\ldots(c.v)$

Zone courante: $\frac{2\times10^2}{300\times150}=0,0045\geq\frac{1,15(0,754-0,3\times2,1\times1)}{0,9\times400\times(0+1)}=0,00039\ldots(c.v)$

❖ $A_t\geq A_{min}=\frac{0,4.b_0\cdot S_t}{f_e}$ **[1]**

Zone nodale: $A_t=2\,cm^2\geq A_{min}=\frac{0,4\times300\times50}{400}=0,15cm^2\ldots(c.v)$

Zone courante: $A_t=2\,cm^2\geq A_{min}=\frac{0,4\times300\times150}{400}=0,45\,cm^2$

….(c.v)

III.3.6.4.F. Vérification à l'E.L.S : [1]

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

$\overline{\sigma}_b=0,6.f_{c28}=0.6\times25=15\,MPa$

Tableau III-41 : Vérification à l'E.L.S

	En travées	**En appuis**
A (cm²)	**3,39**	4,52
M_{ser} (kN.m)	12,60	**25,21**
Y (cm)	$12.5y^2+15A.y-15A.d=0\Rightarrow y=8,83$	$12.5y^2+15A.y-15A.d=0\Rightarrow y=9,9$
I (cm^4)	$I=\frac{b}{3}y^3+15A(d-y)^2\Rightarrow I=255671,4$	$I=\frac{b}{3}y^3+15A(d-y)^2\Rightarrow I=31914,95$
$\overline{\sigma}_b$ (mpa)	15	
σ_b (mpa)	$\sigma_b=\frac{M_{ser}}{I}.y=4,35$	$\sigma_b=\frac{M_{ser}}{I}.y=7,82$
$\sigma_b\leq\overline{\sigma}_b$	**Oui**	**Oui**

III.3.6.4.G. Vérifications préliminaires de la flèche : [1]

On peut admettre qu'il n'est pas nécessaire de procéder au calcul des flèches si toutes

les conditions suivantes sont satisfaites

Tableau III-42 : vérifications préliminaires de la flèche de la poutre palière

1ere condition	**2eme condition**
h/L ≥ Mt/(10 Mo)	**$\rho \leq 4,2/fe$**
h/ L = 0,3 / 3,25 = 0,092 **Mt/(10 Mo)=12,60/(10*117)=0,010**	**ρ=A/(bo*d)=3,39/(30*28)=0,0040** **4,2/ fe = 4,2 / 400 = 0,010**
Condition vérifiée	**Condition vérifiée**

