République **A**lgérienne **D**émocratique et **P**opulaire

Ministère de L'enseignement Supérieur et de La Recherche Scientifique

Université YAHIA Farés de Médéa

Faculté de la Technologie

Département de Génie Civil

Projet de Fin d'Etude :

Pour l'obtention du diplôme de Master en Génie Civil

Option : Structures

Thème :

Etude d'un Bâtiment à usage multiple RDC+6 étage

Réalisé par :

- Boukhalfa Mériem
- Saad Saoud Aicha

Encadré par:

- Mr. Talaiche Zouheir

Promotion juin/2017

Remerciment

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

Nous tenons à exprimer notre profonde gratitude à notre promoteur **Mr. Talaiche** pour l'encadrement de ce mémoire pour son aide, sa patience et la confiance qu'il nous a accordée.

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

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

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

Et un grand merci pour l'ingénieur qui nous a donnée beaucoup de l'aide pour faire ce travail **Mr. OULD TURKI Benaissa**

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

Mérièm et Aicha

Dédicaces

Je tiens à dédier ce mémoire :

A ma très chère ***Mère*** *et à mon cher* ***Père****, en témoignage et en gratitude de leurs dévouement, de leurs soutien permanent durant toutes mes années d'études, leurs sacrifices illimités, leurs réconfort moral, eux qui ont consenti tant d'effort pour mon éducation, mon instruction et pour me voir atteindre ce but, pour tout cela et pour ce qui ne peut être dit, mes affections sans limite.*

A mes frères : Mohamed, Djalel ,Ayoub et Abd el monaim.

A ma sœurs : Shahinez.

A mes amies : Amel , Hanan , Soumia,
Romysa ,Ibtissam,Nesrine ,Hiziya.

Sans oublier frère Zaid, qui nous a boucoup aidé dans cette note mémoire.

A toute la famille : Boukhalfa.

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

A toute la promotion de G.C 2017.

Meriem

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail :
A la mémoire de mon père , aucune dédicace ne saurait exprimer l'amour, l'estime et le respect que j'ai toujours eu pour lui.
A ma mère qui m'aime et qui m'a aidé à m'instruire et à construire ma vie, que le dieu la protège pour moi a ma première école ma mère
A mon cher frère : sohaib qui a toujours répondu présent quand j'avais besoin de lui
A mes adorables soeurs pour leur irremplaçables et inconditionnel soutien, elle ont été toujours présentes pour écarter les doutes , soigner les blessures et partager les joies : amina, asma et fatima zohra
A mes chères cousines : safa marwa minen
A ma grande mère et mon grand père, que le dieu les protége
A mon ange nièce : hadiiil
A celle qui a fait preuve de la vie amitié : zohra,lynda ,ibtissem, amira,el haja romaissa ,amel ,
A ma chère copine et binome meriem enfin nous somme arrivées à la fin de notre parcours grave à notre solidarité et à nos efforts. Je te remercie et te souhaite plein de réussite dans ta vie.

Je tiens à remercier zayd pour sa générosité et sa grande patience dont il a fait preuve pour m'aider a terminer mon travail.

aicha

ملخص:

هذا المشروع كما يدل عليه موضوعه يهدف إلى:

- هيكلة ودراسة بناية مكونة من طابق أرضي + ستة طوابق والمقرر بناؤها في إطار إنشاء قطب عمراني جديد بولاية البليدة المصنفة ضمن المنطقة الزلزالية III
- مقاومة البناية لكل الحمولات العمودية و الأفقية مضمونة محققة بواسطة نظام العارضات و الأعمدة +جدران مسلحة.
- قياس الأبعاد ونتائج كل العناصر المقاومة تم طبقا للمعايير و القوانين المعمول بها في الجزائر:
- القواعد الجزائرية المضادة للزلازل.

- قانون الخرسانة المسلحة.

تمت الدراسة الزلزالية وفق الطريقة الرقمية التي تعتمد أساسا على طريقة العناصر المنتهية باستعمال تقنيات حساب الهياكل باستعمال برنامج.

« SAP2000 version 12».

وفي الأخير قمنا بدراسة البنية التحتية للبناية و هذا بحساب الأساسات

Résumé :

Ce projet est une conception et étude d'un bâtiment (RDC+6), qui sera implanté à BLIDA dans le cadre de création d'un nouveau pôle urbain; cette région est classée dans la zone de moyenne sismicité III

La résistance de la structure aux charges horizontales et verticales est assurée par un système auto-stable contreventé par 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 « **SAP 2000 version 12** ».

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

Summary :

This project is a conception and study of a building containing two blocs (RDC+6), it will be implanted at BLIDA in the setting of creation of a new urban pole; this region is classified in the zone of average seismicity III

The resistance of the structure to the horizontal and vertical loads is assured by a system auto-steady with shear walls.

The measurements and the design of the scrap heap of all resistant elements were done according to the rules (CBA 93; RPA 99 version 2003).

The seismic study has been realised according to the numerical method (finite elements method) using the program « **SAP 2000 version 12** ».

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

Sommaire :

Introduction générale ……1

CHAPITRE I : DESCRIPTION DE L'OUVRAGE

I.1. Présentation de l'Ouvrage :……3
I.2. Caractéristiques Géométriques de l'ouvrage :……3
I.2.1.Dimension en élévation :……3
I.2.2.Dimension en plan :……3
I.3.Caractéristiques Structurelles :……3
I.3.1. Système de Contreventement :……3
I.3.2. Planchers :……3
I.3.3. Maçonnerie :……4
I.3.4. Revêtements :……4
I.3.5. L'acrotère :……4
I.3.6. Les escaliers :……5
I.3.7.L'infrastructure :……5
I.4.Caractéristiques mécaniques des matériaux :……5
I.4.1.Béton :……5
I.4.1.1. Composition du béton :……5
I.4.1.2.Résistance du béton :……5
I.4.1.3.Module de déformation longitudinale :……6
I.4.1.4.Coefficient de poisson :……6
I.4.1.5.Poids volumique :……6
I.4.1.6.Les contraintes limites de calcul :……7
I.4.2.Les aciers :……8
I.4.2.1.Les limites élastiques :……8
I.4.2.2.Modules d'élasticité des aciers :……8
I.4.2.3.Les contraintes limites de calcul :……8
I.4.2.4.Le coefficient d'équivalence :……9
I.5.Hypothèses de calcul :……10

CHAPITRE II : Pre Dimensionnement Des Elements structuraux

II.1.Introduction :……..11

II.2.Pré dimensionnement Des Dalles :……..11

II.2.1.Plancher en corps creux :……..11

II.2.2.Planchers dalles pleines :……..11

II.3.Evaluation des charges et surcharges :……..12

II.3.1.Charges d'exploitation :……..12

II.3.2.Maçonnerie :……..12

II.3.3.Planche terrasse inaccessible (Corp. creux) :……..12

II.3.4.Plancher terrasse (dalle pleine) : ……13

II.3.5.Plancher étage courant (Corp. Creux) :……14

II.3.6.Plancher courant (dalle pleine) :……14

II.4.Pré dimensionnement :……..15

II.4.1.Les portiques :……15

II.4.1.1.LesPoutres :……..15

II.5.Dimensionnement des poteaux :……..17

II.5.1.Calcul de la longueur de flambement L_f :……..17

II.5.2.Calcul de l'effort $Nu_{admissib}$:……18

II.5.3.La surface reprise par le poteau :……20

II.5.4. Détermination des charges et surcharge :……21

II.5.5.Vérification selon le RPA99v2003 :……..23

II.5.6.Vérification de la sollicitation normale :……23

II.5.7.Vérification aux zones nodales :……24

II.6.Pré dimensionnement des voiles :……25

Chapitre III : Calcul des éléments secondaire

III.1.L'acrotère :……27
III.1.1.Introduction :……27
III.1.2.Principe de calcul :……27
III.1.3.Evaluation des charges permanentes et surcharges d'exploitation :..28
III.1.4.Détermination des efforts :……28
III.1.5.Calcul de ferraillage :……28
III.1.6.Vérification de l'effort tranchant :……33
III.1.7.Vérification de la contrainte de cisaillement du béton :……33
III.1.8.Vérification de L'acrotère au séisme :……33
III.2.Planchers à corps creux :…… ……34
III.2.1.La dalle de compression :……34
III.2.2Calcul des poutrelles :……36
III.2.3.Calcul des charges et surcharges :……42
III.2.4.Sollicitations de calcul :……42
III.2.5.Récapitulations :……51
III.2.6 .Ferraillage des poutrelles :……52
III.2.7.Vérifications :……54
III.4.Calcul des escaliers :……56
III.4.1.Introduction :……56
III.4.2.Terminologie :……56
III.4.3.Dimensionnement :……57
III.4.4.Evaluation des charges etsurcharges :……59
III.4.5.Détermination de sollicitations :……60
III.4.6.Détermination des efforts :……60
III.4.7.Calcul duferraillage :……63
III.5.Calcul de la poutrepalière :……65
III.5.1.Prédimensionnement :……65
III.5.2.Charges revenants à la poutre :……65
III.5.3.Calcul de efforts :……66

III.5.4.Ferraillage de la poutre palière :.....67

III.5.5.Vérification :.....67

III.6.Les dalles pleines :.....70

III.6.1.Définition :.....70

III.6.2.Méthode de calcul :.....70

III.6.3.Calcul des actions :.....71

III.6.4.Calcul du ferraillage :.....73

III.6.5.Vérification des contraintes à l'ELS :.....74

III.6.6.Vérification de l'espacement entre les aciers :.....74

III.6.7.Vérification de cisaillement.....74

Chapitre IV : Etude dynamique

IV.1. INTRODUCTION : 76

IV.2. CARACTERISTIQUES DYNAMIQUES DE LA STRUCTURE : 77

IV.2.1. Centre de masse : 77

IV.2.2. Centre de torsion : 78

IV.2.3. Excentricité : 80

IV.2.3.1. Excentricité théorique (statique) : 80

IV.2.3.2. Excentricité accidentelle 80

IV.2.3.3. Effets de la torsion accidentelle 81

IV.3. CHOIX DE LA METHODE DE CALCUL : 81

IV.3.1. Introduction : 81

IV.3.2. Méthode dynamique modale spectrale .81

IV.3.2.1. Principe de la méthode : 82

IV.3.2.2. Modélisation : 82

IV.3.2.3. Le spectre de réponse de calcul : 82

IV.4. RESULTATS ET VERIFICATIONS DE L'ANALYSE DYNAMIQUE : 84

IV.4.1. Vérification de comportement pour les trois premiers modes : 85

IV.4.2. Vérification de la participation massique : 87

IV.4.3. Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul : 88

IV.4.4. Vérification de la stabilité au renversement : 90
IV.4.5. Vérification des déplacements inter-étage : 94
IV.4.6. Vérification des déplacements en tête: 97
IV.4.7. Vérification vis à vis de l'effet P-Δ : 97
IV.4.8. Vérification de l'effort normal réduit de compression : 99
IV.4.9. Vérification de cisaillement des éléments : 100
IV.5. CONCLUSION : 103

CHAPITRE V : FERRAILLAGE DES ELEMENTS STRUCTURAUX

V.1. INTRODUCTION : 105
V.1.1. Combinaisons données par le CBA93 : 105
V.1.2. Combinaisons données par le RPA99 version2003 : 105
V.2. FERRAILLAGE DES POUTRES : 105
V.2.1. Introduction : 105
V.2.2. Recommandations du RPA99 version2003 105
V.2.2.1. Armatures longitudinales : 106
V.2.2.2. Armatures transversales : 107
V.2.3. Ferraillage longitudinal des poutres : 107
V.2.3.1. Vérification des contraintes à l'état limite de service : 107
4V.2.3.2. Vérification des poutres selon les conditions du RPA et CBA : 109
V.2.3.3. Justification des poutres sous sollicitations des efforts tranchants : 110
V.2.4. Ferraillage transversal des poutres : 111
V.2.5. Vérification de la flèche : 112
V.3. FERRAILLAGE DES POTEAUX : 117
V.3.1. Armatures longitudinales : 117
V.3.1.1. Recommandations selon les règlements : 117
V.3.1.2. Sollicitations extrêmes pour le ferraillage : 117
V.3.1.3. Etat limite de stabilité de forme : 118
V.3.1.4. Vérifications des contraintes à l'E.L.S : 121
V.3.1.5. Vérification de l'effort tranchant des poteaux : 122
V.3.2. Armatures transversales : 123
V.4. FERRAILLAGE DES VOILES : 152
V.4.1. Les voiles pleins : 127

V.4.2. Voiles avec files d'ouvertures : 127
V.4.2.1. Les trumeaux : 127
V.4.2.2. Les linteaux : 127
V.4.3. Recommandation selon les règlements : 128
V.4.3.1. Armatures verticales : 128
V.4.3.2. Armatures horizontales : 129
V.4.3.3. Armatures transversales : 129
V.4.4. Ferraillage des voiles pleins : 131
V.4.4.1. Armatures verticales : 131
V.4.4.2. Armatures horizontales : 134
V.4.4.3. Armatures transversales : 134
V.4.5. Ferraillage des voiles avec files d'ouvertures : 136
V.4.5.1. Les trumeaux : 136
V.4.5.1.1. Armatures verticales : 136
V.4.5.1.2. Armatures horizontales : 137
V.4.5.2. Les linteaux 138
V.4.5.2.1. Premier cas 138
V.4.5.2.2. Deuxième cas 139

CHAPITRE VI : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

VI.1. INTRODUCTION : 142
VI.2. Types de fonadation: 142
VI.3. Caractéristique de sol : 142
VI.3.1. Capacité portante du sol : 142
VI.3.2. Ancrage des fondations : 143
VI.4. CHOIX DU TYPE DE FONDATION : 143
VI.4.1. Semelle isolée sous poteau : 144
VI.4.2. Semelle filante sous voiles et poteaux : 146
VI.4.2.1. Dimensionnement : 146
VI.4.2.2. Ferraillage : 150

VI.4.3. Poutre de libage : 154
VI.4.3.1. Dimensionnement : 154
VI.4.3.2. Ferraillage : 155
VI.4.4. Vérification des contraintes à l'E.L.S : 157
VI.5. LES LONGRINES : 160
VI.5.1. Dimensionnement : 160
VI.5.2. Ferraillage : 160
VI.5.2.1. Armatures longitudinales : 160
VI.5.2.2. Armatures transversales : 161

Conclusion générale.....

LISTE DES FIGURES

CHAPITRE I

Figure I.01. Plancher corps creux....3

Figure I.02. Diagramme contraintes-déformations du béton à l'ELU....6

Figure I.03. Diagramme contraintes-déformations de l'acier à l'ELU....7

CHAPITRE II

Figure II.01. Composants du plancher terrasse....13

Figure II.02. Composants du plancher étage courante....14

Figure II.03. Dimensionnement de la poutre....15

Figure II.04. La section réduite d'un poteau....19

Figure II.05. Surface reprise par le poteau le plus sollicité....20

Figure II.06. Coupe de voile en plan(gauche) voile en 3D (droite)....27

CHAPITRE III

Figure III.01. Acrotère (dimensions et charges exercées)....27

Figure III.02. Ferraillage de l'acrotère....34

Figure III.03. Disposition des armatures de la dalle de compression....36

Figure III.04 Schéma de la poutrelle avant coulage....37

Figure III.05. Moment en travée et en appui pour la méthode forfaitaire....40

Figure III.06. Diagramme des moments de la poutrelle à deux travées à l'E.L.U …43

Figure III.07. Diagramme des efforts tranchants de la poutrelle à deux travées à ELS 43

Figure III.08. Diagramme des moments de la poutrelle à trois travées à l'E.L.U....45

Figure III.09. Diagramme des efforts tranchants de la poutrelle à trois travées....45

Figure III.10. Diagramme des moments de la poutrelle à trois travées à l'E.LS....46

Figure III.11. Diagramme des moments de la poutrelle à quatre travées à l'E.Lu....47

Figure III.12. Diagramme des efforts tranchants de la poutrelle à quatre travées....47

Figure III.13. Diagramme des moments de la poutrelle à quatre travées à l'E.LS....48

Figure III.14. Diagramme des moments de la poutrelle à six travées à l'E.LU 49
Figure III.15. Diagramme des efforts tranchants de la poutrelle àsix travées 50
Figure III.16. Diagramme des moments de la poutrelle à six travées à l'E.LS 51
Figure III.21. Séction de béton des poutrelles 52
Figure III.22. Férraillage des poutrelles.....56
Figure III.27. Représentation d'un escalier.....57
Figure III.28. Schéma statique d'escalier 57
Figure III.30. DShéma statique de l,'effort du l'escalier à ELU.....61
Figure III.31. DShéma statique de l,'effort du l'escalier à ELS 62
Figure III.32. Schéma statique des éforts de la poutre palière à ELU 66
Figure III.33. Représente dalle plein triangulaire sur 2 appuis.....72

CHAPITRE IV

Figure IV.01. Vue en 3D de la structure 76
Figure IV.02. Disposition des voiles.....77
Figure IV.03. Comportement du 1er mode 85
Figure IV.04. Comportement du 2ème mode.....86
Figure IV.05. Comportement du 3ème mode.....86
Figure IV.06. Les forces agissantes sur la stabilité au renversement.....91
Figure IV.07. Distribution de la force sismique.....92
Figure IV.08. L'effet P-Δ.....97

CHAPITRE V

Figure V.01. Ferraillage des poutres principales de rive de terrasse 113
Figure V.02. Ferraillage des poutres principales intermédiaires de terrasse 114
Figure V.03. Ferraillage des poutres principales de rive de l'étage courant 114
Figure V.04. Ferraillage des poutres principales intermédiaires de l'étage 115
Figure V.05. Ferraillage des poutres secondaires de rive de terrasse 115
Figure V.06. Ferraillage des poutres secondaire intermédiaires de terrasse.....116
Figure V.07. Ferraillage des poutres secondaires de rive de l'étage courant 116
Figure V.08. Ferraillage des poutres secondaires intermédiaires de l'étage 116

Figure V.10. Ferraillage poteaux ($\mathbf{45 \times 45}$).....125
Figure V.11. Ferraillage poteaux ($\mathbf{40 \times 40}$).....125
Figure V.12. Ferraillage poteaux ($\mathbf{35 \times 35}$).....125
Figure V.13. Ferraillage poteaux ($\mathbf{30 \times 30}$).....126
Figure V.14. Disposition des armatures dans les poteaux 126
Figure V.15. Disposition des armatures verticales des voiles 128
Figure V.16. Disposition des épingles.....135
Figure V.17. La zone de recouvrement des voiles.....135

CHAPITRE VI

Figure VI.01. Semelle isolée sous poteau 144
Figure VI.02. La proposition des semelles isolées.....146
Figure VI.03. Hauteur du patin "e" : 147
Figure VI.04. Semelle filante sous poteaux 147
Figure VI.05. Semelle filante sous voiles 148
Figure. VI..06. Plan de fondation .....
Figure VI.07. semelles filantes sous poteaux.....151
Figure VI.08. La charge répartie sur la poutre de libage.....155
Figure VI.10. Disposition des armatures longitudinales.....156
Figure VI.11. Armatures de peau.....159

NOTATIONS

Majuscules romaines :

A : Section d'acier tendue

A' : Section d'acier comprimée

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

A_v : Section d'armatures verticales

A_h : Section d'armatures horizontales

A_t : Section d'armatures transversales

B : Section du béton

B_r : Section réduite du béton

L_t : Longueur de la section tendue

L_c : Longueur de la section courante

E_v: Module de déformation longitudinale différée du béton.

E_i: Module de déformation longitudinale instantanée du béton.

I : moment d'inertie

M_0 : Moment fléchissant

M_t : Moment fléchissant en travée

M_a : Moment fléchissant en appui

M_u : Moment fléchissant à l'état limite ultime

M_{ser} : Moment fléchissant à l'état limite de service

N : Effort normal

N_u : Effort normal ultime

N_{ser} : Effort normal de service

V_u : Effort tranchant ultime

G : Charge permanente

Q : Charge d'exploitation

E : Charge sismique

W : Poids

S_t: Espacement d'armatures transversales.

S_v : Espacement d'armatures verticales.

S_h: Espacement d'armatures horizontales.

Minuscules romaines :

h : Hauteur de la section du béton

b : Largeur de la section du béton

b_0 : Largeur de la nervure du béton

c, c' : Enrobage inférieur et supérieur

d : Hauteur utile de la section du béton

f : Flèche

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

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

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

f_{t28}: Résistance caractéristique du béton à la traction à 28 jours.

f_e: Limite d'élasticité de l'acier.

i : Rayon de giration

l_f : Longueur de flambement

Majuscules grecques :

Δ : Variation

∑ : Somme

Ø : Diamètre nominal d'une barre d'acier

$Ø_v$: Diamètre des armatures verticales

$Ø_h$: Diamètre des armatures horizontales

$Ø_t$: Diamètre des armatures transversales

Minuscules grecques :

α : Angle

γ_b : Coefficient de sécurité pour le béton

γ_s : Coefficient de sécurité pour l'acier

γ_h : Poids volumique humide du sol

ϕ : Angle de frottement

η : Coefficient de fissuration

σ_{sol} : Contrainte normale du sol

σ_b : Contrainte normale dans le béton

σ_s : Contrainte normale dans l'acier

τ_b : Contrainte tangentielle dans le béton

λ: Elancement mécanique

μ : Coefficient de frottement

υ : Coefficient de POISSON

δ : Déplacement

Autres notations :

E.L.U : Etat limite ultime

E.L.S : Etat limite de service

C.V : Condition vérifiée

C.N.V : Condition non vérifiée

ACC : Accidentelle

P.P : Poutre principale

P.S : Poutre secondaire

S.F : Semelle filante

P.L : Poutre de libage

Introduction générale

Introduction générale

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

Dans le cadre de ce projet de fin d'étude, nous avons procédé à l'étude de la structure porteuse de du bloc situé à « Fou kA » wilaya de Tipaza, le bloc à usage d'habitation constitué d'un rez-de-chaussée et de 5 étages.

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

Le quatrième chapitre est axé sur l'analyse dynamique de la structure du bloc moyennant le logiciel de calcul des structures « SAP2000 V17.3.0 », on présente d'abord les différentes caractéristiques géométriques de la structure qui interviennent dans la réponse dynamique, les résultats ainsi obtenus (efforts max) servent au calcul du ferraillage des éléments résistants (portiques et voiles), ce dernier fait l'objectif du cinquième chapitre.

Finalement, le calcul de l'infrastructure (fondations) se fait au sixième chapitre conformément au rapport du sol.

CHAPITRE I

Présentation de L’ouvrage

I.1. Présentation de l'Ouvrage :

Notre projet est un bâtiment constitué d'un seul bloc de forme irrégulière en plan, En (RDC+6) implanté à Tipaza.

I.2. CARACTÉRISTIQUES GÉOMÉTRIQUES :

I.2.1Dimensions en élévation :

- *Hauteur totale du bâtiment……..21.76m*
- *Hauteur du rez-de-chaussée……..3.40 m*
- *Hauteur de l'étage courant ……..3.06 m*

I.2.2.Dimensions en plan :

- *Longueur totale en plan ……19.95 m*
- *Largeur totale en plan ……19.56 m*

I.3.CARACTÉRISTIQUES STRUCTURELLES :

I.3.1 Système de contreventement :

Notre bâtiment comporte une hauteur supérieure à 8m, donc selon le RPA99 Version 2003, il est nécessaire de stabiliser le bâtiment par un Système de contreventement de structures en portiques par des voiles en béton armé.

I.3.2. Planchers :

Vu la forme géométrique du bâtiment et en fonction du type de coffrage, nous avons opté pour deux types de plancher:

- Plancher en corps creux.
- Plancher en dalle pleine

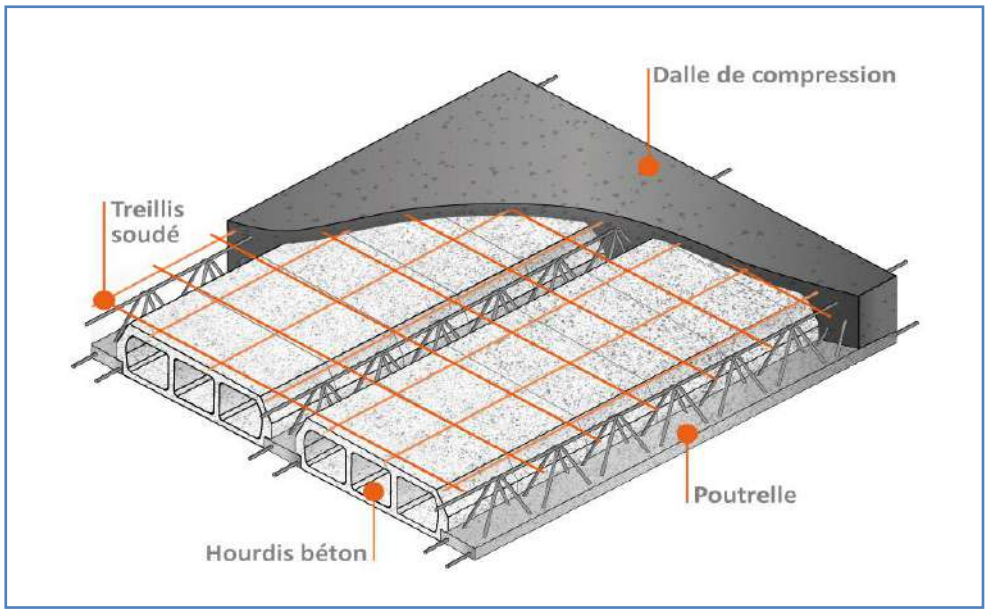


Figure.I.1 : *Plancher corps creux*

I.3.3. Maçonnerie :

La maçonnerie du bâtiment est réalisée en briques creuses :

- Murs extérieurs, constitués d'une double paroi en briques (*10 cm* et *15 cm* d'épaisseur) séparée par une âme d'air de *5 cm* d'épaisseur.
- Murs intérieurs, constitués par une seule paroi de brique de *10 cm* d'épaisseur.

I.3.4 Revêtements :

Les revêtements de la structure sont constitués par :

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

I.3.5L'acrotère :

Au niveau de la terrasse, la structure est entourée par un acrotère conçu en béton armé de 70cm de hauteur et de 10cm d'épaisseur. Son rôle principal est d'éviter le débordement des eaux pluviales sur les murs extérieurs, et la protection contre l'infiltration des eaux pluviales.

I.3.6.Les escaliers :

La structure comporte une seule type d'escalier du rez- de- chaussée au 6èmeétage :l'escalier est constitué de deux volées et d'un palier de repos.
La circulation verticale entre les étages est assurée par des escaliers droits à trois volets.

I.3.7.L'infrastructure :

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

I.4. CARACTÉRISTIQUES MÉCANIQUES DES MATÉRIAUX

Les caractéristiques des matériaux utilisés dans la construction du bâtiment doivent être conformes aux règles techniques de construction et de calcul des ouvrages en béton armé et tous les règlements applicables en Algérie.

I.4.1. BÉTON

I.4.1.1. Résistance du béton :

a.Résistance du béton à la compression:

Le béton est caractérisé par sa résistance à la compression à *«J»* jours, généralement à *28* jours. Cette valeur est déterminée par des essais sur des éprouvettes cylindriques de *200,96 cm²* de section et de *32 cm* de hauteur.

$j \le 28\,jours \rightarrow f_{cj} = 0{,}685\, f_{c28} \log(j+1)$

$j = 28\,jours \rightarrow f_{cj} = f_{c28}$

$j \succ 28\,jours \rightarrow f_{cj} = 1{,}1\, f_{c28}$

Pour notre étude on a : $f_{c28} = 25\ MPa$

b.Résistance du béton à la traction :

La résistance à la traction est déterminée par plusieurs essais ; parmi ces essais on peut citer :

1. ***Traction directe*** : sur les éprouvettes prismatiques en collant des têtes de traction.
2. ***Traction par fendage*** : en écrasant un cylindre de béton placé horizontalement entre les plateaux d'une presse (essai Brésilien).
3. ***Traction par flexion*** : à l'aide d'une éprouvette prismatique de côté *« a »* et de longueur *« 4a »* reposant sur deux appuis horizontaux et soumise à la flexion

La résistance à la traction est notée par *« f_{tj}»*, elle est définie par la relation :

$f_{tj} = 0{,}6 + 0{,}06\, f_{cj} \qquad (MPa)$

$f_{c28} = 25\ MPa$,on trouve:$f_{t28} = 2{,}1\ Mpa$

I.4.2.2. Module de déformation longitudinale :

Ce module est connu sous le nom de module de *« Young* ou *module de déformation longitudinal »*, il est défini sous l'action des contraintes normales d'une longue durée ou de courte durée d'application.

a. Module d'élasticité instantané « Eij » :

Il est mesuré à partir de la courbe (σ - ξ) d'un test de courte durée, il représente le module d'élasticité sous chargement accidentel**.**

$E_{ij} = 11000\left(f_{cj}\right)^{1/3} \qquad (f_{cj}; E_{ij} : en\ MPa)$

b. Module d'élasticité différé «Evj» :

Il est mesuré à partir de la courbe (σ - ξ) d'un test de longue durée, il représente le module d'élasticité sous chargement durable ou transitoire.

$$E_{vj} = \frac{E_{ij}}{3}$$

Pour notre cas: $f_{cj} = f_{c28} = 25MPa \rightarrow \begin{cases} E_{ij} = 32164{,}20MPa \\ E_{vj} = \dfrac{E_i}{3} = 10721{,}40MPa \end{cases}$

I.4.1.4. Coefficient de poisson :

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

$$\nu = \frac{\Delta L}{L}$$

- ***E.L.U :*** *ν =0,0 calcul des sollicitations (béton fissuré)*
- ***E.L.S :*** *ν =0,2 calcul des déformations (béton non fissuré)*

I.4.1.5 Poids volumique :

On adopte la valeur $\rho = 25\ kN/m^3$

I.4.1.6. Les contraintes limites de calcul :

a. Contraintes limites à l'état limite ultime (E.L.U):

L'état limite ultime est défini généralement par la limite de résistance mécanique au-delà de laquelle il y a ruine de l'ouvrage.

$$f_{bu} = \frac{0{,}85\ f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

γ_b : Coefficient de sécurité.

Tel que :

γ_b *=1,5* cas des situations durables ou transitoires……f_{bu} *= 14,17 MPa*

γ_b *=1,15* cas des situations accidentelles…….....f_{bu} *= 18,48MPa*

b. Contraintes limites à l'état limite de service (E.L.S):

Le diagramme idéalisé est donné par la figure suivante :

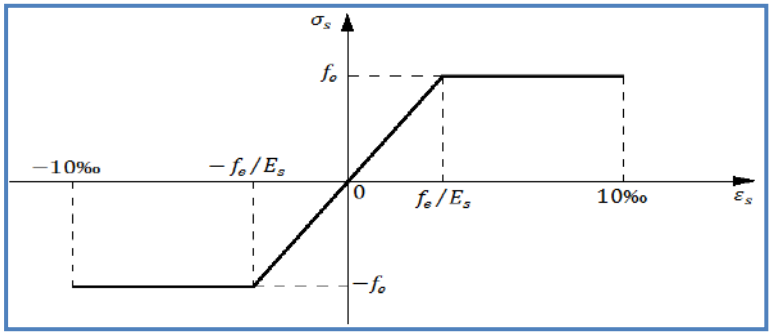


Figure. I.03. *Diagramme contraintes-déformations du béton à l'ELU*

L'état limite de service est un état de chargement au-delà duquel la construction ne peut plus assurer le confort et la durabilité pour lesquels elle a été conçue ;on distingue :

- L'état limite de service vis-à-vis de la compression de béton
- L'état limite de service d'ouverture des fissures.
- L'état limite de service de déformation.

La contrainte limite de service est donnée par : $\sigma_{bc} = 0.6\, f_{c28}$

f_{c28}

=25 *MPa* on trouve : $\sigma_{bc} = 15MPa$

I.4.2. ACIERS :

Afin de remédier au problème de non résistance du béton à la traction, on intègre dans les pièces de béton des armatures d'acier pour reprendre les efforts de traction.

Les aciers utilisés pour constituer les pièces en béton armé sont :

- Ronds lisses (R.L) : *FeE24*
- Barres à haute adhérences (HA) : *FeE40*
- Treillis soudés (TS) : *TLE52 ∅=6 mm* pour les dalles.

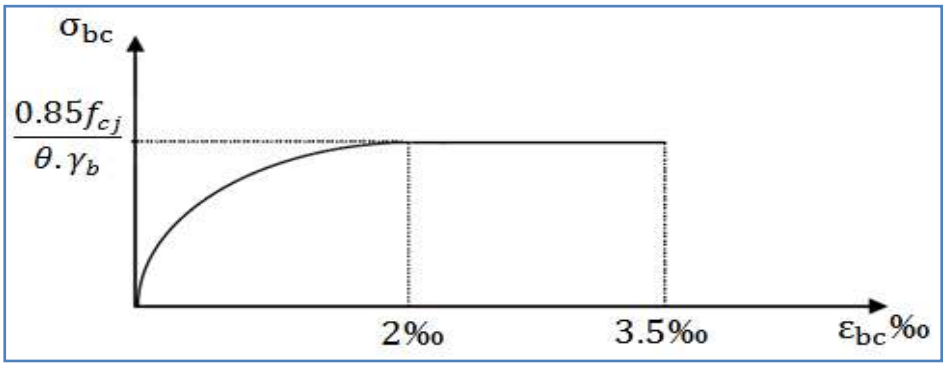


Figure I.04 Diagramme contraintes-déformations de l'acier à l'ELU

I.4.2.1 Les limites élastiques :

- Les ronds lisses (R.L): *FeE24 (f_e=235 MPa)*
- Barres à haute adhérence (HA) :f_e=*400MPa*.
- Treillis soudés (TS) : f_e= *520MPa*.

I.4.2.2. Module d'élasticité des aciers :

Les aciers sont aussi caractérisés par le module d'élasticité longitudinale. Les expériences ont montré que sa valeur est fixée quel que soit la nuance de l'acier.

Es = 2,1.10^{5}MPa

I.4.2.3. Les contraintes limites de calcul :

a. Contraintes limites à l'état limite ultime (E.L.U):

- On adopte le diagramme contrainte- déformation suivant:

fe: Contrainte limite élastique.

ξs: Déformation (allongement) relative de l'acier $\rightarrow \zeta_s = \frac{\Delta L}{L}$

$$\xi_{es} = \frac{fe}{E_s \gamma_s}$$

σ_s: Contrainte de l'acier.: $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$

γ_s: Coefficient de sécurité de l'acier.

$$\gamma_s = \begin{cases} 1{,}15 & \text{Cas des situations durables ou transitoires} \\ 1{,}00 & \text{Cas des situations accidentelles} \end{cases}$$

Pour les aciers*FeE400*on a : $\zeta_{es} = \frac{400}{1{,}15x2{,}1.10^5} = 1{,}74\,‰$

b. Contraintes limites à l'état limite de service (E.L.S):

C'est l'état où on fait les vérifications des contraintes par rapport aux cas appropriées :

- Fissuration peu nuisible : pas de vérification.
- Fissuration préjudiciable: $\sigma_s = \min\left(\frac{2}{3} f_e ; 150\eta\right)$ (*MPa*)
- Fissuration très préjudiciable : $\sigma_s = \min\left(\frac{1}{2} f_e ; 110\eta\right)$ (*MPa*)

η :Coefficient de fissuration

η =*1,00*pour les aciers ronds lisse.

η =*1,60*pour les aciers à haute adhérence.

I.4.2.4. Le coefficient d'équivalence :

Le coefficient d'équivalence noté « *n* » est le rapport de : $\frac{E_s}{E_b} = 15$

n: Coefficient d'équivalence.

Es: Module de déformation de l'acier.

Eb :Module de déformation du béton.

I.5.HYPOTHESES DE CALCUL :

Le calcul en béton armé est basé sur les hypothèses suivantes:

- *Les sections droites restent planes après déformation.*
- *Il n'y a pas de glissement entre les armatures d'acier et le béton.*
- *Le béton tendu est négligé dans le calcul de la résistance à cause de sa faible résistance à la traction.*
- *Le raccourcissement unitaire du béton est limité à 3,5 ‰ en flexion simple ou composée et à 2‰ dans la compression simple*

- *L'allongement unitaire dans les aciers est limité à 10‰.*
- *La contrainte de calcul, notée « σ_s » et qui est définie par la relation :* $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$ *est égale a :*

♦*Rond lisse* $\begin{cases} \sigma_s = 204{,}34MPa & Situation\ durable \\ \sigma_s = 235MPa & Situation\ accidentel\ le \end{cases}$

♦ *Haute adhérence* $\begin{cases} \sigma_s = 348MPa & Situation\ durable \\ \sigma_s = 400MPa & Situation\ accidentel\ le \end{cases}$

- Allongement de rupture : $\zeta_s = 10‰$

CHAPITRE II

Pré dimensionnement

II.1. INTRODUCTION

Avant d'entamer tout calcule, il est plus pratique d'estimer l'ordre de grandeur des éléments de la structure ; pour cela, des règlements en vigueur, mettent au point ce qui est nécessaire pour un pré dimensionnement à la fois sécuritaire et économique.

II.2. PRÉDIMENSIONNEMENT DES DALLES

Lorsqu'on veut dimensionner la structure, lors de l'avant-projet ou pour la descente de charge, on peut utiliser les formules approchées suivantes données en référence.

II.2.1.Plancher en corps creux :

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

Avec :

e: Epaisseur de la dalle de (compression + corps creux).

L : La distance maximale de la poutre $L_{max} = 3.50m \Rightarrow 14cm \leq e \leq 17.5cm$

On prend : (16+4) cm.

II.2.2. Planchers dalles pleines :

L'épaisseur des dalles pleines doit vérifier la condition de résistance, donnée en fonction de la nature des appuis sur lesquels repose la dalle. Le pré dimensionnement de l'épaisseur des dalles dépend des critères suivants :

- Critère de résistance :

a) Dalle reposant sur 2appuis :

$$\frac{L}{35} \leq e \leq \frac{L}{30} \; ; L = 3.79\, m \Rightarrow \; 10.82cm \leq e \leq 12.63cm$$

Avec :

ep : épaisseur de la dalle ;

L : la plus grande portée mesurée entre nus des appuis.

- Sécurité contre l'incendie :

$ep = 15\ cm$: peut assurer un coupe-feu d'une heure.

- Condition d'isolation acoustique :

$$ep = 15\ cm$$

Conclusion :

En tenant compte de toutes ces conditions, nous aboutissons aux choix pour les deux types d'une dalle d'épaisseur : $ep = 15\ cm$

II.3. EVALUATION DES CHARGES ET SURCHARGES

Cette étape consiste à évaluer et à déterminer les charges et les surcharges qui influent directement sur la résistance et la stabilité de notre ouvrage.

II.3.1.Charges d'exploitation :

- Terrasse inaccessible : $Q = 1\ kN/m^2$

- Etage courant : $Q = 1.5\ kN/m^2$

- Balcon : $Q = 3.5\ kN/m^2$

II.3.2. Maçonnerie :

a) Murs intérieurs (simple cloison) :

G=0.90 KN/m²

b) Murs extérieurs (double cloison) :

Tableau II.01 Charge permanente du mur extérieur

N°	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m^3)	Poids surfacique (kN/m^2)
1	Enduit en ciment	0.02	18	0.36
2	Brique creuse	0.10	9	0.90
3	Lame d'air	0.10	-	-
4	Brique creuse	0.10	9	0.90
5	Enduit en plâtre	0.02	10	0.20
TOTAL				**2.36**

II.3.3. Plancher terrasse inaccessible (Corp. creux) :

a. Charges permanentes :

Tableau II.02 Charge permanente du plancher terrasse (Corp. creux)

N°	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m^3)	Poids surfacique (kN/m^2)
1	Protection en gravier	0.05	17	0.85
2	Etanchéité multicouches	0.02	6	0.12
3	Forme de pente	0.10	20	2.00
4	Isolation thermique	0.04	4	0.16
5	Pare vapeur	-	-	0.05
6	Plancher corps creux (16+4)	0.20	-	2.80
7	Enduit en plâtre	0.02	10	0.20
TOTAL				**6.18**

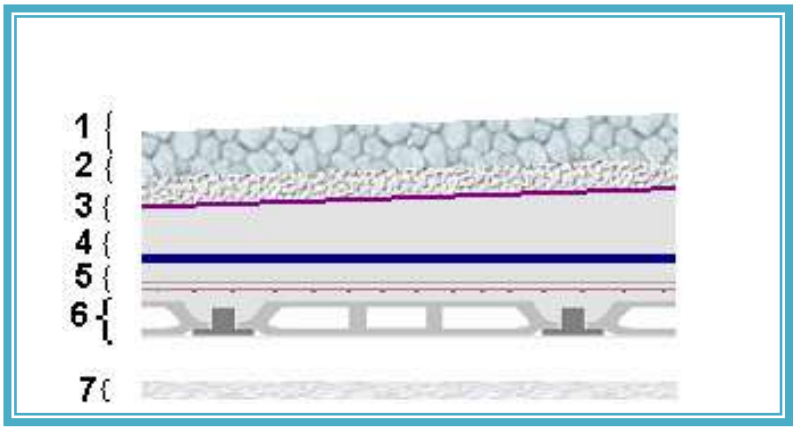


Figure II.1. Composants du plancher terrasse

II.3.4.Plancher terrasse (dalle pleine) :

Tableau II.03 Charge permanente du plancher terrasse (dalle pleine)

N°	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m^3)	Poids surfacique (kN/m^2)
1	Protection en gravier	0.05	17	0.85
2	Etanchéité multicouches	0.02	6	0.12
3	Forme de pente	0.10	20	2.00
4	Isolation thermique	0.04	4	0.16
5	Pare vapeur	-	-	0.05
6	dalle pleine	0.15	25	3.75
7	Enduit en plâtre	0.02	10	0.20
TOTAL				**7.13**

II.3.5. Plancher étage courant (Corp. creux)

a. Charges permanentes :

Tableau II.04 *Charge permanente du plancher courant (*corp.creux)

N°	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m^3)	Poids surfacique (kN/m^2)
1	Carrelage	0.02	22	0.44
2	Mortier de pose	0.02	20	0.40
3	Lit de sable	0.02	18	0.36
4	Dalle de compression +corps creux (16+4)	0.20	-	2.80
5	Enduit en plâtre	0.02	10	0.20
6	Cloison de distribution	0.10	-	0.90
TOTAL				**5.10**



Figure II.2. Composants du plancher étage courante :

II.3.6.Plancher courant (dalle pleine) :

Tableau II.05 *Charge permanente du plancher courant (dalle pleine)*

N°	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m^3)	Poids surfacique (kN/m^2)
1	Carrelage	0.02	22	0.44
2	Mortier de pose	0.02	20	0.40
3	Lit de sable	0.02	18	0.36
4	Dalle pleine	0.15	25	3.75
5	Enduit en plâtre	0.02	10	0.20
6	Cloison de distribution	0.10	-	0.90
TOTAL				**6.05**

II.4. PRÉDIMENSIONNEMENT :

II.4.1. Les portique:

Le système des portiques est constitué des éléments horizontaux

-les poutres- et des éléments verticaux-les poteaux- .

II.4.1.1. Les poutres:

Le pré dimensionnement des poutres se fait globalement en deux étapes :

1- Choix des sections des poutres selon les formules empiriques.
2- Vérification de la flèche pour la section choisie.

a. <u>Poutres principales (porteuses)</u> :

- **<u>D'après le " BAEL 91 modifié 99 "</u> :**

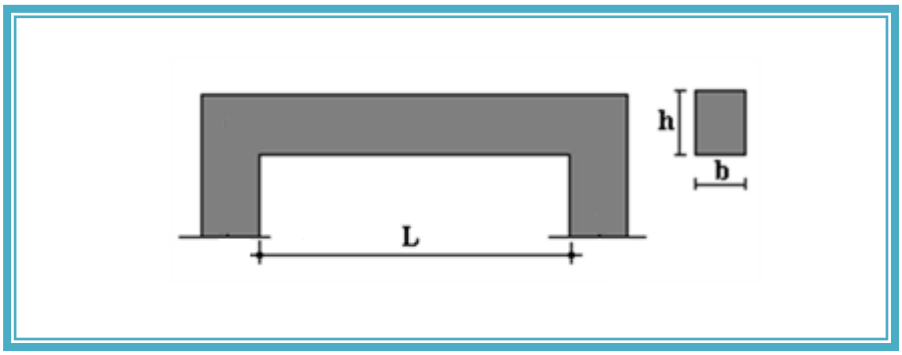


Figure II.3 : Dimensionnement de la poutre

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$$
$$0{,}3h \leq b \leq 0{,}7h$$

Avec :

l: La portée maximale de la poutre.

h : La hauteur de la section.

b: La largeur de la section.

- **<u>Détermination de la hauteur " h "</u> :**

On a : L=3,50m

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Rightarrow 23{,}33\,cm \leq h \leq 35{,}00\,cm$$

On prend : **h=35cm**

- **<u>Détermination de la largeur " b "</u>:**

$h = 35cm : 0,3h \leq b \leq 0,7h \Rightarrow 10,5cm \leq b \leq 24,5cm$

On prend : **b=30cm**

- **Vérification selon le « RPA 99 version 2003 » :**

Les dimensions des poutres doivent respecter les dimensions ci-après :

$$\begin{cases} b \geq 20cm \Rightarrow b = 20cm \succ 20cm.....vérifié \\ h \geq 30cm \Rightarrow h = 35cm \succ 30cm.....vérifié \\ \frac{h}{b} \leq 4 \Rightarrow \frac{h}{b} = 1,75 \prec 4.....vérifié \end{cases}$$

- **Condition de rigidité :**

On doit vérifier que :

$$\left(\frac{h}{L}\right) \succ \left(\frac{1}{16}\right).....[6]$$

$$\frac{35}{350} = 0,1 \succ 0,0625.....vérifié$$

b. Poutres secondaires (non porteuses) :

- **D'après le « BAEL 91 modifié 99 »:**

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

$* 0,3h \leq b \leq 0,7h$

- **Détermination de la hauteur « h » :**

On a : L=3,50 m

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Rightarrow 23,33cm \leq h \leq 35cm$$

On prend : **h=35cm**

- **Détermination de la largeur « b » :**

$h = 35cm : 0,3h \le b \le 0,7h \Rightarrow 10,5cm \le b \le 24,5cm$

On prend : **b=30cm**

- **Vérification selon le « RPA 99 version 2003 »:**(Zone sismique III)

Les dimensions des poutres doivent respecter les dimensions ci-après :

$$\begin{cases} b \ge 20cm \Rightarrow b = 20cm \ge 20cm.....vérifié \\ h \ge 30cm \Rightarrow h = 35cm \succ 30cm.....vérifié \\ \frac{h}{b} \le 4 \Rightarrow \frac{h}{b} = 1,75 \prec 4.....vérifié \end{cases}$$

- **Condition de rigidité :**

- On doit vérifier que :

$\left(\frac{h}{L}\right) \succ \left(\frac{1}{16}\right)$.....[6]

$\frac{35}{350} = 0,1 \succ 0,0625.....vérifié$

II.5. Dimensionnement des poteaux :

Les dimensions de la section transversale des poteaux doivent répondre aux conditions du RPA.99 version 2003.

- $Min(b_1, h_1) \ge 30\ cm$: *zone III*
- $Min(b_1, h_1) \ge \frac{h_e}{20}$
- $\frac{1}{4} < \frac{b_1}{h_1} < 4$

Tableau. II.7 . Pré dimensionnement des poteaux.

Niveau d'étage		6ème	5ème	4ème	3ème	2ème	1ère	RDC
Dimension du poteau	h (cm)	30	30	30	35	35	40	45
	b (cm)	30	30	30	35	35	40	45

II.5.1. Calcul de la longueur de flambement L_f :

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

- $0,7 \times L_0$: si le poteau est à ses extrémités :
  - Soit encastré dans un massif de fondation.
  - Soit assemblé à des poutres de plancher ayant au moins la même raideur que lui dans le sens considéré et le traversant de part en part.
- L_0 : dans les autres cas.

Avec L_0 =3,20m pour RDC etL_0 =2,86m pour les autres étages, sont comptée entre face supérieure de deux planchers consécutifs ou de sa jonction avec la fondation à la face supérieure du plancher. Pour cela, on va procéder à la vérification suivante :

Tableaux II.8.Détermination de la longueur de flambement

Etage	Dimension de poteau	Lf	i= $\frac{b}{\sqrt{12}}$	λ
6ème	30x30	21	0,087	24,249
5ème	30x30	21	0,087	24,249
4ème	30x30	21	0,087	24,249
3ème	35x35	24,5	0,101	24,257
2ème	35x35	24,5	0,101	24,257
1ère	40x40	28	0,115	24,231
RDC	45x45	31,5	0,130	24,231

II.5. 2.Calcul de l'effort $\overline{Nu}$:

$$N_u = \alpha\left[\frac{Br.f_{c28}}{0{,}9\gamma_b} + \frac{A_s\, fe}{\gamma_s}\right].....(1)$$

Avec :

* N_u : Effort normal ultime (compression) =1,35G+1,5Q.

* α : Coefficient réducteur tenant compte de la stabilité $(\alpha = f(\lambda))$.

λ: Elancement d'EULER $\left(\lambda = \frac{l_f}{i}\right)$.

l_f : Longueur de flambement. $\mathbf{l_f}$=0,7*l0

i: Rayon de giration $\left(i = \sqrt{\frac{I}{B}}\right)$.

I : Moment d'inertie de la section par rapport à l'axe passant par son centre de gravité et perpendiculaire au plan de flambement $\left(I = \frac{bh^3}{12}\right)$.

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

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

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

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

* f_{c28} : Contrainte caractéristique du béton à 28 jours (f_{c28}=25MPa).

* A_s : Section d'acier comprimée.

* Br : Section réduite d'un poteau, obtenue en réduisant de sa section réelle 1cm d'épaisseur sur toute sa périphérie (Br= (a-0,02) (b-0,02)) [m^2].