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

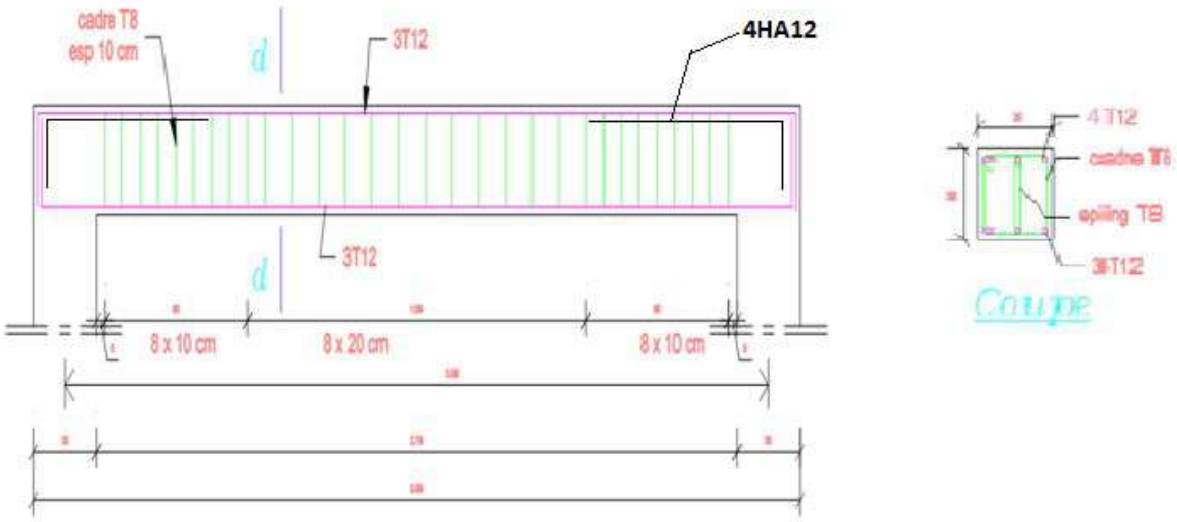


Fig. III-59 : ferraillage de la poutre palière

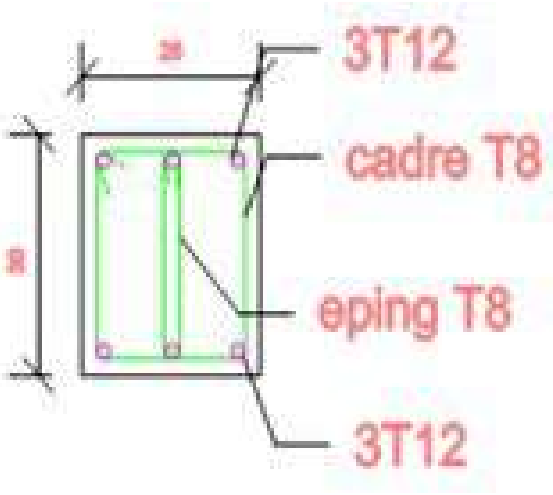


Fig. III-60 : coupe de la poutre palière en travée

III.4. Calcul des dalles pleines:

III.4.1. Définition:

Les dalles pleines sont des éléments minces et planes dont la largeur est supérieure à l'épaisseur, reposant sur 2,3, ou 4 appuis avec ou sans continuité. On distingue plusieurs types de dalle pleine de formes régulière et irrégulière.

III.4.2. Méthode de calcul:

On va utiliser la méthode des lignes de rupture qui ne concerne que l'état limite ultime, elle est basée sur le mécanisme des fissures.

Cette méthode est plus puissante que la méthode forfaitaire et considère les matériaux à leur état limite élastoplastique.

On prévoit des fissures suivant le type de charge et les conditions d'appuis. Les hypothèses de calcul sont :

- Les lignes de rupture divisent la dalle en plusieurs régions rigides.
- Les lignes de rupture sont des lignes droites qui terminent toujours sur le poteau de la dalle.
- Ces lignes sont entre deux régions rigides et doivent passer par l'intersection des axes de rotation de ces régions.
- L'axe de rotation se trouve toujours le long du support.

III.4.2.1. Principe de calcul:

Le calcul se base sur le principe du travail virtuel qui égalise le travail externe au travail interne.

a) travail externe :

Il est fonction de la charge, les dimensions du panneau de la dalle, te de la flèche maximale.

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

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

Avec:

P : Charge totale

S : Surface de répartition de la charge f : flèche du centre de gravité de S.

b) Travail interne :

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

T_{int}= M . L .θ.

Avec :

M : Moment de flexion.

L : Projection de la ligne de rupture sur l'axe de rotation

θ : Angle de rotation.

III.4.3. Position des lignes de rupture:

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

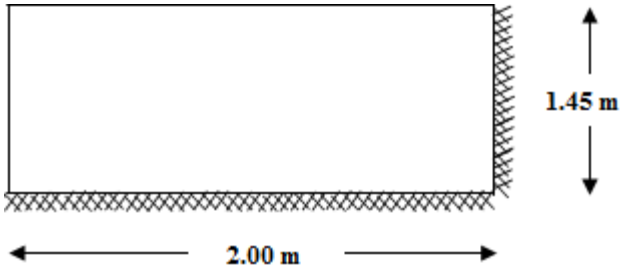


Fig. III-62 : dalle reposant sur deux appuis

a)Travail externe Text =q.s.f

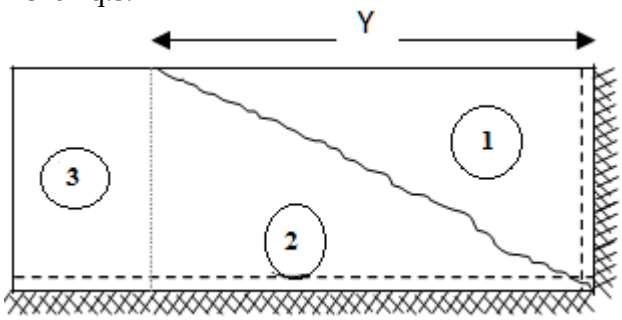


Fig. III-63 : Représentation de lignes de rupture

Tableau III-53 : Travail externe

éléments	Aire de chargement	déplacement de CG	travail externe pour une charge qu
1	1.45* y/2	f/3	0.24.y.f.qu
2	1.45* y/2	f/3	0.24.y.f.q_u
3	1.45 (2- y)	f/2	(1.45 -0.72 y).f.qu
		Σ	f.qu. (1.45-0.24y)