* Selon le« **BAEL 91 modifié 99** » **:**

$$0{,}2\% \le \frac{A_s}{B} \le 5\%$$

On cherche à dimensionner le poteau De telle sorte que : $\frac{A_s}{B} = 1\%$

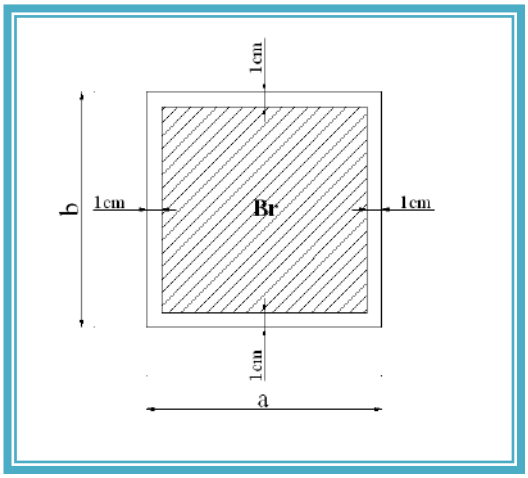


Figure. II.4: la section réduite d'un poteau

$$\left.\begin{array}{ll} \bullet\ \alpha = \dfrac{0{,}85}{1+0{,}2\left(\dfrac{\lambda}{35}\right)^2} & si \quad \lambda = 50 \\ \bullet\ \alpha = 0{,}6\left(\dfrac{50}{\lambda}\right)^2 & si \quad 50 \prec \lambda \prec 100 \end{array}\right\}$$

- On tire de l'équation (1) la valeur de Br :

$$Br \geq \frac{N_u}{\alpha\left(\dfrac{f_{c28}}{0{,}9\gamma_b} + \dfrac{A_s}{B}\dfrac{fe}{\gamma_s}\right)} = 0{,}0784 N_u$$

Tableaux II.9. Vérification de l'effort normal des poteaux

Etage	Section (cm^2)	Br (mm^2)	Λ	α	As (mm^2)	$\bar{N}u$ (KN)
6ème	30x30	78400	24,248	0,0255	90	1158,34
5ème	30x30	78400	24,248	0,0255	90	1158,34
4ème	30x30	78400	24,248	0,0347	122 ,5	1158,34
3ème	35x35	108900	24,257	0,0255	122,5	1158,34
2ème	35x35	108900	24,257	0,0333	160	1628.88
1ère	40x40	144400	24,231	0,0255	202,5	1628.88
RDC	45x45	184900	24,231	0,0255	202,5	2144,67

II.5.3. la surface reprise par le poteau :

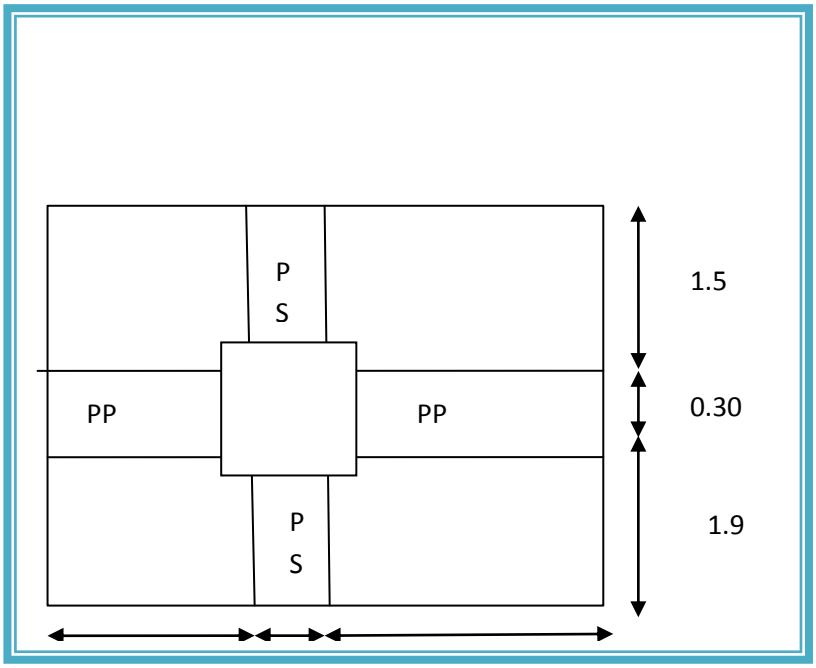


Figure II.05. Surface reprise par le poteau le plus sollicité

II.5.4. Détermination des charges et surcharge :

$S_{plancher} = (1,9+1,5)*(1,5+1,9)$

$S_{plancher} = 11,56\ m^2$

$St= (1,5+0,30+1,9)*(1,5+0,30+1,9)=13,69m^2$

$V_{poutres\ principales} = (1,9+1,5)*(0,30*0,35)$

$V_{poutres\ principales} = 0,357\ m^3$

$V_{poutres\ secondaires} = (1,9+1,5)*(0,30*0,35)$

$V_{poutres\ secondaires} = 0,357\ m^3$

$G_{plancher} = 11,56*6,18 = 71,44$ KN (pour l'étage terrasse)

$G_{plancher} = 11,56*5,10 = 58,96$KN (pour l'étage courante)

$G_{poutres} = (0,357+0,357)*25 = 17,85$ KN

G poteau = (0,30*0,30)*2,86*25=6,435KN

$G_{totale} = G_{plancher} + G_{poutres} + G_{poteau}$

La charge permanente qui agisse sur le poteau est calculée dans le tableau ci-après

Tableaux .II.10. : Tableaux des charges permanentes

Etage	G plancher (kn)	G poteau (kn)	G poutre (kn)	G (kn)	G cumulé (kn)
6ème	71,441	6,435	17,85	95,726	95,726
5ème	58,956	6,435	17,85	83,241	178,967
4ème	58,956	6,435	17,85	83,241	262,208
3ème	58,956	8,75875	17,85	85,565	347,773
2ème	58,956	8,75875	17,85	85,565	433,338
1ère	58,956	11,44	17,85	88,246	521,584
RDC	58,956	16,2	17,85	93,006	614,590

Pour la charge d'exploitation on va faire la loi de dégression selon (DTR b. c. 2. 2. surcharge d'exploitation), et on trouve la charge d'exploitation suivante :

-étage terrasse……Q_0

-5eme étage …….Q_0+Q

-4eme étage……. Q_0+Q+0.90Q

-3eme étage…….... .Q_0+Q+0.90Q +0.80Q

-2eme étage……. Q_0+Q+0.90Q +0.80Q +0.70Q

-1eme étage……. Q_0+Q+0.90Q +0.80Q +0.70Q +0.60Q

-RDC…….Q_0+Q+0.90Q +0.80Q +0.70Q +0.60Q +0.50Q

Tableaux. II.11 : Tableaux des charges D'exploitation.

Etage	$\frac{3n}{2n}$		Q (kn)	Q cumulé (kn)
6ème étage	**1**	**Q0=**	13,69	13,69
5ème étage	2,5	Q1=	34,225	47,915
4ème étage	3,85	Q2=	52,7065	100,6215
3ème étage	5,05	Q3=	69,1345	169,756
2ème étage	6,10	Q4=	83,509	253,265
1ère étage	7	Q5=	95,83	349,095
RDC	7,75	Q6=	106,0975	455,1925

Effort normale de résistance : 1,35G +1,5Q

Nu =Nu+10 % $\overline{Nu}$=1,1Nu

Tableaux .II.12. Tableaux de vérification :

Niveau	Gcumulé (KN)	Qcumulé (KN)	Nu (KN)	1 ,1Nu (KN)	$\overline{Nu}$ (KN)	1,1 Nu<$\overline{Nu}$
6ème étage	95,726	13,69	149,7651	164,74161	1106,4345	CV
5ème étage	178,967	47,915	313,47795	344,82575	1106,4345	CV
4ème étage	262,208	100,6215	504,91305	555,40436	1114,8676	CV
3ème étage	347,773	169,756	724,12721	796,53993	1536,2194	CV
2ème étage	433,338	253,265	964,90313	1061,3934	1545,9499	CV
1er étage	521,584	349,095	1227,7802	1350,5582	2050,1481	CV
RDC	614,590	455,1925	1512,4846	1663,733	2610,3981	CV

II.5.5. Vérification selon le RPA99v2003 :

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

Tableau. II.13.Vérifications de coffrage des poteaux.

Condition à vérifier	Application de condition	Vérification
Min (b, h) ≥ 30 cm	Min (b, h) = 30 cm ≥ 30 cm	Oui
Min (b, h) ≥h_e /20	Min (b, h) =30cm≥ (he/20) = (3,2 - 0,35)/20=14,25cm Et (2,86 - 0,35)/20=12,55cm	Oui
0,25 ≤ (b/h) ≤ 4	0,25 ≤ (b/h)=1 ≤ 4	Oui

II.5.6. Vérification des sollicitations normales :

$$\upsilon = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0,3$$

Avec :

- υ : effort normal réduit.
- N_d : l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton =1,1×Nu.
- Bc : l'air (section brute) de cette section de béton.

Tableau. II.14.Vérifications des sollicitations normales.

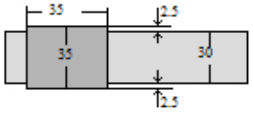
Etage	N_d (N)	B_c (mm²)	f_{c28} (Mpa)	υ	$\upsilon \leq 0,3$
6éme étage	164741,6	90000	25	0,073	Oui
5ème étage	164741,6	90000	25	0,073	Oui
4ème étage	164741,6	90000	25	0,073	Oui
3ème étage	164741,6	122500	25	0,054	Oui
2ème étage	164741,6	122500	25	0,054	Oui
1ère étage	164741,6	160000	25	0,041	Oui
RDC	164741,6	202500	25	0,032	Oui

II.5.7. Vérification aux zones nodales :

Il nous reste à vérifier :

- $b_{max} \leq 1{,}5h_1+b_1$
- $d \leq \text{Max}\ (b_1/2;h_1/2)$

Tableau. II.15.Vérification aux zones nodales

	b_{max} (cm)	h_1 (cm)	b_1 (cm)	$b_{max} \leq 1{,}5h_1+b_1$	d (cm)	Max $(b_1/2;h_1/2)$	$d \leq$ Max $(b_1/2;h_1/2)$
	30	35	35	Oui	2,5	17,5	Oui

II.6. pré dimensionnement des voiles:

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

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

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

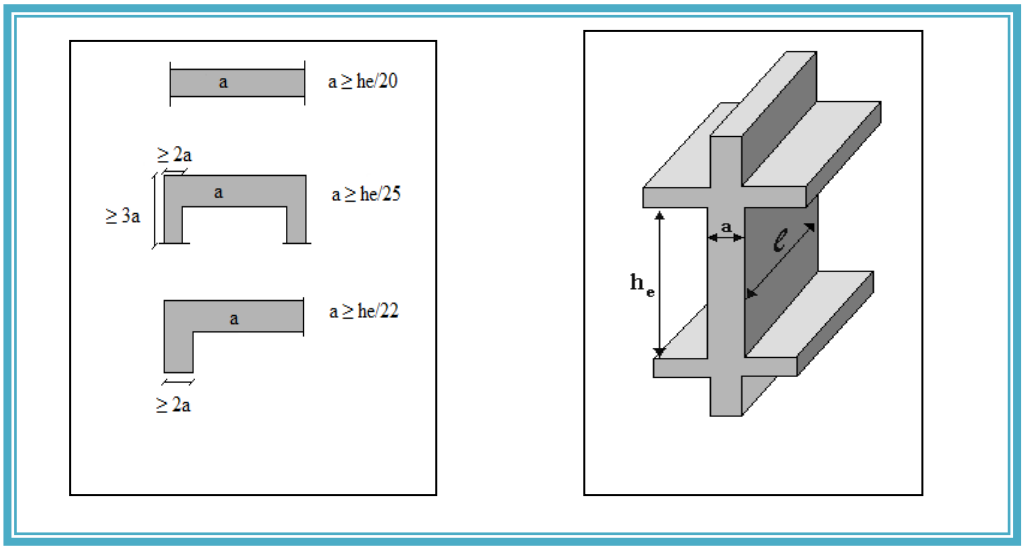


Figure. II.06. Coupe de voile en plan (gauche) Voile en 3D (droite).

$$a \geq Max\left\{15\,cm; \frac{h_e}{25}; \frac{h_e}{22}\right\}$$

Tableau. II.16. Pré dimensionnement des voiles.

Niveau	he (cm)	a (cm)
6	271	15
5	271	15
4	271	15
3	271	15
2	271	15
1	271	15
RDC	305	15

CHAPITRE III

Calcul des éléments secondaire

[2]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.

III.1.2. Principe de calcul:

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

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

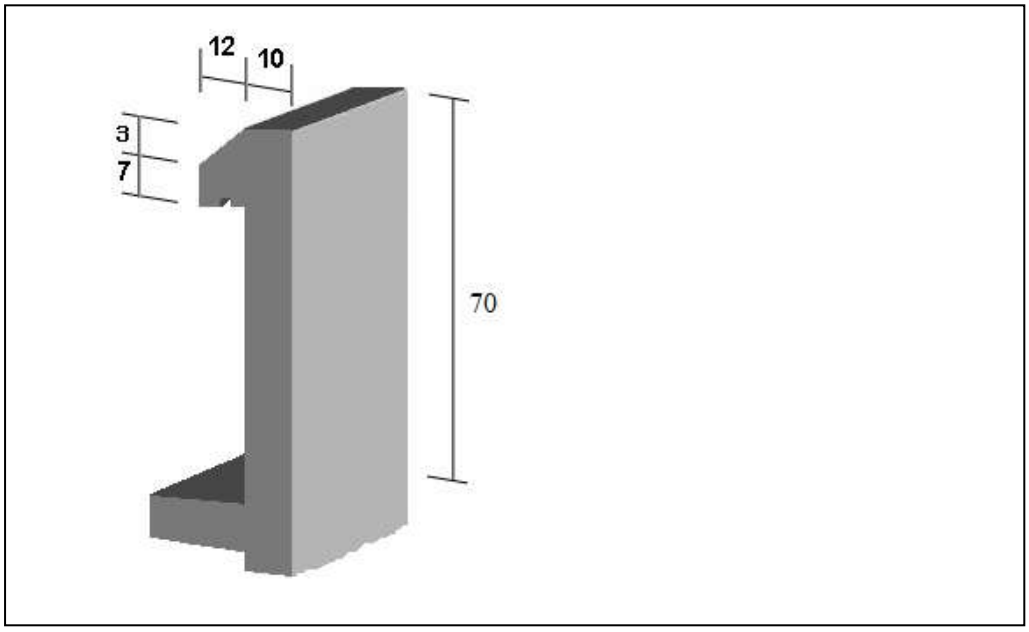


Figure. III.1:L'acrotère.

III.1.3. Évaluation des charges permanentes et surcharges d’exploitation:

Tableau.III.1. Charges permanentes et surcharges d’exploitation de l’acrotère.

Charge Permanente
Poids propre : G=[(0,7.0,1)+(0,12.0,07)+((0,12.0,03)/2)].25=2,005KN
Charge d'exploitation
Q = 1 KN

III.1.4. Détermination des efforts:

Tableau.III.2. Les efforts sur l'acrotère

L'E.L.U	
L'effort normal :	N_U =1,35.G = 1,35×2,005 =2,706 KN
Moment d'encastrement :	M_U =1,5.Q.h = 1,5×1×0,7= 1,050 KN.m
L'effort tranchant :	T_U =1,5.Q = 1,5×1 = 1, 500 KN.
L'E.L.S	
L'effort normal :	Nser = G = 2,005 KN
Moment d'encastrement :	Mser = Q. h =1×0,7= 0,7 KN.m
L'effort tranchant :	Tser = Q =1 KN

III.1.5. Calcul de ferraillage:

Le calcul du ferraillage se fera pour une section rectangulaire (100×10) cm^2 soumise à la flexion composée

Tableau.III.3. Dimensions et caractéristiques des matériaux.

Dimensions			Résistances caractéristiques		
Notations	Valeurs	Unités	Notations	Valeurs	Unités
B	100	Cm	fc_{28}	25	MPa
H	10	Cm	FeE	400	MPa
C_1	2,5	Cm	Sollicitations		
C_2	2,5	Cm	Notations	Valeurs	Unités
Longueur de flambement			Nu	2,706	KN
Notations	Valeurs	Unités	Mu	1,050	KN.m
L_0	0,65	M	Nser	2,005	KN
L_f	1,40	M	Mser	0,700	KN.m

III.1.5.a .Etat Limite Ultime:

❖ **Calcul de l'excentricité:**

$$e0 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{1,05}{2,706} = 38,80cm$$

Où l'enrobage est: c= c1 = 2,5 cm

On a e0=38,80 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.

e = e0 + (h/2-c) $\Rightarrow$e = 41,30cm.

M1 = Nu × e $\Rightarrow$ M1 = 1,117KN.m.

❖ ***Calcul des armatures verticales :***

Le calcul se fera en flexion simple à l'état limite ultime:

Mu =M1=0,117KN.m

$$\mu = \frac{Mu}{\sigma_{bc}.b \cdot d^2}$$

μ= 0,013<μl = 0,392 $\Rightarrow$ A' = 0.

Donc : ß = 0,993 (tab).

$$A = \frac{Mu}{\beta \cdot d \cdot \overline{\sigma_s}} \Rightarrow \text{ A = 43,09mm²}$$

N : effort de compression, alors : $A2 = A - \frac{N}{100\sigma_s} \Rightarrow$ A = 0,43cm²

Et A' = A1$\Rightarrow$ A' = 0

Donc: $\begin{cases} A_2 = 0{,}43\,\text{cm}^2 \\ A_1 = 0\,\text{cm}^2 \end{cases}$

- ✓ ***Condition de non fragilité*:**

$$A_{min} = \frac{B}{1000} = \frac{10 \times 100}{1000} = 1\,\text{cm}^2 > A = 0{,}35\,\text{cm}^2$$

Donc : A = Amin = 1,00 cm^2

On adoptera : A2 = 4HA8 =2,01cm^2

- ❖ ***Armatures de répartition:***

On a : $\frac{A}{4} \leq Ar \leq \frac{A}{2} \Rightarrow 0{,}50 \leq Ar \leq 1{,}00$

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

- ❖ ***Espacement:***

$S_t = \frac{100}{4} = 25\,\text{cm} \leq$ Smin = min [3h=30 cm; 33 cm] =30 cm (cv)

$S_{tr} = \frac{70}{3} = 25\,\text{cm} \leq$ Smin = min [4h=40 cm ; 45 cm]=40 cm (cv)

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

Données : Nser = 2,005 KN.

Mser = 0,7 KN.m

❖ ***Calcul de l'excentricité:***

On a $e_0 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{0.7 \times 10^2}{2{,}005} = 35{,}00cm$

$\frac{h}{2} - c = 5 - 2{,}5 = 2{,}5\ cm \quad \leq e_0 = 35{,}00\,cm$

On doit vérifier l'inégalité ci-contre : $\frac{M'_G}{N_{Ser}} \geq \frac{I_G}{B_o \upsilon_2}$

Où: Bo = b.h+ 15 (A1 + A2) $\Rightarrow$ Bo= 1030, 15 cm².

$\upsilon 1 = \frac{1}{B_0}[\frac{bh^2}{2} + 15\ (A1\ c + A2\ d)] \Rightarrow \upsilon 1 = 5{,}073$ cm.

$\upsilon 2 = h - \upsilon 1 \Rightarrow \upsilon 2 = 4{,}926$ cm.

$I = \frac{b}{3}\ (\upsilon 1^3 + \upsilon 2^{3)} + 15\ [A1\ (\upsilon 1 - c1)^2 + A2\ (\upsilon 2 - c'2)^2] \Rightarrow I = 8513.68\ cm^4$.

Alors: $\frac{I'_G}{B_o \upsilon_2} = 1{,}68$ cm. Donc :

M'G = Nser .CG'

CG'= CG+GG'= CG + (υ1 – (h/2))= e0– (h/2-c) + (υ1 – (h/2))=32,573cm.

$CG' = 32{,}573 > \frac{I'_G}{B_o \upsilon_2} = 1{,}68$ cm.

Alors : on a une section partiellement comprimée.

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

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

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

❖ ***Détermination de y1 :***

Pour déterminer y1, il faut résoudre l'équation suivante:

$y2^3 + py2 + q = 0$……."*"

Tq y2: distance entre le centre de pression "c" et l'axe neutre.

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

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

C: La distance entre la fibre la plus comprimée du béton et le point "**c**" et puisque "N" est un effort de compression donc " $C = h/2 - e = -36{,}30$ cm < 0".

p = -3873,53 cm^2

q = 92093,84 cm^3

D'où l'équation (*) devient : $y2^3 + (-3873{,}53)\, y2 + 92093{,}84 = 0$

$$\Delta = q^2 + \frac{4p^3}{27} = -12{,}89x10^7 < 0 \Rightarrow \begin{cases} \cos\varphi = \frac{3q}{2p}\sqrt{\frac{-3}{p}} = -0{,}992 \Rightarrow \varphi = 172{,}96 \\ a = 2\sqrt{\frac{-p}{3}} = 71{,}865\text{cm} \end{cases}$$

Les racines de l'équation sont: $y_2 = \begin{cases} a\cos(\frac{\varphi}{3}) = 38.45\text{cm} \\ a\cos(\frac{\varphi}{3} + 120) = -71{,}80\text{ cm} \\ a\cos(\frac{\varphi}{3} + 240) = 33{,}35\text{cm} \end{cases}$

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

0 < y1 = y2 + *C*< h

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

Finalement, on trouve :

$y2' = 38{,}45$ cm

$y2'' = -71{,}80$ cm rejetée comme valeur (< 0)

$y2''' = 33{,}35$cm rejetée comme valeur (< 0)

D'où alors : 0 < y1 = 38,45 + (- 36,30) = 2,15 cm < h = 7,5 cm

Donc on prend : y2 = 38,45 cm.

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

Sxx'=69,82 cm^3

$k = \frac{Nser}{Sxx'} = \frac{2005}{69822}$ =0,028 N/mm^3

Donc : σb = ky1= (0,028 x 21,5) =0,602 MPa< σb =0,6fc28=15MPa (c.v).

Et : σs = 15 k (d - y1) =15 x 0,028 x (75 – 21,5) = 22,47MPa

$$\overline{\sigma s} = \text{Min}\left[\frac{2}{3} f e = 266{,}67\ \text{MPa}\ ; 110\sqrt{\eta f tj} = 201{,}633\ \text{MPa}\right] = 201{,}633\ \text{MPa}$$

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

III.1.6. Vérification de l'effort tranchant:

La section d'armatures tendues doit être capable d'équilibrer l'effort de traction "F"

qui est égale à: $T = V_u - \frac{M_u}{0.9 \cdot d} = 1.5 - \frac{0.90}{0.9 \cdot 0.075} \Rightarrow T = -11.83 < 0$

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

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

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

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

Et : $\overline{\tau}$ = min [0,15 $\frac{fc_{28}}{\gamma b}$; 4 MPa] = 2,5 MPa (fissuration préjudiciable**)**

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

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

III.1.8. Vérification de l'acrotère au séisme:

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

Fp= 4.A.Cp.Wp

A = coefficient d'accélération : F (groupe d'usage 1b, zone sismique III).

Cp = facteur de force horizontale.

Wp =poids de l'acrotère pour une bande de 1 m de largeur.

A = 0.25

Cp = 0.8

Wp = 2,255 KN

+ Fp= 4.A.Cp.Wp= 4×0.25×0.8×2.255 =1.28 KN < 1.5Q =1.5 KN

Donc:

L’acrotère résiste à la force sismique

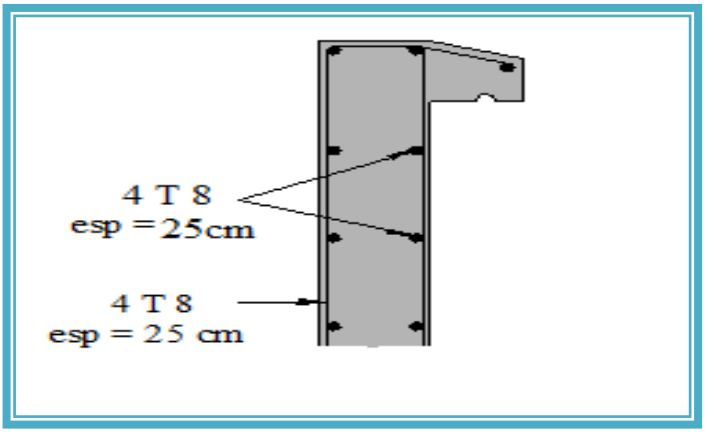


Figure.III.2. Ferraillage de l'acrotère.

III.2. Planchers à corps creux :

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

- Poutrelles préfabriquées en béton armé, disposées parallèlement de 65 cm d’espacement.
- Entrevous (corps creux) en béton de forme adaptée aux poutrelles.
- Une dalle de compression supérieure en béton de 5 cm d’épaisseur, coulée sur l’ensemble poutrelles entrevous qui tient lieu de coffrage (coulé sur place).

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

- La dalle de compression.
- Les poutrelles.

III.2.1.La dalle de compression:

Sert à la bonne distribution des charges verticales sur les poutrelles, ainsi que pour résister aux efforts appliquées sur la dalle ; on prévoit un ferraillage en quadrillage.

La table de compression a une épaisseur de 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 :

a1≤20 cm

- Espacement pour les armatures parallèles aux nervures au plus égale à :

a2≤33 cm

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

$$A_{\perp} \geq \frac{200}{fe} \qquad si \quad L \leq 50\,cm$$

$$A_{\perp} \geq 0{,}02.L.\frac{200}{Fe} = \frac{4L}{Fe} \qquad si \;\; 50 \leq L \leq 80\,cm$$

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 m

- $A_{\perp}$: Section d'armatures perpendiculaires aux nervures.

$$50\text{cm} \leq (\text{L=65cm}) \leq 80\text{cm} \Rightarrow A_{\perp} \geq 0{,}02.L.\frac{200}{Fe} = \frac{4L}{Fe} = 0{,}5\,cm^2/ml$$

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

$$A_{//} \geq \frac{A_{\perp}}{2} = 0{,}25\,cm^2/ml\ .$$

On choisira: $A_{\perp}$= 5 φ 5 = 0,98 cm², esp = 20 cm.

A//=4 φ 5= 0,78 cm², esp = 25 cm.

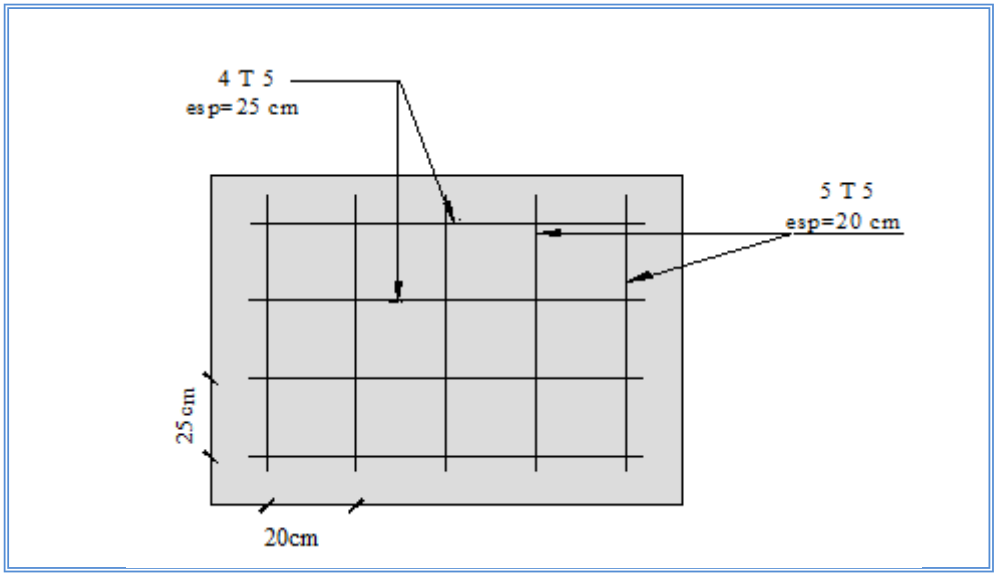


Figure.III.3. Disposition des armatures de la table de compression.

III.2.2. Calcul des 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.

a. Calcul avant coulage:

Avant le coulage du béton, la poutrelle est considérée comme poutre simplement appuyée, est soumise à son poids propre, à celui des entrevous et à la surcharge dû à l'ouvrier.

✓ ***Calcul des charges permanentes et surcharges d'exploitation:***

Tableau.III.4. Charges permanentes et surcharges d'exploitation des poutrelles.

La travée L (m)	Q (KN)	G (KN/ml)	
3,80	1,9	poids de poutrelle	poids du corps creux
		0,12×0,04×25 = 0,12	0,65×1 = 0,65
		0,77	

Q = max(1 ;0,5L

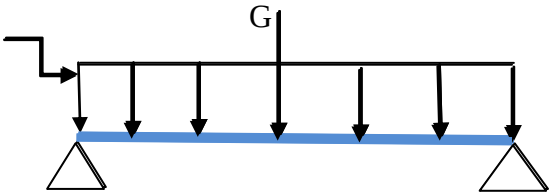
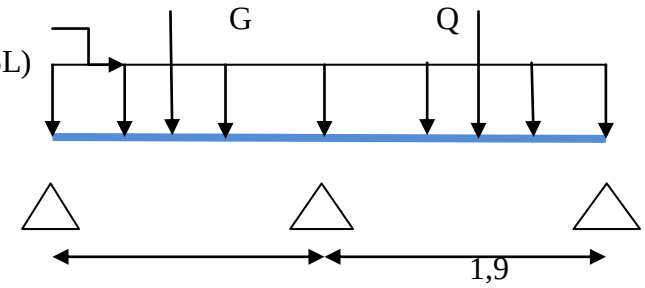


Figure.III.4. Schéma statique de la poutrelle.

$$f = \frac{5 \times GL\text{^}4}{384 \times EI} + \frac{QL\text{^}3}{48EI} = \frac{5 \times 0{,}77 \times 3800\text{^}4}{384 \times 210000 \times 640000} + \frac{1900 \times 3800\text{^}3}{48 \times 210000 \times 640000} = 31{,}71mm$$

$$f = 31{,}71mm > [f] = \frac{3800}{500} = 7{,}6mm \ \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \ C.N.V$$

- ***Pour un seul étai au milieu :***



L=1,9

G = 0,77 (KN/ml)

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

$$f = \frac{5 \times GL\text{^}4}{384 \times EI} + \frac{QL\text{^}3}{48EI} = \frac{5 \times 0{,}77 \times 1900\text{^}4}{384 \times 210000 \times 640000} + \frac{1000 \times 1900\text{^}3}{48 \times 210000 \times 640000} = 2{,}035mm$$

$f = 2{,}035mm < f] = \frac{1900}{500} = 3{,}8mm$ … … … … … *C.V*

Résultats :

1 étais suffisent pour éviter la flèche des poutrelles en première étape.

b. Après coulage :

- G = poids du plancher (16+4)= 3,2×0,65= 2,08(KN/ml)
- Q =1×0,65=0,65 (KN/ml)
- 1,35G+1,5Q=3,783(KN/ml)

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

- Poutrelle à 2 travées.
- Poutrelle à 3 travées.
- Poutrelle à 4travées
- Poutrelle à 6 travées

b.1.Méthode de calcul des poutres:

Le calcul s'effectue par la méthode forfaitaire pour les deux premiers types et par la méthode de CAQUOT pour les restes car les conditions d'applications de la méthode forfaitaire ne sont pas vérifiées.

b.1.1.méthode forfaitaire :

❖ ***conditions d'application :***

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

- ***Conditions concernant la charge d'exploitation :***

Charges uniformément réparties : $Q \leq \text{Min}(2.G \text{ et } 5\ KN/m^2)$
Charges concentrées : $P \leq \text{Min}(Q/4 \text{ et } 2\ KN)$

- P : charge permanente concentrée (en KN).
- Q : charge d'exploitation concentrée (en KN).

Si cette première condition est vérifiée, on peut dire que le plancher est à charge d'exploitation modérée.

- ***Conditions concernant les caractéristiques géométriques :***
  - le moment d'inertie de la poutre doit être la même pour toute les travées.
  - le rapport entre les portées successives des travées doit être compris entre 0,8 et 1,25 :

$$0{,}8 \leq \frac{Li}{Li+1} \leq 1{,}25$$

- ***Condition concernant le type de fissuration :***

La fissuration doit être considérée comme non préjudiciable (peu nuisible).

❖ ***Exposé de la méthode :***

Le calcul pour la détermination des moments de flexion se fait pour chaque travée à part. Il s'agira de déterminer le moment positif en travée Mt et les deux moments négatifs aux appuis :

Mt : moment en travée.
Mw : moment à l'appui de gauche.
Me : moment à l'appui de droite.
On désigne par : $\alpha = \frac{Q}{G+Q}$

Il s'agira de vérifier les trois conditions suivantes :

- $M_t + ((Mw+Me)/2) \geq \text{Max}\ (1{,}05M_0 \text{ et } (1+0{,}3\ \alpha)\ M_0)$
- $M_t \geq \begin{cases} ((1{,}2+0{,}3\ \alpha)/2).M_0 & \text{pour les travées de rive.} \\ ((1+0{,}3\ \alpha)/2).M_0 & \text{pour les travées intermédiaire} \end{cases}$

- les moments d'encastrements des appuis :
  - Ma ≥ 0,6 M0 cas des poutres à 2 travées.
  - Ma ≥ 0,5 M0 pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de 2 travées.
  - Ma ≥ 0,4 M0 pour les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de 3 travées.

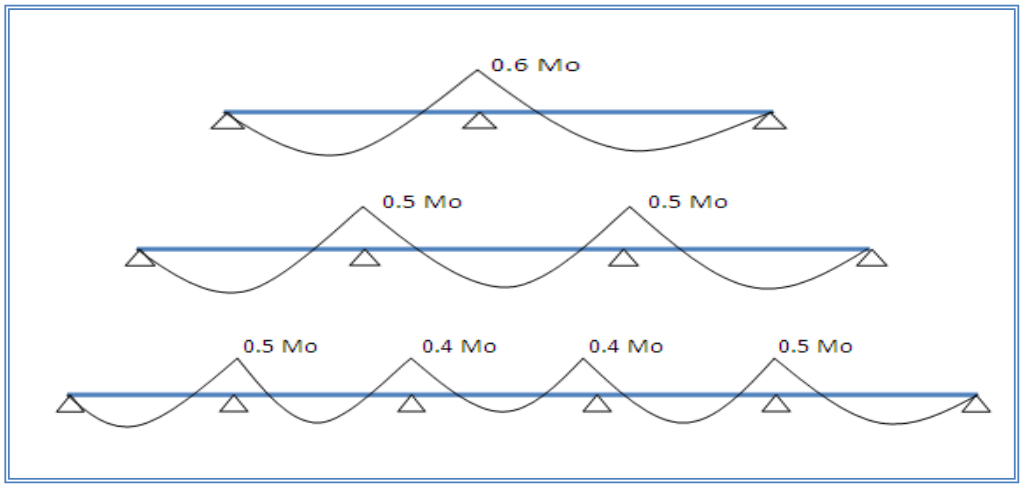


Figure.III.05. Moment en travée et en appui de méthode forfai

Remarque :

*1)*M0 : moment isostatique ($M0=PL^2/8$)

2) dans les expressions ci-dessus les moments Mw et Me sont pris en valeur absolues.

3) sur un appui considéré, en retient toujours la plus grande valeur absolue des moments à gauche et à droite de cet appui.

4) si la première condition n'est pas vérifiée donc on a besoin d'augmenter les moments d'extrémités, alors supposant qu'on a des semi-encastrements avec un moment

(Ma=0,2 M0).

5) l'effort tranchant est égale :

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

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

6) le calcul des moments pour les poutrelles d'une seule travée est :

Mt=0,85 M0

Ma=Mb=-0,5 M0

- $Q \leq \text{Min}\begin{cases} 2.G \\ 5\,KN/m^2 \end{cases}$ (C.V)
- Les moments d'inerties des sections sont égaux dans toutes les travées (C.V)
- le rapport entre les portées successives des travées doit rester compris entre " 0,8 " et " 1,25 ". (C.N.V)
- La fissuration doit être peu nuisible. (C.V)

b.1.2.méthode de Caquot :

Tableau.III.6. Méthode de Caquot.

Moment isostatique M_0	$M_0 = \frac{ql^2}{8}$	
(Moment en travée M_t	$M_t = M_0 - \frac{M_w + M_e}{2}$	
Moment à l'appui M_a	Appuis de rives	M_A=0,2M_0
	Appuis intermédiaires	$M_B = \frac{q_w . l_w'^3 + q_e . l_e'^3}{8{,}5(l_w' + l_e')}$
longueurs fictives l'	Travée de rive	l
	Travée intermédiaire	0,8l
Effort tranchant T	Tw	$T_w = T_0 + \frac{M_e - M_w}{l}$
	Te	$T_e = -T_0 + \frac{M_e - M_w}{l}$

Avec :

- M0 : moment isostatique.
- Mw, Me :Les valeurs absolues des moments sur appuis de gauche et de droite.
- qw : Charge répartie à gauche de l'appui considéré.

- qe : Charge répartie à droite de l'appui considérée.
- l'w : longueurs de travées fictives à gauche.
- l'e : longueurs de travées fictives à droite.
- l : représente la portée de la travée libre.
- Tw : Effort tranchant à gauche de l'appui considéré.
- Te : Effort tranchant à droite de l'appui considéré.

III.2.3. Calcul des charges et surcharges :

Tableau.III.7. Charges et surcharges aux E.L.U et E.L.S.

	G KN/m^2	Q KN/m^2	Pu KN/m	Pser KN/m
Plancher terrasse	6,18×0,65 = 4,017	1×0,65 = 0,650	6,40	4,67
Plancher courant	5,10×0,65 = 3,315	1,5×0,65=0,976	5,40	4,29
Plancher commerciale	5,10×0,65 = 3,315	2,5×0,65=1,625	6,91	4,94

III.2.4.Sollicitations de calcul :

Les calculs sont fait pour les poutrelles de plancher d'étage ayant la plus grande sollicitation, et on adopte le même ferraillage pour toutes les poutrelles.

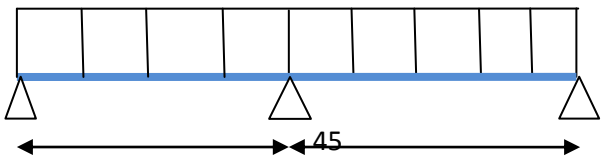
✓ ***poutrelles à deux travées :***

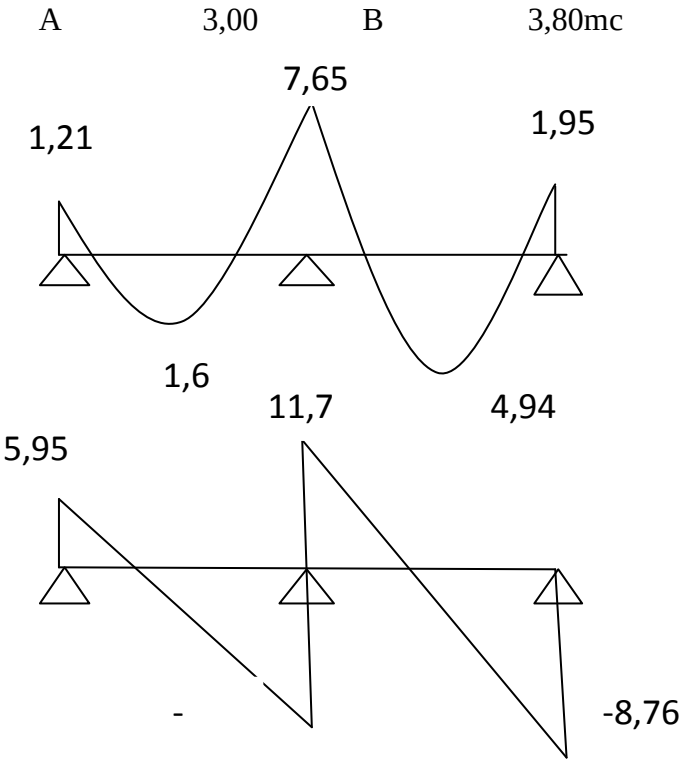
étage courant :

a. Détermination des moments à l'Etat Limite Ultime:

Tableau.III.10. Moments en appuis et en travées des poutrelles à l'ELU.

Travées	M_0(KN.m)	M_t(KN.m)	M_w(KN.m)	M_e(KN.m)	T_e(KN)	T_w (KN)
A – B	6,07	1,64	1,21	7,65	-10,24	5,95
B – C	9,75	4,94	7,65	1,95	-8,76	11,75



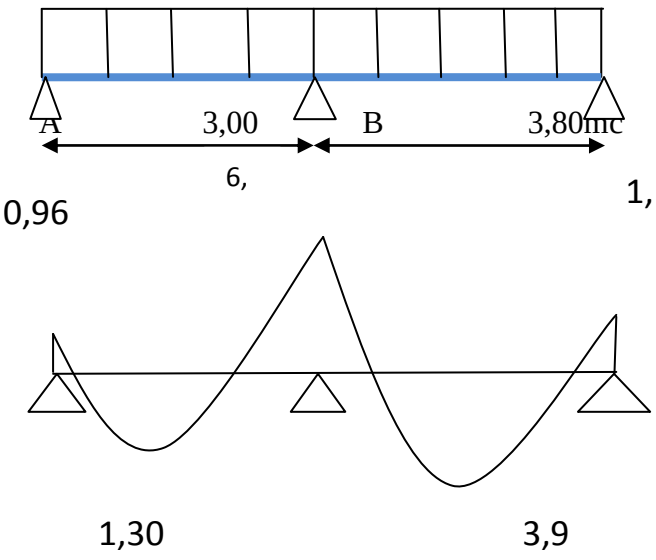


b. Détermination des moments à l'Etat Limite de Service:

Tableau.III.11. Moments en appuis et en travées des poutrelles à l'ELS.

Travées	M_0(KN.m)	M_t(KN.m)	M_w(KN.m)	M_e(KN.m)
A – B	4,82	1,30	0,96	6,07
B – C	7,74	3,93	6,07	1,54

Ps=4,29kn/m



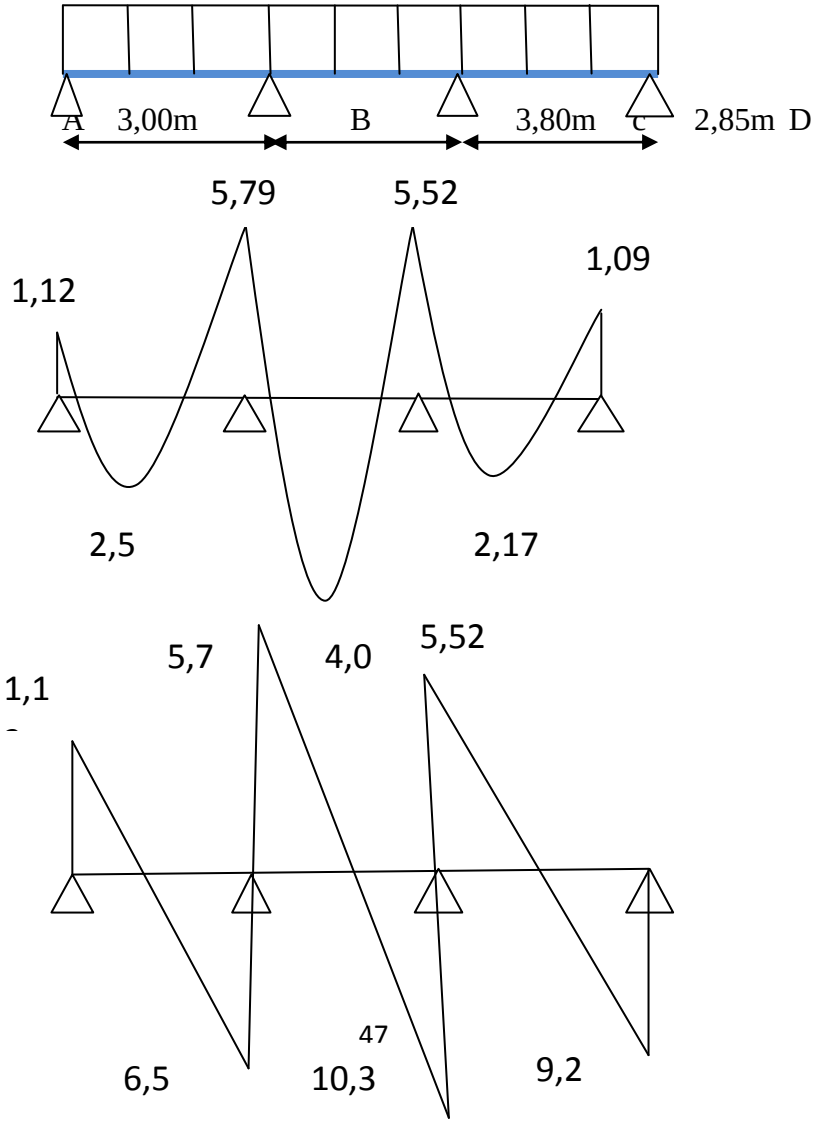
✓ ***poutrelles à trois travées :***

a. Détermination des moments à l'Etat Limite Ultime:

Tableau.III.12. Moments en appuis et en travées des poutrelles à l'ELU.

Travées	M_0(KN.m)	M_t(KN.m)	M_w(KN.m)	M_e(KN.m)	T_e(KN)	T_w (KN)
A – B	6,07	2,57	1,12	5,75	-9,62	6,57
B – C	9,74	4,08	5,79	5,52	-10,18	10,33
C – D	5,48	2,17	5,52	1,09	-6,14	9,25

Pu=5,40kn/m

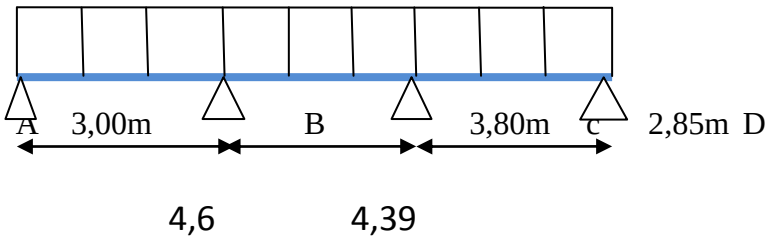


b. Détermination des moments à l'Etat Limite de Service:

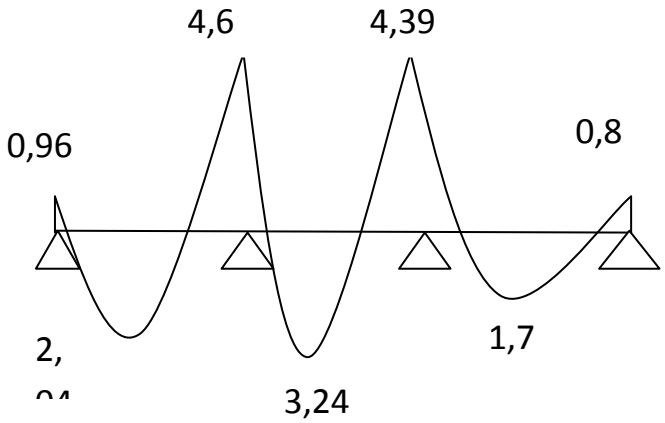
Tableau.III.13. Moments aux appuis et en travées des poutrelles à l'ELS.

Travées	M_0(KN.m)	M_t(KN.m)	M_w(KN.m)	M_e(KN.m)
A – B	4,82	2,04	0,96	4,60
B – C	7,74	3,24	4,60	4,39
C – D	4,35	1,72	4,39	0,87

Ps=4,29 kn/m



4,6 4,39



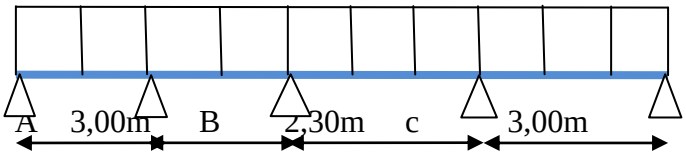
✓ ***poutrelles à quatre travées :***

a. Détermination des moments à l'Etat Limite Ultime:

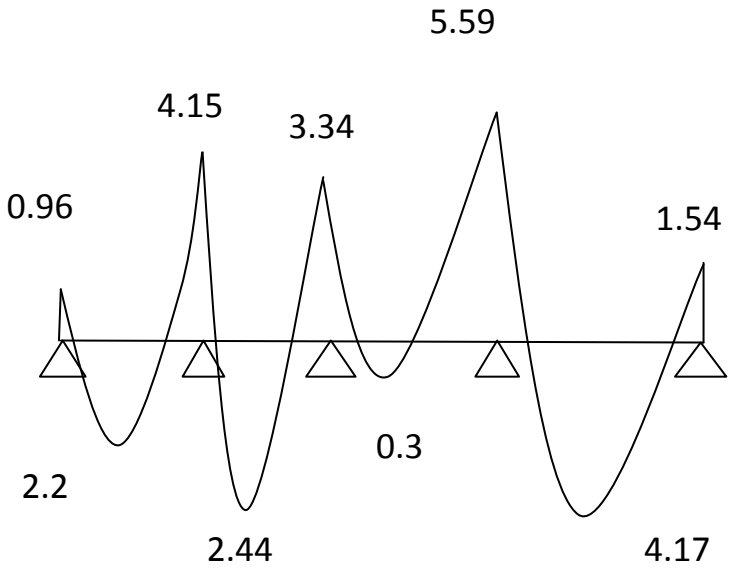
Tableau.III.14. Moments en appuis et en travées des poutrelles à l'ELU.