……

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

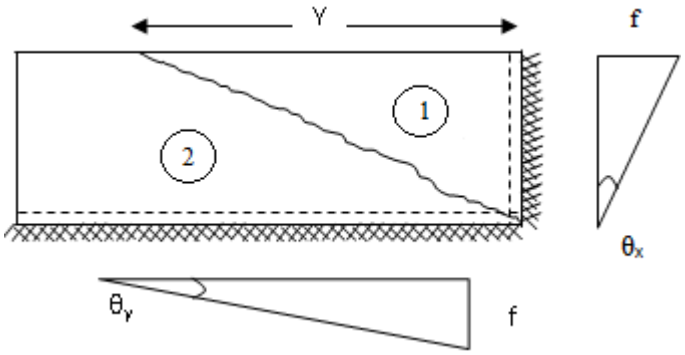


Fig. III-64 : Représentation de la flèche

Tableau III-54 : Travail interne

Eléments		moment de rupture (M)	longueur de ligne de rupture (L)	rotation (θ)	travail interne = M.L.θ
1	+	M	1.45	f/y	1,45.M.f/y
	-	0.5M	1.45	f/y	0.72.M.f/y
2	+	M	y	f/1.45	f.M.y/1.45
	-	0.5M	y	f/1.45	0.35.M.f.y
				Σ	M.f.(2.17/y+1.03y)

Principe du travail virtuel :

Travail externe = Travail interne**: (ΣText= ΣTint)**

f.qu. (1.45-0,24y) = M.f.(2.17/y +1,03y)

$$Mu = qu\frac{(1.45-0.24y)}{(2.17/y+1.03y)} \Longrightarrow qu = 1{,}35.(5.61)+1{,}5.(3.5) = 12.82\ KN$$

$$Ms = qs\frac{(1.45-0.24y)}{(2.17/y+1.03y)} \Longrightarrow qs=5.61+3.5=9.11KN$$

$$\frac{dM}{dy} = 0 \Longrightarrow y = 1.84\ m$$

Donc :.....

The using software is free version, you can upgrade it to the upgrade version.http://www.allofficetool.com

M_u= 4.25 KN m

Ms=2.98 KN m

la méthode des Lignes de Rupture ne s'applique qu'à l'ELU uniquement. A l'ELS on applique la méthode forfaitaire.

Max = $-p_{ser}l^2/2$

Max = -(5.61+3.5)x1.45²/2

Max =9.58 kN.m

May = $-p_{ser}l^2/2$

May = -(5.61+3.5)x2 ²/2

May =18.22 kN.m

On a un panneau de dalle de rive

Moment en appuis :

$$M'ax = -0.3\ Mx = -0.3x9.58 = -2.87kN.m$$

$$M'ay = -0.3\ My = -0.3x18.22 = -5.47\ kN.m$$

Tableau III-55: Calcul des moments

		M_U(KN.m)	**M_{SER}(KN.m)**
En travée	Suivant X	4.25	
	Suivant Y	4.25	
Aux appuis	Suivant X	2.13	2.87

	Suivant Y	2.13	5.47

c) Calcul du ferraillage

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

Données : f_{c28}=25 MPa , f_{t28} = 2,1 MPa , f_e=400 MPa , $\sigma_{b\ adm}$= 14.2 MPa , h=15cm

$d_x = 12.9cm, d_y$ =11.70cm, 11 cm c=2 .5 cm , c' = 2 .5 cm , b =100 cm

On a $\frac{lx}{ly}=\frac{1.45}{2}$=0.72>0.4 donc la dalle travaille suivant les deux directions

Hauteurs utiles :

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

Les résultats sont ordonnés dans le tableau suivant :