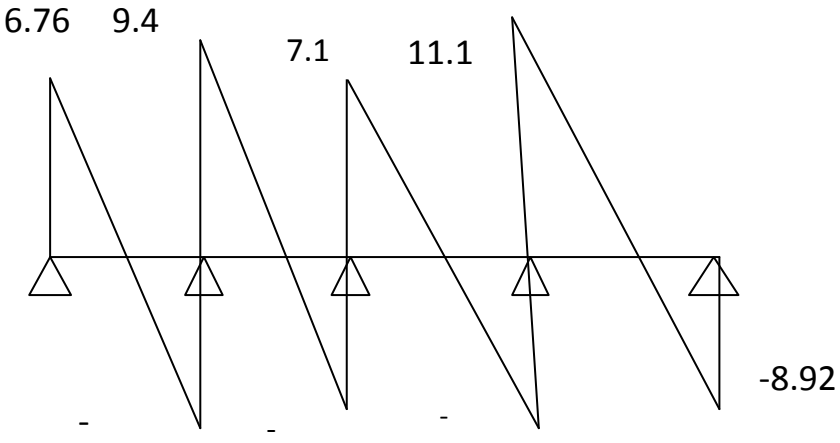
Travées	M_0(KN.m)	M_t(KN.m)	M_w(KN.m)	M_e(KN.m)	T_e(KN)	T_w (KN)
A – B	6,07	2,85	1,21	5,23	-9,43	6,76
B – C	7,80	3,07	5,23	4,21	-8,78	9,48
C – D	6,07	0,44	4,21	7,03	-9,04	7,15
D – E	9,74	5,25	7,03	1,94	-8,92	11,15

Pu=5,40 kn/m



E



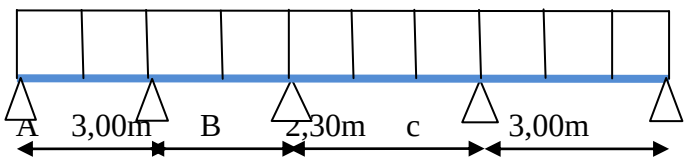


b. Détermination des moments à l'Etat Limite de Service:

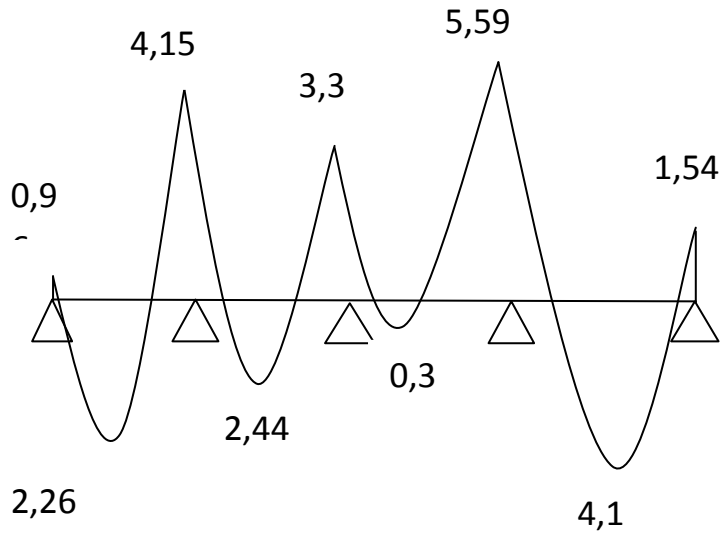
Tableau.III.15. Moments aux appuis et en travées des poutrelles à l'ELS.

Travées	M_0(KN.m)	M_t(KN.m)	M_w(KN.m)	M_e(KN.m)
A – B	4,82	2,26	0,96	4,15
B – C	6,19	2,44	4,15	3,34
C – D	4,82	0,35	3,34	5,59
D – E	7,74	4,17	5,59	1,54

Ps=4,29kn/m



E



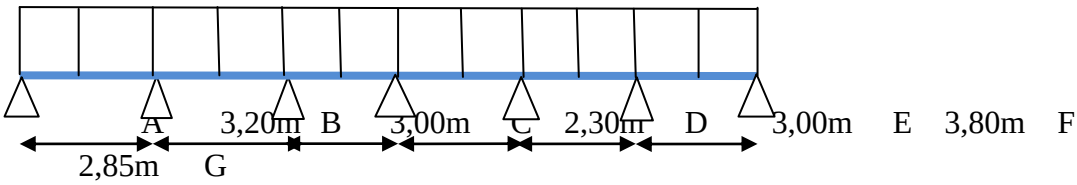
✓ ***poutrelles à six travées :***

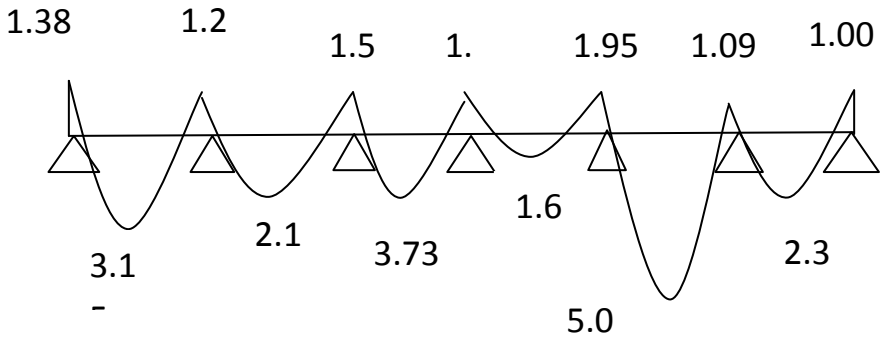
a. Détermination des moments à l'Etat Limite Ultime:

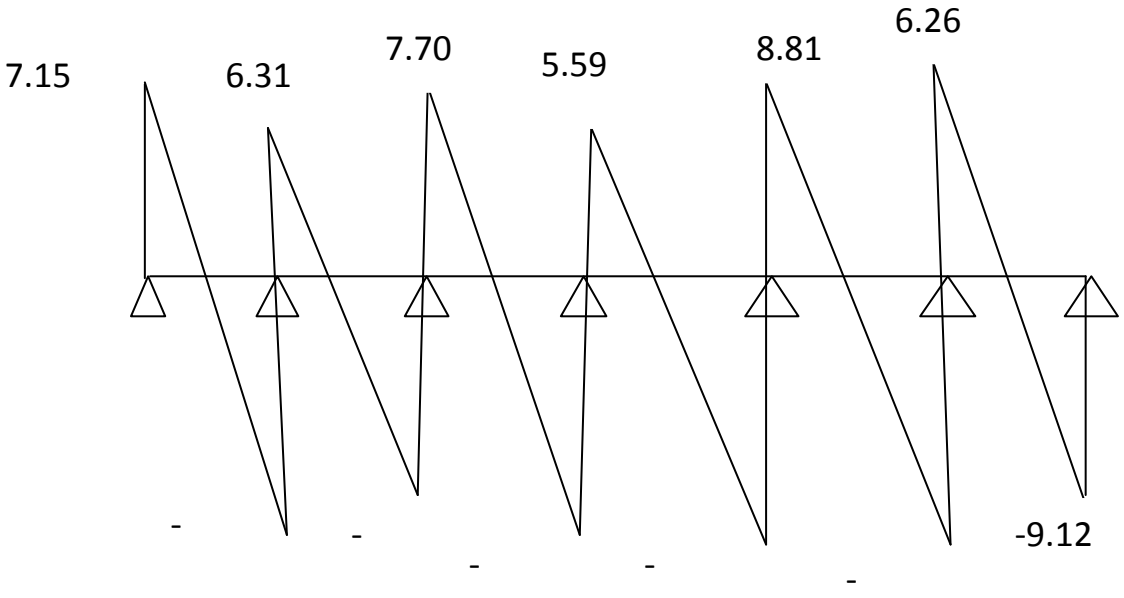
Tableau.III.16. Moments en appuis et en travées des poutrelles à l'ELU.

Travées	M_0(KN.m)	M_t(KN.m)	M_w(KN.m)	M_e(KN.m)	T_e(KN)	T_w (KN)
A – B	6,91	3,15	1,38	6,12	-10,12	7,15
B – C	9,07	2,17	1,21	6,58	-9,88	6,31
C – D	7,80	3,73	1,56	6,58	-10,56	7,70
D – E	6,07	1,64	1,21	7,64	-10,24	5,95
E – F	9,74	5,04	1,95	7,45	-11,70	8,81
F – G	5,48	2,35	1,09	5,16	-9,12	6,26

Pu=5,40kn/m


A
3,20m
B
3,00m
C
2,30m
D
3,00m
E
3,80m
F
2,85m
G


1.38
1.2
1.5
1.
1.95
1.09
1.00
1.6
2.1
3.73
2.3
3.1
-
5.0

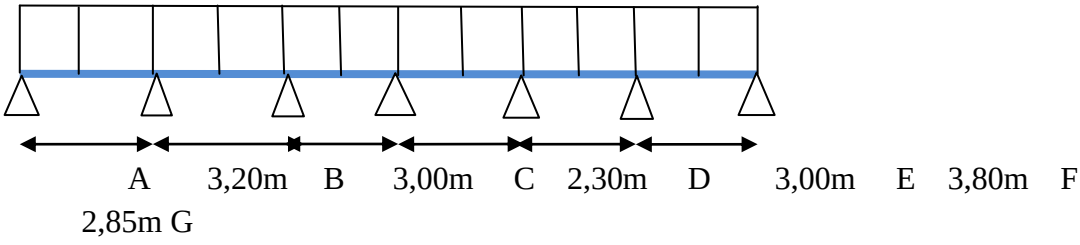

7.15
6.31
7.70
5.59
8.81
6.26
-
-
-
-
-
-9.12

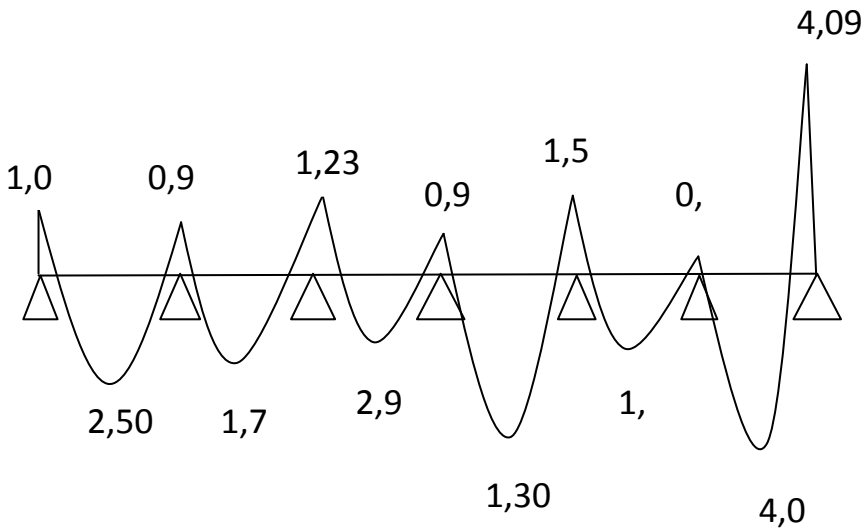
b. Détermination des moments à l'Etat Limite de Service:

Tableau.III.17. Moments aux appuis et en travées des poutrelles à l'ELS.

Travées	M_0(KN.m)	M_t(KN.m)	M_w(KN.m)	M_e(KN.m)
A – B	5,49	2,50	1,09	4,86
B – C	4,82	1,72	0,96	5,22
C – D	6,19	2,96	1,23	5,22
D – E	4,82	1,30	0,96	6,07
E – F	7,74	4,00	1,54	5,92
F – G	4,35	1,87	0,87	4,09

Ps=4,29 kn/m





III.2.5.Récapitulations :

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

Tableau.III.18.Récapitulations des efforts internes.

	ELU			ELS	
	M_a^{ult} (KN.m)	M_t^{ult} (KN.m)	T_u (KN)	M_a^{ser} (KN.m)	M_t^{ser} (KN.m)
Sollicitations	7,65	5,25	-11,70	7,74	4,17
Référence	Poutrelle à 2 travées	Poutrelle à 4 travées	Poutrelle à 6 travées	Poutrelle à 4 travées	Poutrelle à 4 travées

III.2.6.Ferraillage des poutrelles :

a. Calcul des 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 :

- b = 65 cm
- b0 = 12 cm
- h = 20 cm
- h0 =4 cm
- d = 18 cm
- σb= 14,2 MPa
- σs= 348 MPa
- c=2 cm

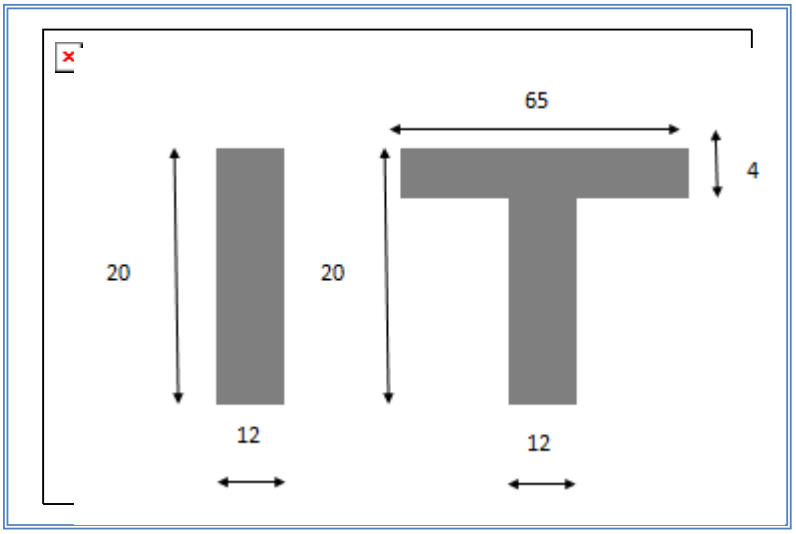


Figure. III.21.Section de béton des poutrelles.

Tableau.III.19. Calcul et vérification des armatures.

		En travée	Aux appuis
ELU	M_u (KN.m)	5,25	7,65
	M_0 (KN.m)	$M_0=b.h_0.\sigma_{b\ adm}+(d-h_0/2)=65.10^{-2}.0,04.14,2.10\text{^}6+(0,18-0.04/2).10\text{^}-3=59,07$ (KN.m)	
		$M_u< M_0\Rightarrow$ l'axe neutre appartient à la table ⇒ étude d'une section rectangulaire (b×h)= (65×20) ⇒ calcul en flexion simple	$M_u< M_0\Rightarrow$ l'axe neutre appartient à la table ⇒ étude d'une section rectangulaire (b×h)= (12×20) ⇒ calcul en flexion simple
	μ	0,017	0,025
	μ_l	0,392	
	$\mu< \mu_l$	Oui	Oui
	B	0,988	0,992
	A' (cm^2)	0	0
	A (cm^2)	1,08	0,48
	A_{min} (cm^2)	1,3	0,24
	Le choix	2HA10=1,57	2HA10=1,57

3- Armatures de répartition

$$Ar = \frac{At}{4} = \frac{1,57}{4} = 0,392 cm^2 = cm2 \Rightarrow Achoisir=5HA10=3.93cm2$$

$$Ar=At4=3.934=0.98\ cm2 \Rightarrow Achoisir=5HA10=3.93cm^2$$

- ***Vérification à L'ELS:***

Vérification a l'ELS	M_{ser} (KN.m)	7,74	4,17
	$\sigma_{b\ adm}$(MPa)	15	
	y_1 (cm)	3,31	4,81
	I_G (cm^4)	5873,51	6499,16
	K (N/mm^3)	0,644	0,937
	σ_b (MPa)	2,35	5,72

	$\sigma_b \leq \sigma_{b\,adm}$	Oui	Oui

Conclusion: les armatures déterminées à l'état limite ultime conviennent.

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

Tableau.III.20. Ferraillages longitudinaux des poutrelles.

Section d'armature	En travée	Aux appuis
	A_t=2HA10=1,57	A_a=2HA10=1,57

b. Calcul des armatures transversales:

On a: $\phi \leq \text{Min}\left[\frac{h}{35};\frac{b_0}{10};\phi_l\right] \rightarrow \phi \leq [6{,}00\ ;12\ ;10]$

On adopt: ϕ_t = 6 mm.

at = $\frac{\pi \phi_t^2}{4}$ = 0,28 cm^2 ; nt = 2.

At =at.nt = 0,56 cm^2

- ***Espacement:***

$S_t \leq \min[0.9\,d\,,40\,cm] = 18{,}9cm$

$A_{t\,min} \leq 0.003\,S_t.b$ *(Art.7.5.2.2: RPA 99 VERSION 2003*).

$\Rightarrow S_t \geq \frac{A_t}{0.,003.b} = 8{,}05\,cm$ **,** on adopt: St = 10cm.

On doit vérifier les deux relations suivantes**:** $\frac{A_t}{b_0 \cdot S_t} \geq \frac{\gamma_s(\tau_u - 0.3.f_{t28}.k)}{0.9.f_e.(\cos\alpha + \sin\alpha)}$

Avec k = 1 (flexion simple) ; α = 90°.

$\frac{1{,}57 \times 10^2}{120 \times 100} = 0{,}01308 \geq \frac{1{,}15(0{,}657 - 0{,}3 \times 2{,}1 \times 1)}{0{,}9 \times 400 \times (0+1)} = 0{,}00142$

$A_t \geq A_{t\,min} = \frac{0{,}4.b_0.S_t}{f_e} = \frac{0{,}4.12.10}{400} = 0{,}12cm^2$

A t = 1,57cm^2 ≥ Atmin = 0,12cm^2 (C.V)

Tableau.III.21. Les armatures transversales et l'espacement des poutrelles.

A transversales	Espacement
2φ6	10cm

III.2.7.Vérifications:

a) Vérification de l'effort tranchant:

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0.d} = \frac{11{,}70\times10^3}{120\times190} = 0{,}513\,\text{MPa}$$

On considère que la fissuration est peu nuisible

$$\bar{\tau}_u = \text{Min}\left[\frac{0{,}2\,f_{c28}}{\gamma_b} = 3{,}33\text{MPa};\ 5\text{MPa}\right] = 3{,}33\text{MPa}$$

$$\tau_u = 0{,}513\text{MPa} < \bar{\tau}_u = 3{,}33\,\text{MPa} \qquad \text{(c.v)}$$

b)Vérification au voisinage de l'appui:

Appui de rive: Mu = 9,78 KN.m > 0,9.Vu.d= 1,895 KN.m

Aucun prolongement à faire

c)Vérification de la compression dans la bielle de béton:

$$V_u \le 0{,}4\ \frac{f_{c28}}{1{,}5}\ b_0.a$$

$$a = \text{Min}\left[b - c - 2;\ 0{,}9d\right] = \text{Min}\left[65 - 2 - 2;\ 0{,}9\times19\right] = 17{,}1\,\text{cm}$$

$$V_u = 11{,}70\,\text{KN} \le 0{,}4\times\left(\frac{25}{1{,}5}\right)\times120\times171 = 136{,}8\ \text{KN} \qquad \text{(c.v)}$$

d)vérification de la contrainte moyenne de compression sur l'aire d'appuis:

$$\sigma_m = \frac{2\,V_u}{b_0.a} < 1{,}3\frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\sigma_m = \frac{2\times11{,}70\times10^3}{120\times171} = 1{,}14\ MPa < 1{,}3\times\frac{25}{1{,}5} = 21{,}667\ MPa \qquad \text{(c.v)}$$

$$A = 1{,}57\,\text{cm}^2 \ge \frac{\gamma_s.V_u}{f_e} = \frac{1{,}15\times11{,}70\times10^3}{400} = 0{,}33\text{cm}^2 \ \text{(c.v)}$$

e)vérification de la flèche:

On peut se dispenser du calcul des flèches si les conditions suivantes sont réalisées en même temps;

Tableau.III.22. Vérification préliminaire de la flèche.

1ere condition	2eme condition
$h/L \geq M_t/(15.M_0)$	$\rho \leq 3,6/fe$
$h/L = 0,20/4,1 = 0,051$ $M_t/(15.M_0) = 5,25/(15\times9,94) = 0,035$	$\rho = A_t/(b_0\times d) = 1,57/(12\times18) = 0,007$ $3,6/fe = 3,6/400 = 0,009$
C.V	C. V

Le calcule de la flèche n'est pas nécessaire.

Tableau.III.23. Vérification détaillée de la flèche des poutrelles.

M(KN.m)	A (cm^2)	y (cm)	P	ß1	σ_s (MPa)	μ	λ_i	λ_v
4,8	1,57	6,83	0,007	0,878	193,45	0,524	5,65	2,39
I (cm^4)	If_i (cm^4)	If_v (cm^4)	L(m)	f_i(mm)	f_v (mm)	Δf (mm)	f_{adm}(mm)	$\Delta f < f_{adm}$
18578,43	5153,70	9348,09	4,1	4,87	8,05	3,18	8,2	**C.V**

Donc, on garde l'épaisseur de pré dimensionnement (e=16+4cm) du plancher à corps creux avec le même ferraillage qui a été calculé pour toutes les poutrelles.

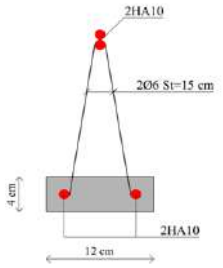


Figure.III.22. Ferraillage des poutrelles.

III.4.Calcul des escaliers:

III.4.1. Introduction:

La circulation verticale dans une construction se fait par l'intermédiaire des escaliers ou par l'ascenseur. Dans notre bâtiment elle se fait par escalier.

III.4.2.Terminologie:

- **La montée :** est la hauteur à gravir, elle est en général égale à une hauteur d'étage.
- **La marche :** est le plan horizontal sur lequel se pose le pied
- **La hauteur de marche :** est la différence du niveau entre deux marches successives.
- **La contremarche :** est le plan vertical situé entre deux marches successives.
- **Le nez de marche :** est l'arête qui limite l'avant du plan d'une marche.

- **Le giron :** est la distance horizontale entre 2 nez de marches successifs ou entre 2 contremarches successives (g).
- **Une volée :** est un ensemble continu de marches situé entre deux paliers successifs.
- **Un palier :** est une plate-forme horizontale de repos entre deux volées
- **L'emmarchement :** est la longueur d'une marche.
- **La ligne de jour :** est la plus courte des deux lignes conventionnelles qui passent par les nez de marches aux extrémités des marches.
- **La ligne de foulée :** est une ligne conventionnelle qui passe par le nez de marches.
- **L'échappée :** est la distance verticale entre les nez de marches.
- **La paillasse :** est la dalle inclinée en béton armé qui porte les marches d'un escalier.

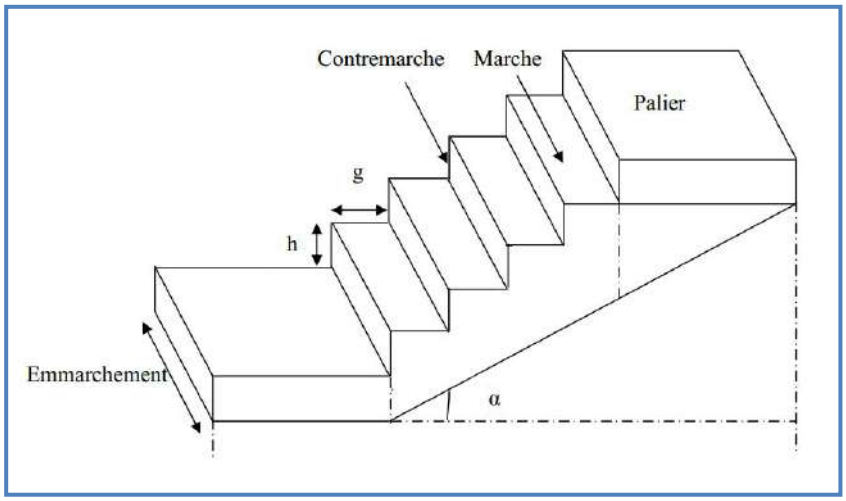


Figure III.27. *Représentation d'un escalier*

III.4.3. Dimensionnement:

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

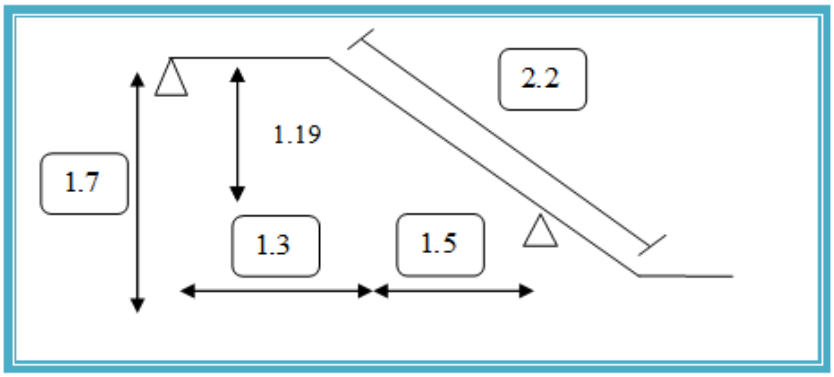


Figure III.28. *Schéma statique d'escalier*

✓ **L'angle d'inclinaison α:**

$$\text{tg}\alpha = \frac{\text{H}}{\text{L}} = \frac{1.19}{1.50} \quad \Rightarrow tg\alpha = 0.793 \rightarrow \alpha = 38.41°$$

On utilisant la **formule de Blondel [4]►► [Art 4.1.3] ◄◄** pour déterminer g, h, n.

Avec:

g: largeur de la marche.

h: hauteur de la contremarche.

n: le nombre de contremarches.

$$59\text{cm} \leq \text{g} + 2\text{h} \leq 66\text{cm}.$$

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

✓ **Détermination de n, g, h :**

$$\begin{cases} \frac{L}{n-1} + 2\frac{H}{n} \leq 66 \\ \frac{L}{n-1} + 2\frac{H}{n} \geq 59 \end{cases}$$

Et puisque (H= 1,7m , L= 1.5 m)

$$\begin{cases} -66n^2 + 612n - 306 \leq 0 \\ -59n^2 + 605n - 306 \geq 0 \end{cases}$$

8,74 < n < 9,72

Donc on prend : n=9

Nombre de marches $n-1=8$

Nombre de contremarches $n=9$

Hauteur de la contremarche $h=17cm$

Largeur de la marche $g = \frac{L}{n-1} \; g = 30{,}00cm$

On prend g=30 cm 59cm < 64 < 66 cm (C.V)

La longueure de la paillasse et palier :

Lpaillasse =√119²+150²=191.47cm=1.91 m

Ltotal==√119²+150²+130=321.47cm=3.21 m

✓ **Epaisseur de la paillasse:**

$$\frac{L}{35} \leq e \leq \frac{L}{30} \qquad \text{Avec} \quad \Rightarrow 9.17 \leq e \leq 10.7cm$$

On prendra: ep= 12cm

III.4.4. Evaluation des charges et surcharges :

A. Charges permanentes:

Tableau.III.35. Charges permanentes de la paillasse de l'escalier.

N°	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m^3)	Poids surfacique (KN/m^2)
1	Carrelage	0.02	22	0.44
2	Lit de sable	0.03	18	0.54
3	Mortier de pose	0.02	20	0.40
4	Poids propre de la marche	0.17/2	25	2.12
5	Poids propre du paillasse	0.12/cosα	25	6.43
6	Enduit ciment	0.02	10	0.2
			G	10.13
			Q	2.5

Tableau.III.36. Charges permanentes de la palier de l'escalier.

N°	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m^3)	Poids surfacique (KN/m^2)
1	Carrelage	0,02	22	0,44
2	Lit de sable	0,03	18	0,54
3	Mortier de pose	0,02	20	0,40
4	Poids propre de palier	0,12	25	3.00
5	Enduit ciment	0,02	10	0,20
			G	4.58

B. Surcharge d'exploitation:

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

III.4.5. Détermination des sollicitations:

- **ELU : Pult = 1.35G+1.5Q**
- **ELS : Pser = G+Q**

Les résultats sont résumés dans les tableaux suivants:

Tableau.III.37. Combinaison des charges de l'escalier.

	G (KN/m)	Q (KN/m)	P_u (KN/m)	P_{ser} (KN/m)
Palier	4.58	2.5	9.93	7.08
Paillasse	10.12	2.5	17.41	12.62

III.4.6. Détermination des efforts:

a. Etat Limite Ultime :

$\sum F = 0$

Ra+Rb= (17.41×1.5) + (9.93×1.3) = 39.02 KN.

$\sum M/B = 0$

$$Rb = \frac{17.41\times\frac{1.5^2}{2}+9.93\times1.3\times(\frac{1.3}{2}+1.5)}{2.8} = 16.91kn$$

Ra =22.11 KN et Rb = 16.91KN

(0 ≤ x ≤ 1.5)

Moment fléchissant : $M(x) = 22.11x - 17.41x^2/2$

Effort tranchant: T(x) = -17.41x+ 22.11

M (0) = 0 KN.m ; T (0) = 22.11KN

M (1.5) = 13.58KN.m ; T (1.5) =-4.00 KN

(1,3 ≥ x ≥ 0)

Moment fléchissant **:** $M(x) = 16.91x - 17.41\ x^2/2$

Effort tranchant**:** $\frac{dM(x)}{dx} = T(x) = -16.91+ 17.41x$

M (0) = 0 KN.m; T (0) =-17.41 kn.m

M (1,3) =7.27KN.m; T (1,3) =-5.72 KN .m

Mmax = 13.58KN.m à x = 1.5m

Tmax = 22.11 KN à x = 1.3 m

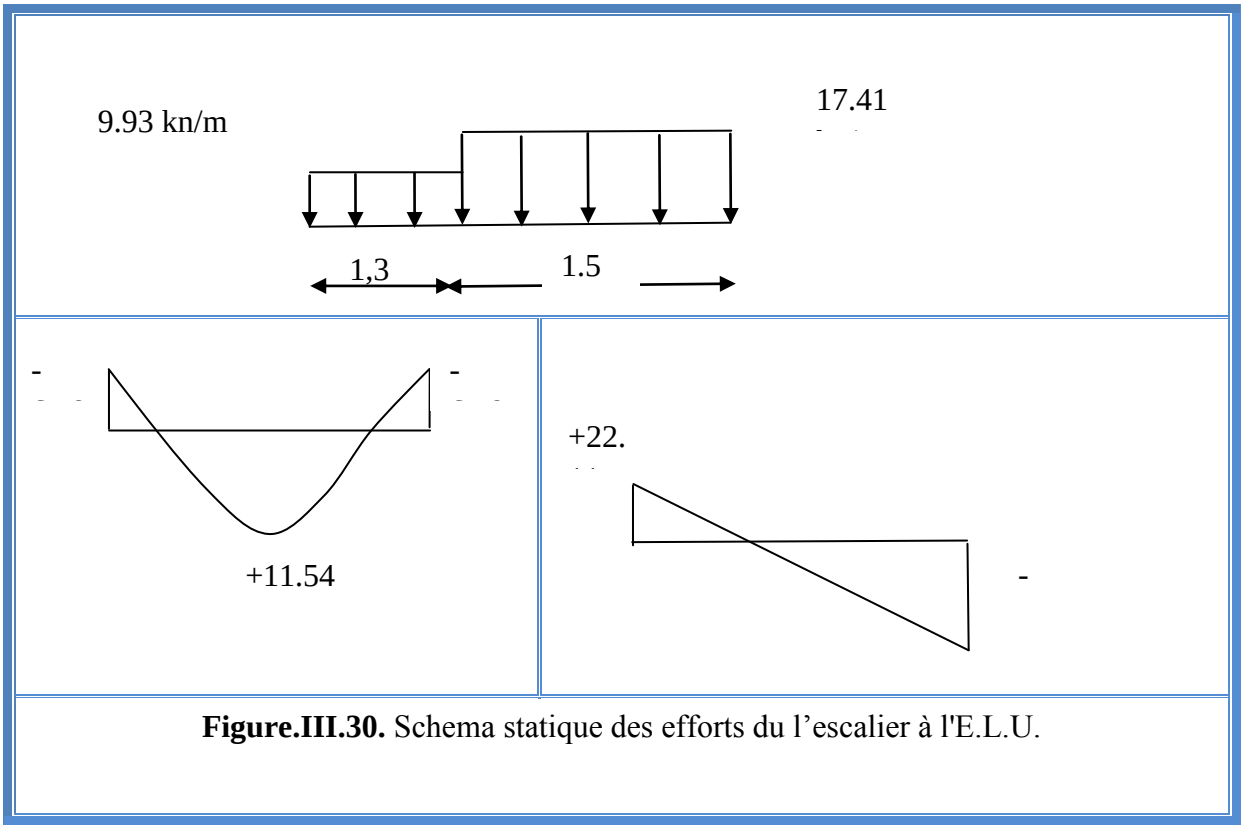


Figure.III.30. Schema statique des efforts du l'escalier à l'E.L.U.

b. Etat Limite de service:

$\sum F = 0$

Ra+Rb= (12.62×1.5) + (7.08×1.3) = 28.13KN

$\sum M/B = 0$

$$Rb = \frac{12.62 \times \frac{1.5^2}{2} + 7.08 \times 1{,}3 \times (\frac{1{,}3}{2} + 1.5)}{2.8} = 12.14kn$$

Ra = 15.99 KN et Rb = 12.14KN

(0 ≤ x ≤ 1.5)

Moment fléchissant : $M(x) = 15.99x - 12.62x^2/2$

Effort tranchant: T(x) = -12.62x + 15.99

M (0) = 0 KN.m ; T (0) =15.99 KN

M (1.5) = 9.79 KN.m ; T (1.5) = -5.57 KN

(1,3≥ x ≥0)

Moment fléchissant **:** $M(x) = 12.56x - 7.08x^2/2$

Effort tranchant: $\frac{dM(x)}{dx} = T(x) = -12.56+7.08\ x$

M (0) = 0 KN.m; T (0)=-12.56 KN.m

M (1,3) = 10.34 KN.m; T (1,3) =-3.35 KN.m

Mmax = 10.34 KN.m à x =1.5 m

Tmax = 12.56 KN à x = 1.3m

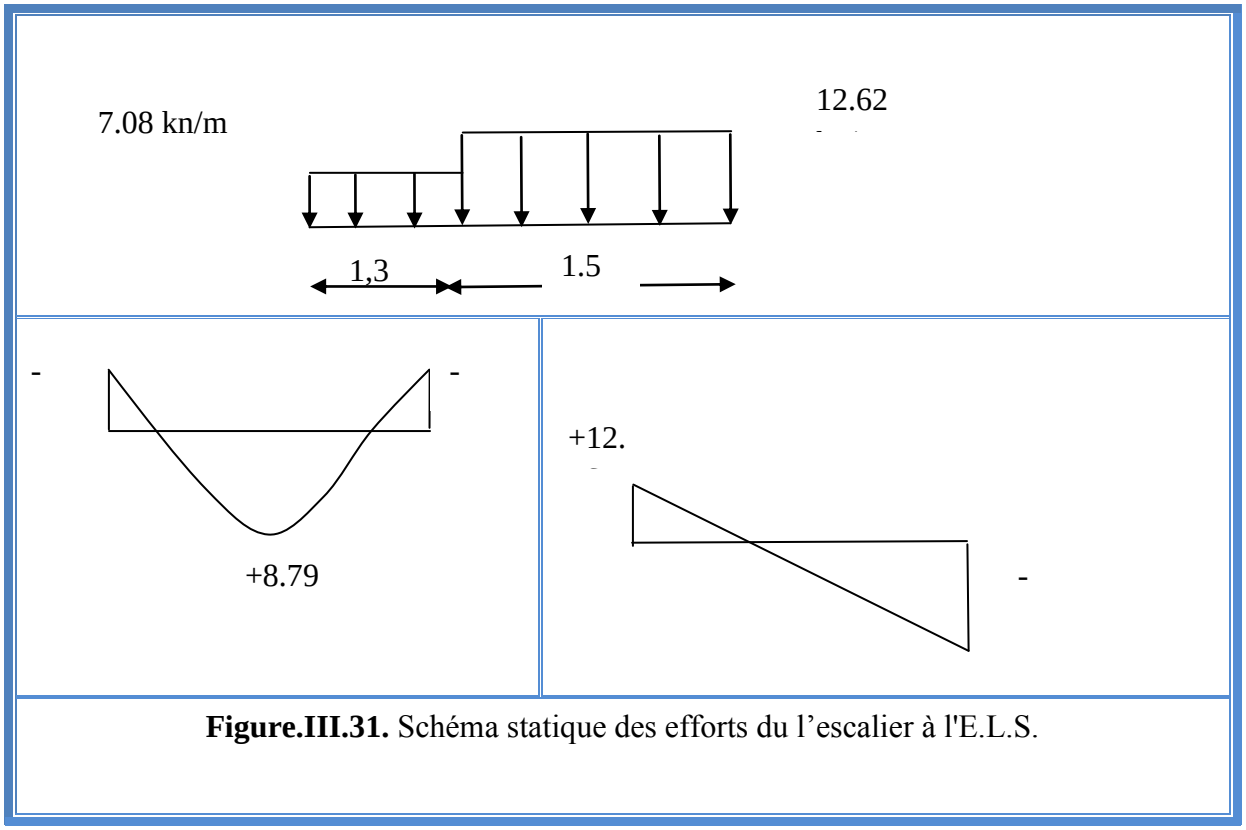


Figure.III.31. Schéma statique des efforts du l'escalier à l'E.L.S.

c. Récapitulation :

Mt= 0,85 Mmax Ma =0,5 Mmax

Tableau.III.38. Récapitulation des résultats.

–

	M_t (KN.m)	M_a (KN.m)	T (KN)
E.L.U	11.54	6.79	22.11
E.L.S	8.79	5.17	12.56

III.4.7. Calcul du ferraillage:

Tableau.III.39. Les données.

Béton	f_{c28} = 25 MPa	γ_b =1,5	σ_{bc} = 14,2 MPa	c = 2.5cm
	f_{t28} = 2,1 MPa	b = 100 cm	h= 12cm	d=9.5 cm
Acier	FeE400	F_e=400MPa	γ_s = 1,15	σ_s = 348 MPa

Le calcul du ferraillage s'effectue en flexion simple à l'état limite ultime.

Les résultats obtenu est:

Tableau.III.40. Calcul des sections d'acier de l'escalier.

	M_u (KN.m)	μ	B	A (cm²)	A' (cm²)	A_{min}(cm²)	A_{adopt}(cm²)
En travée	11.54	0,011	0,994	3.55	0	1.2	5HA10= 3.92
En appuis	6.79	0,006	0,997	2.04	0	1.2	5HA10= 3.92

a. Armature de répartition:

Ar = A/4

En travée: on adopte: A = 5T10 /ml

Aux appuis: on adopte: A = 5T10 /ml.

b. Condition d'espacement:

Pour les armatures longitudinales:

$S_t \leq \overline{S_t} = Min\left[3h;33\right] = 33cm$ St = 12 cm < 33 cm

Pour les armatures transversales :

St $\leq$St =Min [4h ;45]=45 cm St = 12cm < 45cm

c. Vérification de l'effort tranchant:

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} \leq \bar{\tau}_u = 0{,}07\frac{f_{c28}}{1{,}5} = 0{,}07 \times \frac{25}{1{,}5} = 1{,}16\ MPa$$

$$\tau_u = \frac{21.21 \times 10^3}{1000 \times 95} = 0{,}223 MPa$$

$$\tau_u = 0{,}223\,\text{MPa} \leq \bar{\tau}_u = 1{,}16\,\text{MPa} \qquad \text{(c.v)}$$

d. Vérification à l'Etat Limite de Service:

La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc on vérifie seulement la condition: $\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b$

Tableau.III.41.Vérification du ferraillage de l'escalier à l'E.L.S

	En travées	En appuis
A (cm²)	3.92	3.92
M_{ser} (KN.m)	8.79	5.17
Y (cm)	$100y^2 + 30A.y - 30A.d = 0 \Rightarrow y = 2.80$	$100y^2 + 30A.y \quad 30A.d = 0 \Rightarrow y = 2.80$
I (cm^4)	$I = \frac{b}{3}y^3 + 15A(d-y)^2 \Rightarrow I = 3371.25$	$I = \frac{b}{3}y^3 + 15A(d-y)^2 \Rightarrow I = 3371.25$
$\bar{\sigma}_b$ (MPa)	15	
σ_b (MPa)	$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I}.y = 7.31$	$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I}.y = 4.30$
$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b$	C.V	C.V

Conclusion: les armatures déterminées à l'état limite ultime conviennent.

e. *Vérification de la flèche:*

Selon l'article [CBA 93-Annexe D] on peut admettre qu'il n'est pas nécessaire procéder au calcul des flèches si les conditions suivantes sont satisfaites :

$$\frac{h}{L} \leq \frac{Mt}{20.Mo} \rightarrow \frac{0{,}12}{4} = 0{,}03 \leq \frac{8.79}{20 \times 10.34} = 0{,}042 \qquad \text{(c.v)}$$

$$\frac{A}{b.d} \leq \frac{2}{f_e} \rightarrow \frac{3.92}{100 \times 12} = 0{,}003 \leq \frac{2}{f_e} = 0{,}005 \qquad \text{(c.v)}$$

Conclusion : On n'est pas besoin de calculer la flèche.

III.5. Calcul de la poutre palière:

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

La longueur de la poutre: L = 3.00m

III.5.1. Pré dimensionnement:

La longueur de la poutre: L =3,00m

$L/15 \leq h \leq L/10$; $0,6h \leq b \leq h$

L = 3,00m => $20 \leq h \leq 30$ => h = 30 cm

L = 3,00m => $18 \leq b \leq 30$ => b = 30 cm

Soit: (b x h) = (30 x 30) cm^2

- ***Vérification des prescriptions du RPA 99 VERSION 2003*:**
  - b = 30 cm ≥ 20 cm. (c.v)
  - h = 30 cm ≥ 30 cm. (c.v)
  - h / b = 1< 4 (c.v)

III.5.2. Charges revenants à la poutre:

Les réactions d'appuis de l'escalier (au niveau de la poutre palière):

Rult = 22.11 KN ; Rser = 12.56 KN

Poids propre de la poutre: 0,30 x 0,30 x 25 = 2. 25 KN/ml.

Donc: Pu = 1,35x (2,25 +22.11) = 32.88KN/ml

Pser = (2, 25+12.56) =14.81KN/ml.

III.5.3. Calcul des efforts:

La poutre palière de l'escalier est encastrée aux deux extrémités. Le calcul se fait pour une poutre hyperstatique.

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

$$R_A = R_B = \frac{pl}{2}$$

$$M_{appuis} = M_A = M_B = \frac{pl^2}{12} \; ; \qquad M_{travée} = \frac{pl^2}{24}$$

Tableau.III.43. Efforts de la poutre palière.

	Ra(KN)	Mt (KN.m)	Ma (KN.m)
E.L.U	49.33	8.29	16.58
E.L.S	22.21	5.55	11.11

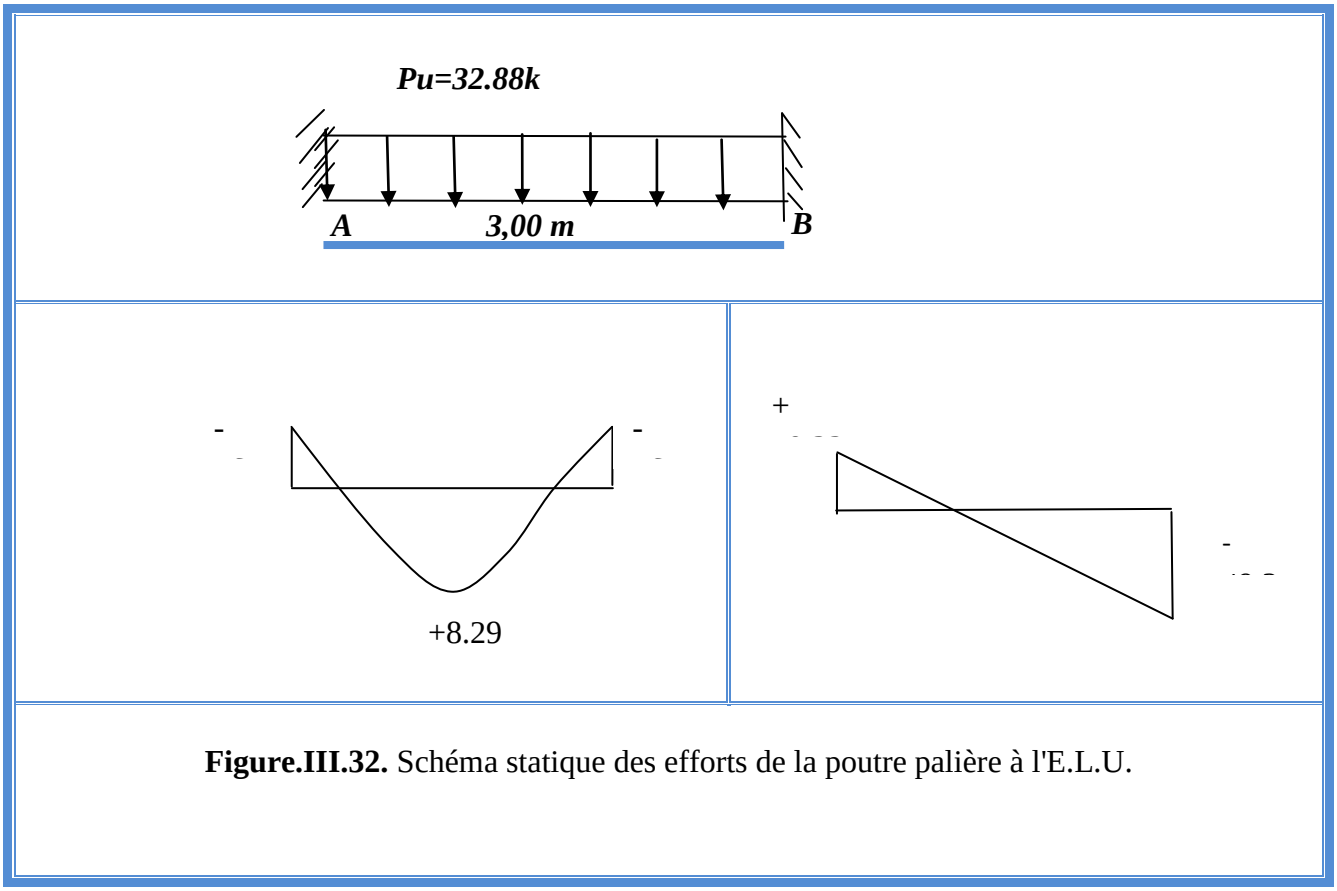


Figure.III.32. Schéma statique des efforts de la poutre palière à l'E.L.U.

III.5.4. Ferraillage de la poutre palière:

- **Armatures longitudinales:**

Le calcul des armatures longitudinales s'effectue en flexion simple à l'état limite ultime.

Acier : Acier : FeE400 ; $\gamma s = 1,15$; $\sigma s = 348$ MPa

Béton : fc28 = 25 MPa ; $\gamma b = 1,5$; $\sigma b = 14,2$ MPa

b=30cm, h=30cm, d=27,5cm, c=2,5cm, (fissuration peu nuisible)

Tableau.III.44. Ferraillage de la poutre palière.

	M(KN.m)	μ	β	A(cm^2)	Amin (cm^2)	Aadp (cm^2)	A (cm^2)
En travée	8.29	0.007	0.996	0.87	3	**3HA10**	2.35
En appuis	16.58	0.015	0.992	1.75	3	**3HA10**	2.35

III.5.5. Vérifications:

a. Vérification à ELS :

La vérification des contraintes se fait à l'état limite de service.

Les fissurations sont peut nuisible donc on vérifiera que les conditions du béton

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y < \overline{\sigma}_{adm} = 0{,}6\, f_{c28} = 15MPa$$

Tableau.III.45.Vérification des contraintes à l'état limite de service.

	M_{ser} (KN.m)	A(cm^2)	I (cm^4)	k (N/mm^3)	Y (cm)	σ_b (MPa)	$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$
Travée	5.55	2.35	29888.89	0.257	4.06	1.04	C.V
Appuis	11.11	2.35	21598.30	0.514	4.06	2.09	C.V

Conclusion: les armatures déterminées à l'état limite ultime conviennent.

b. RPA 99 Version 2003:

- Amin = 0,5% b×h
- Amax = 4% b×h zone courante
- Amax = 6% b×h zone de recouvrement

Tableau.III.46.Vérification vis-à-vis RPA99 version2003 de la poutre palière.

	$\sum A(cm^2)$	A min=4.5	A max=36 cm^2	Correction
Travées	4.7	C.V	C.V	3HA10=2.35cm^2
Appuis		C.V	C.V	3HA10=2.35cm^2

c. Vérification de l'effort tranchant:

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0.d} = \frac{49.33\times10^3}{300\times275}0{,}598\,\text{MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = Min\left[\frac{0.2\,f_{c28}}{\gamma_b} = 3{,}33MPa\,;\,5MPa\right] = 3{,}33\,MPa$$

$$\tau_u = 0{,}598\,\text{MPa} < \bar{\tau}_u = 3{,}33\,\text{MPa}$$

c.1. **Vérification des armatures longitudinales :**

$$A = 2.35\,\text{cm}^2 \geq \frac{\gamma_s \cdot V_u}{f_e} = \frac{1{,}15\times49.33\times10^3}{400}\times10^{-2} = 1.42\text{cm}^2$$

c.2 **. Vérification de compression dans la bielle de béton:**

$$a = \text{Min}\left[b-c-2\,;\,0{,}9d\right] = 24{,}7\,\text{cm}$$

$$V_u \leq 0{,}4\left(\frac{f_{c28}}{1{,}5}\right)b_0.a$$

$$V_u = 49.33\text{KN} \leq 486\text{KN} \quad \text{(cv)}$$

c.3.**Vérification au voisinage de l'appui:**

$$\frac{2V_u}{b_0.a} < 0{,}8\frac{f_{c28}}{\gamma_s}$$

$$\frac{2\times49.33\times10^3}{300\times247} = 1{,}33 < 0{,}8\times\frac{25}{1{,}15} = 17{,}39 \quad \text{(c.v)}$$

d. **Armatures transversales:**

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

$$\varphi_t = 8\,mm$$

$$a_t = \frac{\pi.\varphi_t^{\,2}}{4} = 0{,}502\,cm^2$$

At = at.nt, (nt = 4).

At =2,009 cm^2 , At =4HA8=2,01 cm^2

d.1. **Espacement:**

On doit vérifier:

$$S_t \leq \overline{S_t} = Min\,[0{,}9d\,;40cm\,] = 24{,}7\ \text{cm}$$

Avec k =1 (flexion simple) et α=90°

$$S_t \leq \frac{0{,}9A_t.(f_e/\gamma_s)}{b(\tau_u - 0{,}3f_{t28})} = \frac{0{,}9.2{,}01.(400/1{,}15)}{30(0{,}598 - 0{,}3.2{,}1)} \Rightarrow \text{St} \leq 6.55\text{cm}$$

✓ **Vérification vis-à-vis**(*Art.7.5.2.2: RPA 99 VERSION 2003*).

St≤ min [h/4; 12Øl] +32

St≤ Min [7,5; 13.2] = 7,5cm en zone nodale

St≤ h/2 = 15cm en zone courante

On adopte les valeurs suivantes:

- St = 7 m (zone nodale)

- St = 15cm (zone courante)

d.2. Section minimale d'armatures transversales:

$$A_t \geq A_{t\,min} = \frac{0{,}4.b_0.S_t}{f_e}$$

Zone nodale $A_t = 2{,}01cm^2 \geq A_{\min} = \frac{0{,}4\times 300\times 700}{400} = 0{,}21cm^2$

Zone courante $A_t = 2{,}01\text{cm}^2 \geq A_{\min} = \frac{0{,}4\times 300\times 150}{400} = 0{,}45\text{cm}^2$

At min =0,003. St.b ≤ At

0, 003.15.30=1,35 cm^2<2,01 cm^2 (C.V)

0, 003.5.30=0,45 cm^2<2,01 cm^2 (C.V)

e. Vérification de la flèche:

$$\frac{h}{L} = \frac{30}{300} = 0{,}1 \geq \frac{1}{16} = 0{,}0625 \qquad \text{(c.v)}$$

$$\frac{h}{L} = 0{,}1 \geq \frac{1}{10}\frac{M_t}{M_0} = 0{,}085 \qquad \text{(c.v)}$$

$$\frac{A}{b_0.d} = \frac{2.35}{30\times 27{,}5} = 0.002 \leq \frac{3{,}6}{f_e} = 0{,}009 \qquad \text{(c.v)}$$

III.6.LES DALLES PLEINES :

III.6.1.Définition :

Les dalles pleines sont des plaques minces et planes dont la largeur est supérieure à l'épaisseur, reposant avec ou sans continuité sur deux, trois ou quatre appuis, l'épaisseur des dalles dépend souvent des conditions d'utilisation ainsi que des vérifications de résistance.