Tableau III-56: Calcul des sections d'acier de la dalle

		Mu(kN.m)	**μ**	**β**	**A (cm²)**	**Amin (cm²)**	**A choisi**	**A final (cm²)**
Suivant (x)	**En travée**	4.25	0.018	0.991	0.96	1.5	4HA10	3.14
	Aux appuis	2.13	0.009	0.995	0.48	1.5	4HA10	3.14
Suivant (y)	**En travée**	4.25	0.021	0.989	1.05	1.5	4HA10	3.14
	Aux appuis	2.13	0.011	0.994	0.52	1.5	4HA10	3.14

d) les vérifications nécessaires

- **Vérification de l'espacement**

$S_{T1} \leq \text{Min}\begin{cases}3h = 45\ cm \\ 33cm\end{cases}$ soit $\begin{cases}S_{T1} = 25\ cm \\ S_{T2} = 30\ cm\end{cases}$

- **Vérification de l'ELS**

Tableau III-57 : vérification a ELS

	Suivant X	**Suivant Y**
	Ma	Ma
Mser (kN.m)	-2.87	-5.47
$\overline{\sigma_b}$**(MPa)**	15	

y1 (cm)	3.05	2.88
IG (cm^4)	5515.51	4460.28
σb (MPa)	1.59	3.53
σb ≤σ b adm	**oui**	**oui**

Donc on adopte la section calculée à l'ELU.

- **Vérification de l'effort tranchant**

Tableau III-58 : vérification de l'effort tranchant

	Suivant X	**Suivant Y**
V(KN)	$\frac{p * l_x * l_y}{2 * l_x + l_y} = \frac{12.82 * 1.45 * 2.00}{2 * 1.45 + 2.00} = 7.59$	$\frac{p * l_x * l_y}{3 * l_y} = \frac{12.82 * 1.45 * 2.00}{3 * 2.00} = 6.19$
$\tau_{u(MPa)}$	0.058	0.052
$\overline{\tau}_u$	$\frac{0.07 * f_{cj}}{\gamma_b} = \frac{0.07 * 25}{1.5} = 1.16MPa$	
$\tau_u \leq \overline{\tau}_u$	oui	oui

Alors, les armatures de cisaillement ne sont pas nécessaires.

- **Vérification de la flèche préliminaire**

Tableau III-59 : Vérification de la flèche préliminaire

1ere condition	2eme condition
h/L ≥ Mt/ (20 Mo)	$\rho \leq 2/fe$
h/ L = 0.15 / 1.45 = 0.10 Mt/ (20 Mo)= 2.87/ (20 *3.36)=0.042	ρ=A/(bo*d)=3.14/(100*12.9)=0.0024 2/ fe = 2 / 400 = 0.005
Condition vérifiée	Condition vérifiée

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

Conclusion Générale

L'établissement du projet de fin d'études nous a permis de mettre à l'épreuve deux aspects fondamentaux de notre profession masters :

La première constatation est purement technique c**……**

ar nos valeurs et capacités de calcul ont

toujours été exigées. C'est à travers nos recherches et information que nous avons pu prendre en charge certains problèmes techniques qui, nous l'espérions, ont aboutit.

Le second constat concerne en général l'ingénieur et son environnement. Notre pro.....

The using software is free version, you can upgrade it to the upgrade version.http://www.allofficetool.comjet nous a permis de prendre conscient que l'ingénieur n'est pas le seul acteur d'un projet de constructions.

Il fait parti d'une équipe constituée de l'architecte, le topographe, le laborantin, des techniciens chargés du suivi, Ceci présente pour nous une expérience capitale qui nous a permis de voir l'évolution d'un projet de sa naissance à sa réception.

Références bibliographiques

Documents réglementaires :

- [1] : Règles parasismiques Algérienne R.P.A99.

  (Document technique réglementaire D.T.R-B.C.2.48).

- [2] : Règle de conception et de calcul de structures CB**……**

- A93.

  (Document technique réglementaire D.T.R-B.C.2.41).

- [3] : Charges permanentes et surcharges d'exploitations D.T.R -B.C.22.

Manuels techniques :

- [4] : Calcul des ouvrages en Béton Armé. Dr. BOUKENDAKDJI OTHMANE
- [5] : Formulaire de béton armé. DAVIDOVICI VICTOR.
- [6] : Stabilité des.....
-

- **The using software is free version, you can upgrade it to the upgrade version.http://www.allofficetool.com** voiles et des fondations. « ALBIGES et GOULET ».

- [7] : Gérard Philipponnat et Bertrand Hubert (2002) :

  Fondation et ouvrages en terres. Edition Eyrolles.

- [8] : Technologie du bâtiment – gros œuvre « les éléments porteurs horizontaux »

Logiciels :

- SAP2000 V16 français
- ROBOT EXPERT 2010 français
- AUTO CAD 2010 français