Pour notre structure on distingue un seul type des dalles pleines :

- Type : dalle pleine triangulaire encastrée sur deux côtés de$(3.74 \times 3.79)\ m$

III.6.2.Méthode de calcul :

Il existe deux méthodes pour le calcul des dalles pleines :

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

Donc on utilise pour notre cas la méthode des lignes de rupture.

C'est une méthode de détermination des moments de flexion pour les panneaux de dalles pleines, valable pour tous les cas de charges, tous les types d'appuis et toutes les formes géométriques possibles

Le principe de calcul se base sur la théorie du travail virtuel qui consiste à poser l'équation d'équilibre : la somme des travaux égale à zéro.

$$\sum des\ Travaux\ Externes - \sum des\ Travaux\ Internes = 0$$

a) Travail externe :

Il est fonction de la charge, les dimensions du panneau de la dalle, et de la flèche maximale.

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

$T_{ext} = q.S.f$ (Cas d'une charge répartie).

Avec : P : Charge totale

S : Surface de répartition de la charge

f: Déplacement du centre de gravité de la surface.

b) Travail interne :

Le travail interne est égal au produit du moment par la projection de la ligne de rupture sur l'axe de rotation par l'angle de rotation de la région rigide sur son axe.

$T_{int} = M.l.\theta$

Avec : M: Moment de flexion.

l: Projection de la ligne de rupture sur l'axe de rotation

θ: Angle de rotation.

III.6.3.Calcul des actions :

Tableau III.47 *Calcul des actions pour les dalles triangulaires*

	$G(kN/m^2)$	$Q(kN/m^2)$	$q_u(kN/m^2)$	$q_{ser}(kN/m^2)$
Terrasse	7.13	1	11.12	8.13
Etage courant	6.05	1.5	10.42	7.55

On choisit la sollicitation la plus défavorable, celle du plancher terrasse, et on adopte les mêmes résultats pour tous les niveaux.

$\Sigma T_{ext} = \Sigma T_{int}$

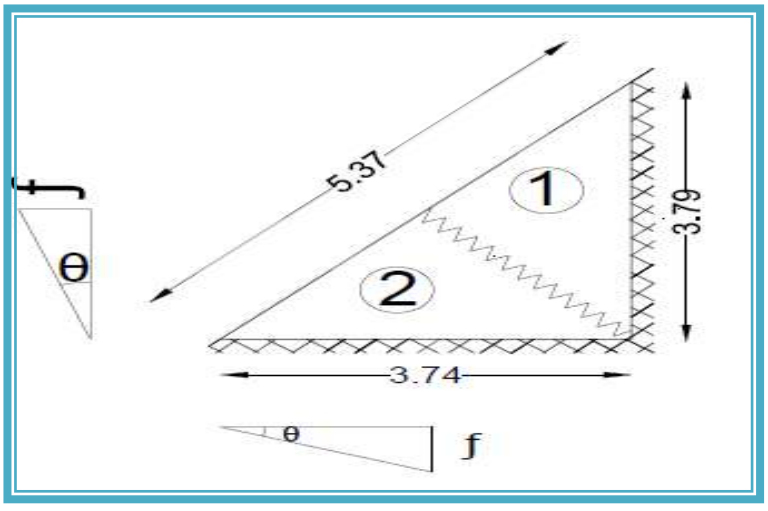


Figure III .33 : représente dalle plein triangulaire sur 2appuis

1.a. travail externe :

$T_{ext} = P \times f$

$\mathbf{T_{ext}}$=q×S× $\frac{f}{3}$

Text1= q×S1 × $\frac{f}{3}$

Text2= q× $S2$ × $\frac{f}{3}$

$\Sigma\mathbf{T_{ext}}$ = $\mathbf{T_{ext_1}}$ + $\mathbf{T_{ext_2}}$ = q × $\frac{f}{3}$ (S1+S2)= q × $\frac{f}{3}$ ($\frac{3.74\times3.79}{2}+\frac{3.74\times3.79}{2}$)

$\Sigma\mathbf{T_{ext}}$=1.25 ×q×f

.b.Travail interne :

T_{int} = Σ M. L. θ

$\mathbf{\Sigma T_{int}}$ = T_{int_1} + T_{int_2}

$\theta = \frac{f}{y}$

Tint1= M y (.$\frac{f}{y}$) +M (3.79) $\frac{f}{y}$

Tint1=M f (1+ $\frac{3.79}{y}$)

Tint2=M ($\frac{f}{y}$).y+M (3.74) $\frac{f}{y}$

Tint2= M f (1+ $\frac{3.74}{y}$)

Tint= M f (2+ $\frac{3.79+3.74}{y}$)

Calcul de Y :

D'après le théorème de Thales:

$\frac{3.79-y}{y} = \frac{y}{3.74}$ ⇨ y=1.88m

$\Sigma\mathbf{T_{ext}}$= $\Sigma\mathbf{T_{int}}$ ⇨ 1.25q.f = M.f (2+$\frac{7.53}{y}$)

q = 4.8 M

$$\begin{cases} q_u = 11.12KN \\ q_{ser} = 8.13\ KN \end{cases} \begin{cases} q_u = 4.8\ M_u \\ q_{ser} = 4.8\ M_{ser} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_u = \frac{11.12}{4.8} \\ M_{ser} = \frac{8.13}{4.8} \end{cases} \quad \text{Alors :} \quad \begin{cases} M_u = 2.32\ KN.m \\ M_{ser} = 1.69\ KN.m \end{cases}$$

- **En travée** *:*

$M_{U\,t}$ =1.97 KN.m $M_{ser\,t}$ =1.42 KN.m

- **En appuis** *:*

$M_{U\,a}$ = 1.16 KN.m Mser a= 0.84 KN.m

III.6.4.Calcul du ferraillage:

On a $\frac{l_x}{l_y} = \frac{3.74}{3.79} = 0.98 > 0.4$ donc la dalle travaille suivant deux directions.

Tableau .III.48. Calcul du ferraillage :

		M_u $(kN.m)$	M	β	A (cm^2)	A_{min} (cm^2)	A_{adopte} (cm^2)	Espacement (cm)
X	Travée	1.97	0.010	0.995	0.54	1.50	4HA10=3.14	25
	Appuis	1.16	0.005	0.997	0.27	1.50	4HA10=3.14	25
Y	Travée	1.97	0.010	0.995	0.54	1.50	4HA10=3.14	25
	Appuis	1.16	0.005	0.997	0.27	1.50	4HA10=3.14	25

III.6.5.Vérification des contraintes à l'ELS :

Tableau III.49 *Vérification des contraintes à l'ELS*

		M_{ser} $(kN.m)$	$y\ (cm)$	$I\ (cm^4)$	K	σ_b (MPa)	$\overline{\sigma_b}$ (MPa)	$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$
Suivant x	Travée	1.42	1.34	1089.02	0.05	0.23	15	Oui
	Appuis	0.84	0.97	568.83	0.01	1.43	15	Oui
Suivant y	Travée	1.42	1.34	1089.02	0.01	1.75	15	Oui
	Appuis	0.84	0.97	568.83	0.01	1.43	15	Oui

III.6.6.Vérification de l'espacement entre les aciers :

$$S_t \leq min[3h = 45\ cm; 33\ cm] = 33\ cm$$

En travée : $S_t = 25\ cm \leq \min[3h = 45\ cm; 33\ cm] = 33\ cm \quad (C.V)$

En appuis : $S_t = 25\ cm \leq \min[3h = 45\ cm; 33\ cm] = 33\ cm \quad (C.V)$

III.6.7.Vérification au cisaillement :

On doit vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$Avec: \quad \bar{\tau}_u = \frac{0.07 f_{c28}}{\gamma_b} \quad ; \quad \tau_u = \frac{V_u}{b_0 . d}$$

$$V_{ux} = \frac{P \times L_x \times L_y}{2L_y + L_x} \quad ; \quad V_{uy} = \frac{P \times L_x \times L_y}{3L_y}$$

Tableau III.50 *Vérification au cisaillement*

	Suivant x	Suivant y
V_u	13.96	17.62
τ_u	0.011	0.014
$\overline{\tau_u}$	1.167	
$\tau_u \leq \overline{\tau_u}$	Oui	Oui

CHAPITRE IV

Etude dynamique

IV.1. INTRODUCTION :

L'étude dynamique revient à étudier le comportement de la structure. Pour cela on fait l'analyse dynamique qui nécessite initialement la création d'un modèle de calcul qui représente le mieux notre structure. Ce modèle est ensuite introduit dans un code de calcul afin de déterminer les caractéristiques dynamiques de la structure.

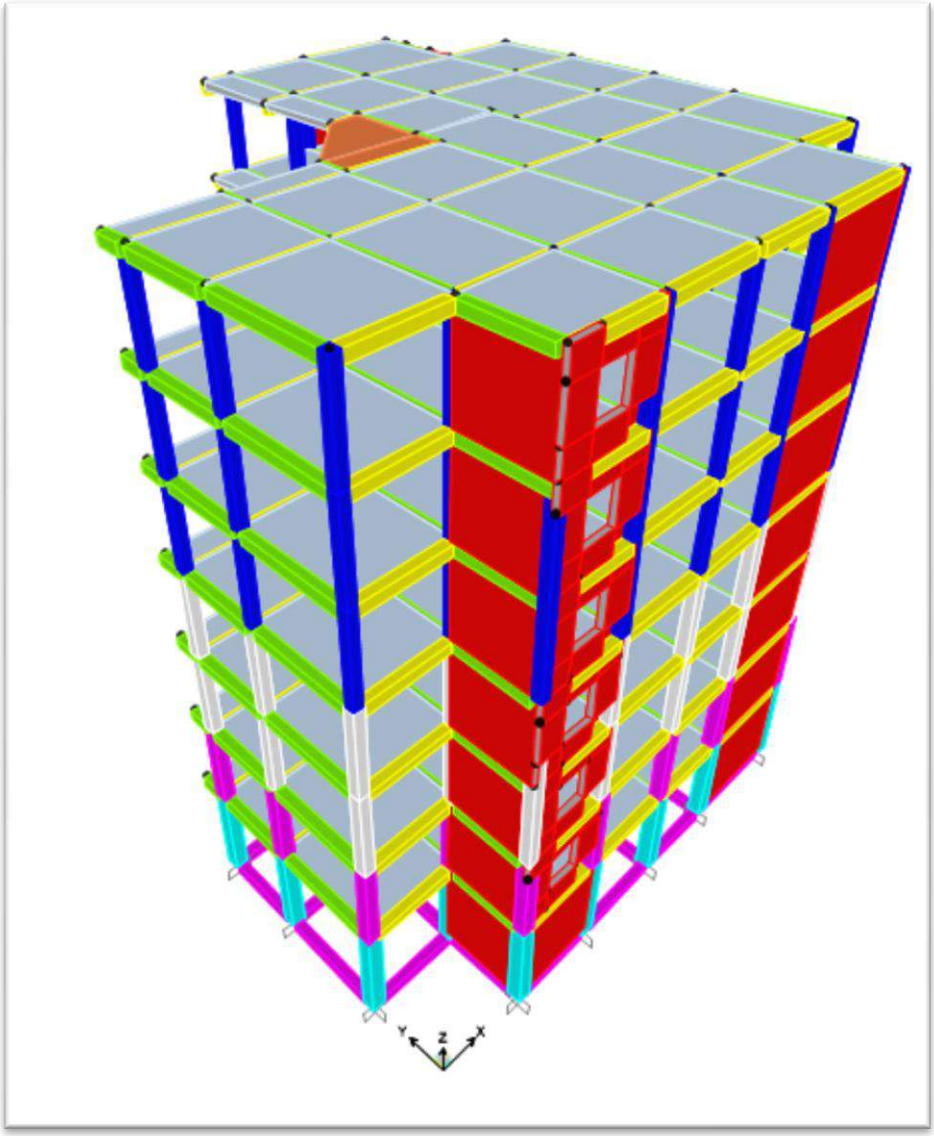


Figure .IV.01. *Vue en 3D de la structure*

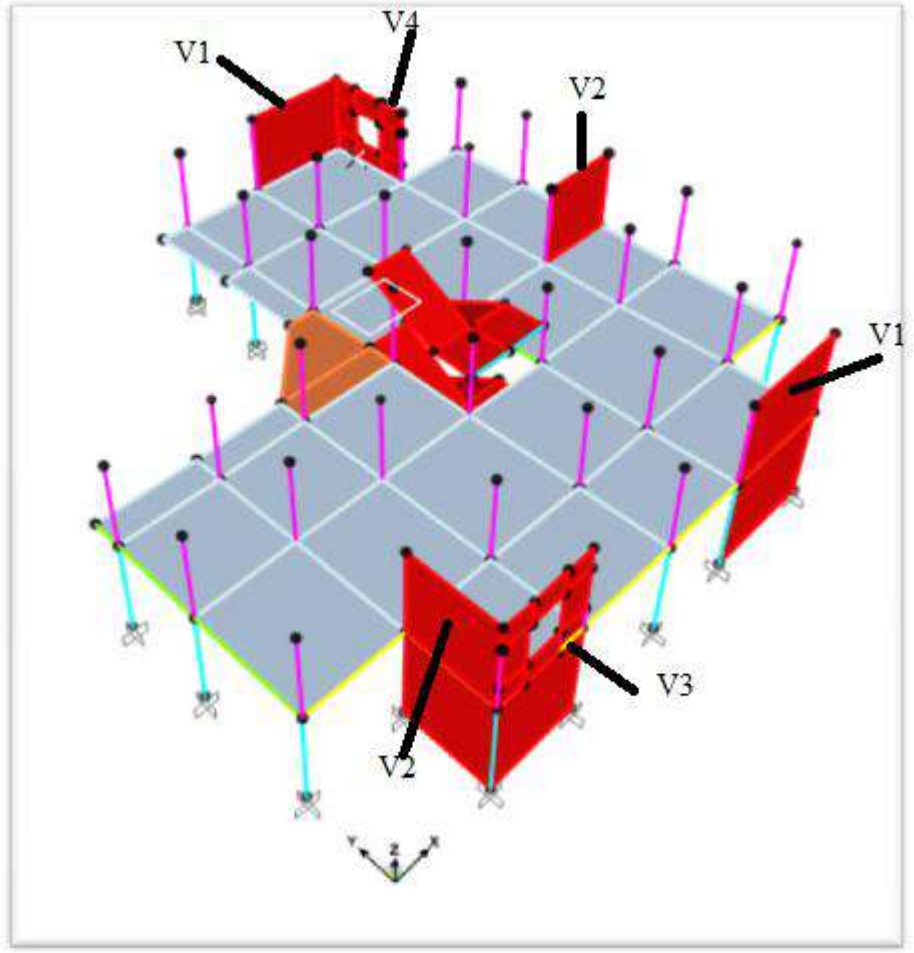


Figure. IV.02 .*Disposition des voiles*

Commentaire : Nous avons essayé plusieurs dispositions des voiles et après vérification avec le logiciel de calcul (SAP 2000) on a adopté cette disposition.

IV.2.CARACTERISTIQUES DYNAMIQUES DE LA STRUCTURE :

Les caractéristiques géométriques qui interviennent dans l'évaluation des efforts horizontaux d'origine sismique sont :

- Le centre de Masse (G).
- Le centre de Torsion (R).

IV.2.1Centre de masse :

Les masses sont considérées comme concentrées au niveau des planchers, il est donc nécessaire de connaître les centres de masse qui représentent les points d'application des forces sismiques latérales.

Le centre de masse sera déterminé pour chaque niveau en considérant tous les éléments qui ont une influence sur la stabilité du bâtiment (poteaux, poutres, murs, escaliers, voiles…) ; Il est défini par la formule suivante :

$$X_G = \frac{\sum W_i . X_i}{\sum W_i} \quad ; \quad Y_G = \frac{\sum W_i . Y_i}{\sum W_i}$$

Avec :

W_i : Le poids total de la masse concentrée de l'élément (i) du niveau considéré.

X_i et Y_i : Les coordonnées du centre de gravité de l'élément (i) par rapport au repère global.

X_G et Y_G : Les coordonnées du centre de masse du niveau par rapport au repère global.

Tableau.IV.01.*Centre de masse*

Niveau (m)	$\sum W_i$ (kN)	$\sum W_i . X_i$	$\sum W_i . Y_i$	X_G (m)	Y_G (m)
21.76	2337.23	25517.86	18827.78	10.92	8.05
18.7	2373.10	26235.65	19275.80	11.05	8.12
15.64	2379.14	26326.39	19353.84	11.06	8.13
12.58	2409.81	26650.58	19579.95	11.05	8.12
9.52	2451.50	27105.79	19923.13	11.05	8.12
6.46	2499.61	27630.95	20319.34	11.05	8.13
3.4	2683.22	29821.38	22125.35	11.11	8.24

IV.2.2.Centre de torsion :

Il se présente dans le plan horizontal. C'est le point à travers lequel si on applique une force horizontale ne se produit qu'un mouvement de translation sans rotation du plancher. Pour chaque étage on détermine le centre de torsion du plancher, en tenant compte que les éléments de contreventements : poteaux et voiles.

Notre bâtiment est de forme irrégulière, donc le centre de torsion ne coïncide pas avec le centre de gravité : d'où le risque de torsion d'axe vertical. Pour diminuer ce risque on envisage la disposition de refends en béton armé avec interaction avec les portiques comme système de contreventement.

Les coordonnées du centre de torsion sont données par la formule suivante :

$$X_R = \frac{\sum I_{yi} \times X_i}{\sum I_{yi}} \quad ; \quad Y_R = \frac{\sum I_{xi} \times Y_i}{\sum I_{xi}}$$

Avec :

I_x et I_y : Les inerties suivant les axes x et y respectivement de chaque élément de Contreventement (poteau, voile).

X_i et Y_i : Coordonnées du centre de torsion des éléments de contreventement par rapport au repère global choisi.

X_R et Y_R : Coordonnées du centre de torsion du niveau par rapport au repère global choisi.

Les inerties sont calculées par les formules suivantes :

Pour les poteaux :

$$I_x = \frac{b.h^3}{12} \quad , \quad I_y = \frac{h.b^3}{12}$$

Pour les voiles :

$$I_x = \frac{L.e^3}{12} \quad , \quad I_y = \frac{e.L^3}{12}$$

Tableau.IV.02.*Centre de torsion*

Niveau (m)	$\sum I_{Xi}\ (m^4)$	$\sum I_{Yi}\ (m^4)$	$\sum I_{Yi}.X_i$	$\sum I_{Xi}.Y_i$	$X_R\ (m)$	$Y_R\ (m)$
21.76	26.27	0.25	3.04	79.92	12.17	8.25
18.7	26.27	0.25	2.7	71.58	10.90	7.88
15.64	26.27	0.25	2.58	67.84	10.33	7.25
12.58	30.71	0.404	4.14	127.29	10.26	6.67
9.52	30.71	0.40	4.01	123.33	10.04	6.72
6.46	35.15	0.60	6.31	221.86	10.52	7.06
3.4	54.39	0.95	10.19	554.42	10.73	7.24

IV.2.3.Excentricité :

IV.2.3.1.Excentricité théorique (statique) :

C'est la distance entre le centre de masse et le centre de torsion suivant les deux axes, elle est calculée comme suit :

$$E_X = |X_G - X_R| \quad ; \quad E_Y = |Y_G - Y_R|$$

Tableau.IV.03.*Excentricité théorique*

Niveau (m)	Direction X			Direction Y		
	$X_G\ (m)$	$X_R\ (m)$	$E_X\ (m)$	$Y_G\ (m)$	$Y_R\ (m)$	$E_Y\ (m)$
21.76	10.91	12.17	1.26	8.05	8.25	0.2
18.7	11.05	10.90	0.15	8.12	7.88	0.24
15.64	11.06	10.33	0.73	8.13	7.25	0.88
12.58	11.06	10.26	0.8	8.12	6.67	1.45
9.52	11.05	10.04	1.01	8.12	6.72	1.4
6.46	11.05	10.52	0.53	8.13	7.06	1.07
3.4	11.11	10.73	0.38	8.24	7.24	1

IV.2.3.3.Excentricité accidentelle : [RPA99] ►► [Art 4.2.7] ◄◄

Pour toutes les structures comportant des planchers ou diaphragmes horizontaux rigides dans leur plan, on supposera qu'à chaque niveau et dans chaque direction, la résultante des forces horizontales a une excentricité par rapport au centre de torsion égale à la plus grande des deux valeurs :

- 5% de la plus grande dimension du bâtiment à ce niveau (cette excentricité doit être prise en considération de part et d'autre du centre de torsion).
- Excentricité théorique résultant des plans.

$$\begin{cases} E_X = 0.05\ L_X \\ E_Y = 0.05\ L_Y \end{cases}$$

IV.2.3.3.Effets de la torsion accidentelle : [RPA99] ►► [Art 4.3.7] ◄◄

Dans le cas où il est procédé à une analyse tridimensionnelle, en plus de l'excentricité théorique calculée, une excentricité accidentelle (additionnelle) égale à $\pm 0.05\ L$, (L étant la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique) doit être appliquée au niveau du plancher considéré et suivant chaque direction.

Tableau.IV.04.*Excentricité totale*

Niveau (m)	Direction X			Direction Y		
	$E_{Xthéo}\ (m)$	$E_{Xacc}\ (m)$	$E_{Xtot}\ (m)$	$E_{Ythéo}\ (m)$	$E_{Yacc}\ (m)$	$E_{Ytot}\ (m)$
21.76	1.26	0.96	2.22	0.2	0.96	1.16
18.7	0.15	0.96	1.11	0.24	0.96	1.2
15.64	0.73	0.96	1.69	0.88	0.96	1.84
12.58	0.8	0.96	1.76	1.45	0.96	2.41
9.52	1.01	0.96	1.97	1.4	0.96	2.36
6.46	0.53	0.96	1.49	1.07	0.96	2.03
3.1	0.38	0.96	1.34	1	0.96	1.96

IV.3.CHOIX DE LA METHODE DE CALCUL :

IV.3.1.Introduction :

On admet toujours que les efforts horizontaux s'appliquent au niveau des planchers. Pour analyser ces efforts, on utilise généralement trois méthodes :

- Méthode statique équivalente.
- Méthode d'analyse modale spectrale.
- Méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

Pour notre projet, les conditions d'application de la méthode statique équivalente ne sont pas toutes vérifiées. Donc selon le RPA 99 v2003 [Art 4.1.2], on doit faire le calcul dynamique avec la méthode d'analyse modale spectrale.

(Le calcul se fait par le logiciel d'analyse "SAP2000v17.3.0")

IV.3.2.Méthode dynamique modale spectrale : [RPA99] ►► [Art 4.3] ◄◄

IV.3.2.1.Principe de la méthode :

Par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

IV.3.2.2.Modélisation :

Le modèle choisi dans la modélisation sur le "SAP2000v17.3.0" est le diaphragme rigide, la théorie du plancher rigide. Suite à la concentration de la masse son mouvement est donné par le mouvement du plancher.

IV.3.2.3.Le spectre de réponse de calcul :

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25\,A\left(1+\frac{T}{T_1}\left(2.5\eta\frac{Q}{R}-1\right)\right) & Pour \quad 0 \le T \le T_1 \\ 2.5\eta(1.25\,A)\frac{Q}{R} & Pour \quad T_1 \le T \le T_2 \\ 2.5\eta(1.25\,A)\left(\frac{Q}{R}\right)\left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & Pour \quad T_2 \le T \le 3.0\ s \\ 2.5\eta(1.25\,A)\left(\frac{Q}{R}\right)\left(\frac{T_2}{3}\right)^{2/3}\left(\frac{3}{T}\right)^{2/3} & Pour \quad T \ge 3.0\ s \end{cases}$$

a) Coefficient d'accélération A : [RPA99] ►► [Tab4.1] ◄◄

A : est en fonction de la zone ainsi que le groupe d'usage, pour notre ouvrage on a : (zone III, groupe d'usage 2)

$$A = 0.25$$

b) Facteur de correction d'amortissement η :

$$\eta = \sqrt{7/(2+\xi)} \quad ; \quad \xi = 7\% \quad \Rightarrow \quad \eta = 0.88$$

c) Coefficient de comportement R :

Les voiles reprennent au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales et la majorité des sollicitations dues aux charges horizontales.

On considère que les portiques ne reprennent que les charges verticales. Toutefois, en zone sismique III, il y a lieu de vérifier les portiques sous un effort horizontal représentant 25% de l'effort horizontal global.

Avec ce système de contreventement les bâtiments sont limités en hauteur à 10 niveaux ou 33 m au maximum.

Donc le système utilisé est système de contreventement de structures en portiques par des voiles en béton armé : R = 3,5

Tableau.IV .05.*Justification du coefficient de comportement R suivant X*

Niveau (m)	Sollicitations dues aux charges verticales		Sollicitations dues aux charges horizontales	
	$N_{z.(poteau)}$ (%)	$N_{z.(voile)}$ (%)	$T_{x.(poteau)}$ (%)	$T_{x.(voile)}$ (%)
21.76	78.61	20.35	41.38	58.61
18.7	79.11	20.89	27.87	72.12
15.64	79.35	20.64	20.87	79.12
12.58	80.74	19.26	25.10	74.90
9.52	81.08	18.92	17.91	82.09
6.46	82.59	17.40	17.47	82.53
3.4	83.96	16.04	11.28	88.72

Tableau.IV .06.*Justification du coefficient de comportement R suivant Y*

Niveau (m)	Sollicitations dues aux charges verticales		Sollicitations dues aux charges horizontales	
	$N_{z.(poteau)}$ (%)	$N_{z.(voile)}$ (%)	$T_{y.(poteau)}$ (%)	$T_{y.(voile)}$ (%)
21.76	90.08	9.92	84.41	15.59
18.7	89.16	10.83	54.17	45.83
15.64	89.46	10.54	40.34	59.65
12.58	90.25	9.74	48.17	51.83
9.52	90.51	9.49	35.69	64.30
6.46	91.11	8.89	40.45	59.55
3.4	91.11	8.89	24.47	75.52

d) Facteur de qualité Q :

Le facteur de qualité de la structure est fonction de :

- la redondance et de la géométrie des élémen ts qui la constituent

- la régularité en plan et en élévation

- la qualité du contrôle de la construction

La valeur de Q est déterminée par la formule :

$$Q = 1 + \sum_{1}^{6} P_q$$

P_q est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q "est satisfait ou non". Sa valeur est donnée dans le tableau du RPA (Tab 4.4).

Tableau.IV .07.*Facteur de qualité Q*

Critère q	Suivant X		Suivant Y	
	Observé	Valeur	Observé	Valeur
Conditions minimales sur les files de contreventement	Non	0.05	Non	0.05
Redondance en plan	Oui	0	Oui	0
Régularité en plan	Non	0.05	Non	0.05
Régularité en élévation	Oui	0	Oui	0
Contrôle de la qualité des matériaux	Oui	0.00	Oui	0.00
Contrôle de la qualité de l'exécution	Oui	0	Oui	0
Total	0.10		0.10	
Q	1.10		1.10	

IV.4.RESULTATS ET VERIFICATIONS DE L'ANALYSE DYNAMIQUE :

Communément aux deux méthodes de calcul (statique et dynamique), il est nécessaire de faire les vérifications suivantes :

- Vérification de comportement pour les trois premiers modes
- Vérification de la participation massique

- Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul
- Vérification de la stabilité au renversement
- Vérification des déplacements inter-étage
- Vérification des déplacements en tête
- Vérification vis à vis de l'effet P-Δ
- Vérification de l'effort normal réduit de compression
- Vérification de cisaillement des éléments

IV.4.1Vérification de comportement pour les trois premiers modes :

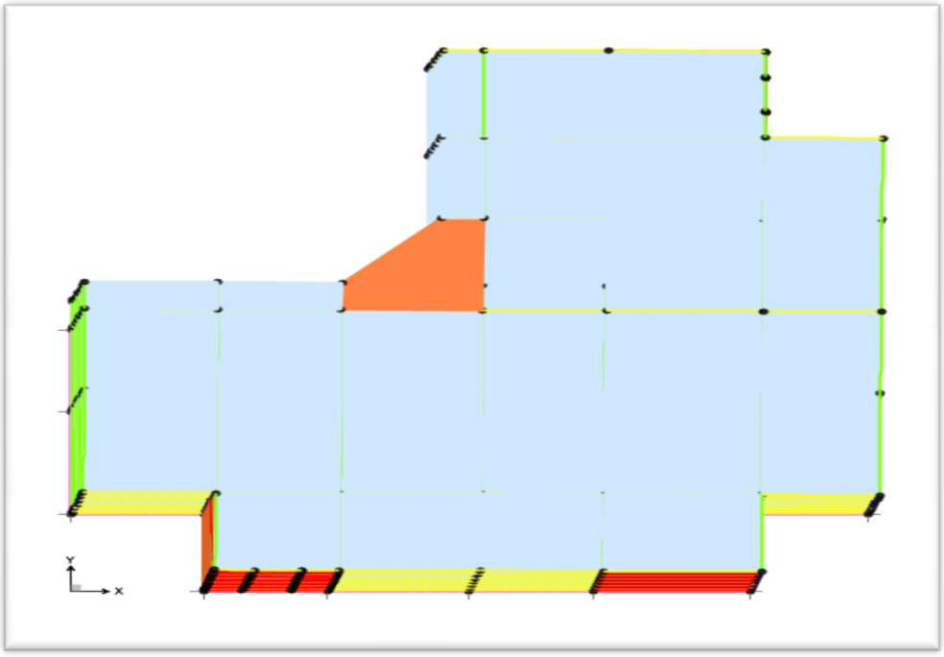


Figure.IV.03*.Comportement du 1er mode*

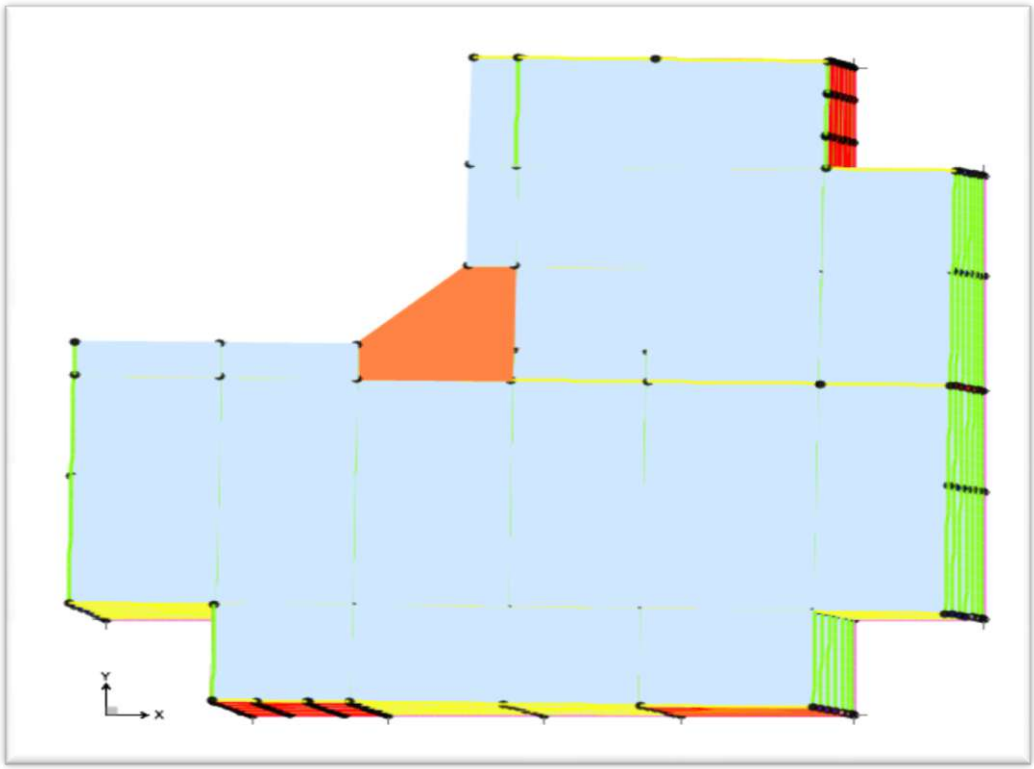


Figure. IV.04 .Comportement du 2ème mode

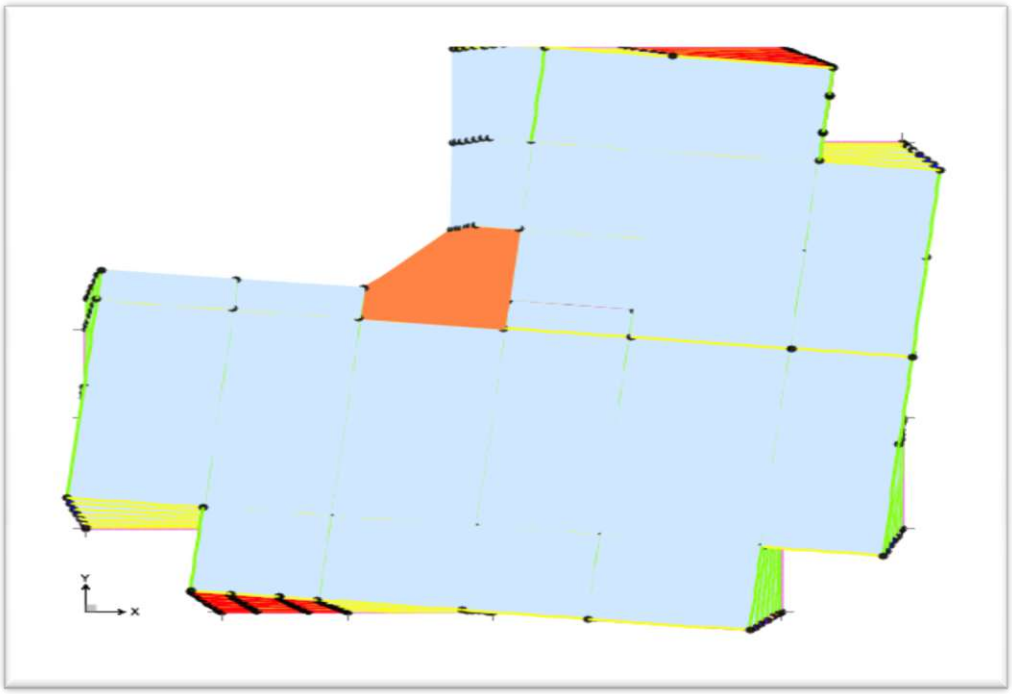


Figure. IV.05 .Comportement du 3ème mode

Tableau IV.08.Comportement des trois premiers modes

Mode N°	Période (s)	Participation massique U_x (%)	Participation massiqueU_y (%)	Participation massique R_z (%)	Comportement
1	0.55	10.6%	57.7%	0.2%	Translation suivant l'axe y
2	0.41	55.8%	10.1%	1.7%	Translation suivant l'axe x
3	0.31	1.1%	0.9%	65.1%	Rotation autour de l'axe Z

IV.4.2.Vérification de la participation massique :

a) Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que :

- La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure.
- Ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.

Le minimum de modes à retenir est de trois dans chaque direction considérée.

b) Dans le cas où les conditions décrites ci-dessus ne peuvent pas être satisfaites à cause de l'influence importante des modes de torsion, le nombre minimal de modes (*K*) à retenir doit être tel que : $K \geq 3\sqrt{N}$ et $T_K \leq 0.20\ sec$

Où :*N* est le nombre de niveaux au dessus du sol et T_K la période du mode *K*.

[RPA99] ►► [Art 4.3.4] ◄◄

Tableau IV.09.Vérification de la participation massique

Mode N°	Période (s)	Cumule des masses modales effectives (%)		
		U_X	U_Y	R_Z
1	0.55	10.6%	57.7%	0.2%
2	0.41	66.5%	67.9%	1.9%
3	0.31	67.6%	68.8%	67.0%
9	0.07	87.3%	89.3%	88.0%
10	0.06	88.0%	95.1%	88.1%
22	0.05	88.1%	95.2%	88.2%
23	0.05	93.6%	95.7%	88.6%
36	0.04	94.1%	98.3%	89.2%
37	0.04	94.1%	98.3%	89.3%
38	0.04	94.2%	98.3%	90.5%

Commentaire :

La structure a dissipé plus de 90 % de l'énergie stockée au **10ème** mode dans La directions **Y** temps égal à **0.06sec.**

La structure a dissipé plus de 90 % de l'énergie stockée au **23ème** mode dans La directions **X** temps égal à **0.05sec.**

La structure a dissipé plus de 90 % de l'énergie stockée au **38ème** mode dans La directions **Y** temps égal à**0.04sec.**

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

La résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V pour une valeur de période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée. [RPA99] ►► [Art 4.3.6] ◄◄

Donc, il faut vérifier que :

$$\frac{V_t}{V} > 0.8$$

Calcul de la force sismique totale V :

La force sismique totale V doit être calculée dans les deux directions X, Y selon la formule :

$$V_X = \frac{A.D_X.Q_X}{R}.W \quad , \quad V_Y = \frac{A.D_Y.Q_Y}{R}.W$$

Avec :

A : coefficient d'accélération de zone. $A = 0.25$

D : facteur d'amplification dynamique moyen.

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & Pour \quad 0 \le T \le T_2 \\ 2.5\eta\left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & Pour \quad T_2 \le T \le 3.0\ s \\ 2.5\eta\left(\frac{T_2}{3}\right)^{2/3}\left(\frac{3}{T}\right)^{5/3} & Pour \quad T \ge 3.0\ s \end{cases}$$

$T_2 = 0.5\ s$ (site S3)

η : facteur de correction d'amortissement :

$$\eta = \sqrt{7/(2+\xi)} \quad ; \quad \xi = 7\% \quad \Rightarrow \quad \eta = 0.88$$

T : période fondamentale suivant les deux directions..

$$T = \frac{0.09h_N}{\sqrt{D}} \quad ; \quad T_X = T_Y = 0.15s \quad \Rightarrow \ D_X = D_Y = 2.5 \times 0.88 = 2.2$$

R : coefficient de comportement global de la structure. $R = 3.5$

Q : facteur de qualité. $Q_X = Q_Y = 1.10$

W : poids total de la structure.

$W = \sum_{i=1}^{n} W_i \quad ; \quad W_i = W_{G.i} + \beta W_{Q.i} \quad ; \quad (\beta = 0.2) \quad \Rightarrow \quad W =$17133.631 kN

Tableau IV .09. *La force sismique par la méthode statique équivalente*

A	D_X	D_Y	R	Q_X	Q_Y	$W\ (kN)$	$V_X\ (kN)$	$V_Y\ (kN)$
0.25	2.2	2.2	3.5	1.10	1.10	17127.61	2960.63	2960.63

Tableau IV .10.*Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul*

	$V\ (kN)$	$V_t\ (kN)$	V_t/V	$V_t/V \geq 0.8$
Sens X	2960.63	1908.72	0.64	Non
Sens Y	2960.63	749.75	0.25	Non

On doit augmenter la force dynamique dans les deux directions par un facteur qui égal :

$$\frac{0.8Vx}{Vtx} = 1.002 \Longrightarrow \text{Vtx =2363.77 kN}$$

$$\frac{0.8Vy}{Vty} = 1.002 \Longrightarrow \text{Vty=2363.77 kN}$$

IV.4.4.Vérification de la stabilité au renversement :

Le moment de renversement égal :

$$M_{Rx} = \sum_{i=1}^{n} M_{rxi} = \sum_{i=1}^{n} F_{iy}.h_i \quad ; \quad M_{Ry} = \sum_{i=1}^{n} M_{ryi} = \sum_{i=1}^{n} F_{ix}.h_i$$

avec :

F_{ix} et F_{iy} : les forces distribuées à chaque niveau suivant x et y.

h_i : la hauteur de l'étage par rapport à la base.

Le moment de stabilité égal :

$$M_{Sx} = \sum_{i=1}^{n} M_i = \sum_{i=1}^{n} W_i.Y_{Gi} \quad ; \quad M_{Sy} = \sum_{i=1}^{n} M_i = \sum_{i=1}^{n} W_i.X_{Gi}$$

Avec :

X_G et Y_G : les coordonnées du centre de gravité de la structure.

W_i : la masse du plancher de chaque niveau.

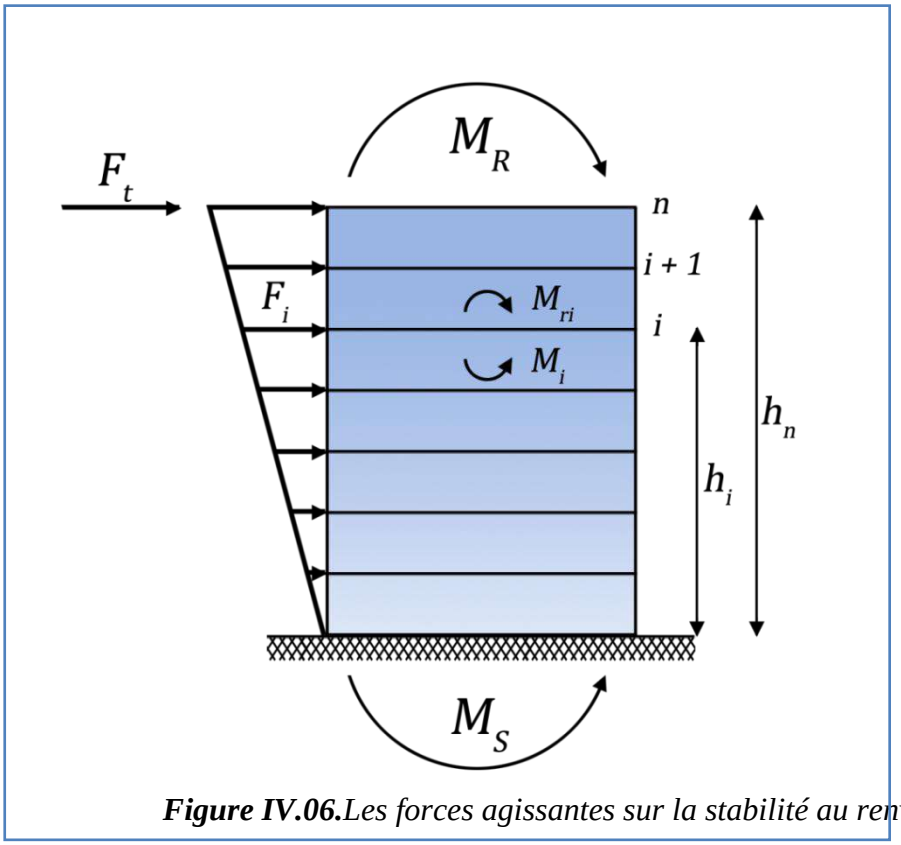


Figure IV.06.*Les forces agissantes sur la stabilité au renversement*

Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur :

$$F_i = \frac{W_i . h_i}{\sum_{i=1}^{n} W_i . h_i} (V - F_t)$$

$$F_t = \begin{cases} 0.07\, T.V \leq 0.25\, V & si \;\; T \geq 0.7\, s \\ 0 & si \;\; T < 0.7\, s \end{cases}$$

On a :$T_x = T_y = 0.19\, s \quad \Rightarrow \quad F_t = 0$

Tableau IV.11.*Distribution de la force sismique suivant les deux directions X et Y*

$hi(m)$	$W_i\ (kN)$	$W_i \times hi$	$F_{ix}\ (kN)$	$F_{iy}\ (kN)$
21.76	2337.23	50858.12	569.00	569.00
18.7	2373.10	44376.97	496.49	496.49
15.64	2373.14	37115.91	415.25	415.26
12.58	2409.81	30315.41	339.17	339.17
9.52	2451.50	23338.28	261.11	261.11
6.46	2499.61	16147.48	180.66	180.66
3.4	2683.22	9122.95	102.07	102.07

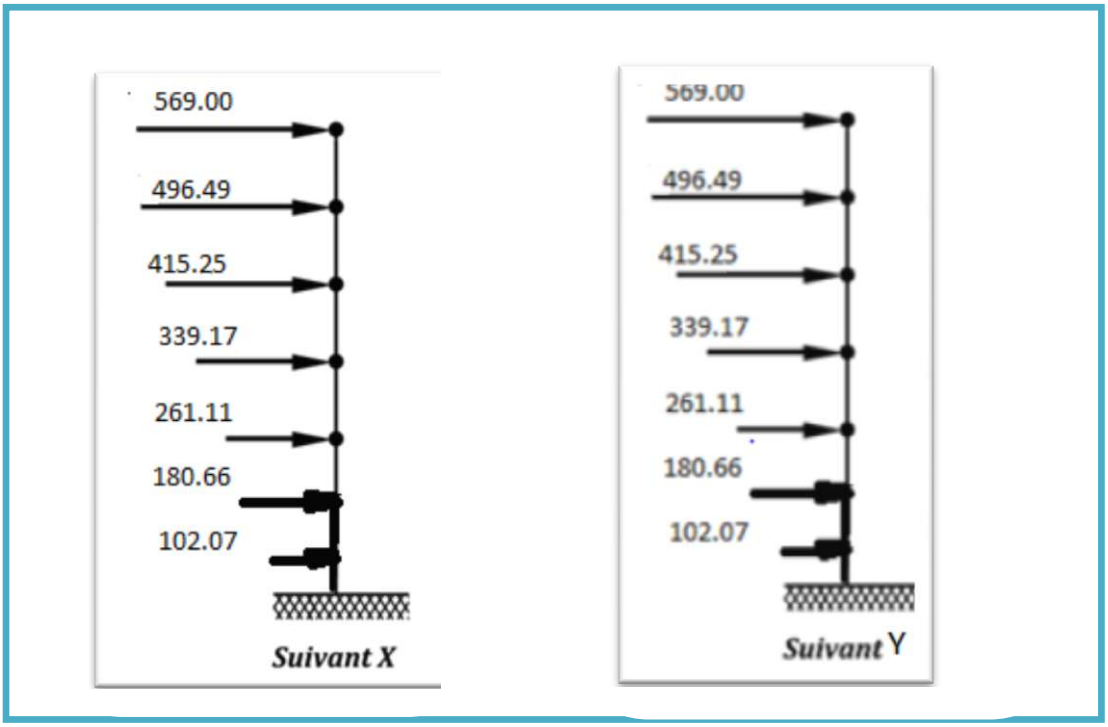


Figure IV.07.*Distribution de la force sismique*

Tableau IV.12 .*Moment de renversement suivant les deux directions X et Y*

Niveau (m)	$F_{ix}\ (kN)$	$F_{iy}\ (kN)$	$M_{Rxi}\ (kN.m)$	$M_{Ryi}\ (kN.m)$
21.76	569.00	569.00	12381.44	12381.44
18.7	496.49	496.49	9284.36	9284.36
15.64	415.25	415.26	6494.51	6494.66
12.58	339.17	339.17	4266.76	4266.76
9.52	261.11	261.11	2485.77	2485.77
6.46	180.66	180.66	1167.06	1167.06
3.4	102.07	102.07	347.04	347.04
$\sum M_R$			36426.94	36426.94

Tableau IV .13.*Moment de stabilité suivant les deux directions X et Y*

Niveau (m)	$W_i\ (kN)$	$X_G\ (m)$	$Y_G\ (m)$	$M_{Sxi}\ (kN.m)$	$M_{Syi}\ (kN.m)$
21.76	2337.23	11.11	8.24	19258.7752	25966.62
18.7	2373.10	11.05	8.13	19293.303	26222.75
15.64	2373.14	11.05	8.12	19269.8968	26223.19
12.58	2409.81	11.06	8.12	19567.6572	26652.50
9.52	2451.50	11.06	8.13	19930.695	27113.59
6.46	2499.61	11.05	8.12	20296.8332	27620.69
3.4	2683.22	10.92	8.05	21599.921	29300.76
$\sum M_S$				139217.08	189100.12

Il faut vérifier que : $\frac{M_S}{M_R} \geq 1.5$

Tableau IV.14 .*Vérification de la stabilité au renversement*

	$M_S\ (kN.m)$	$M_R\ (kN.m)$	$\frac{M_S}{M_R}$	$\frac{M_S}{M_R} \geq 1.5$
Au tour de X	139217.08	36426.94	3.82	Oui
Au tour deY	189100.12	36427.09	5.19	Oui

La structure est stable vis à vis au renversement dans les deux directions.

IV.4.5.Vérification des déplacements inter-étage :

Le déplacement horizontal à chaque niveau k de la structure est calculé comme suit :

$$\delta_K = R.\delta_{ek} \qquad \text{[RPA99] ►► [Art 4.4.3] ◄◄}$$

δ_{ek} : Déplacement dù aux forces séismiques F_i

R : Coefficient de comportement

Le déplacement relatif au niveau k par rapport au niveau $k-1$ est égal à :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$$

Selon le [RPA: Art 5.10], le déplacement horizontal relatif d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser le déplacement admissible :

$$\Delta_{k(adm)} = 0.01\ h_e$$

h_e : la hauteur de l'étage .

Tableau IV.15 .*Vérification des déplacements inter-étage suivant X*

Niveau (m)	$\delta_{ek}\ (cm)$	$\delta_k\ (cm)$	$\Delta_k\ (cm)$	$\Delta_{k(adm)}\ (cm)$	$\Delta_k \leq \Delta_{k(adm)}$
21.76	1.02	3.57	0.63	3.06	Oui
18.7	0.84	2.94	0.66	3.06	Oui
15.64	0.65	2.28	0.63	3.06	Oui
12.58	0.47	1.65	0.60	3.06	Oui
9.52	0.30	1.05	0.49	3.06	Oui
6.46	0.16	0.56	0.38	3.06	Oui
3.4	0.05	0.18	0.18	3.40	Oui
0.00	0.00	0.00			

Tableau IV.16 .*Vérification des déplacements inter-étage suivant Y*

Niveau (m)	$\delta_{ek}\ (cm)$	$\delta_k\ (cm)$	$\Delta_k\ (cm)$	$\Delta_{k(adm)}\ (cm)$	$\Delta_k \leq \Delta_{k(adm)}$
21.76	0.79	2.56	0.42	3.06	Oui
18.7	0.61	2.14	0.46	3.06	Oui
15.64	0.48	1.68	0.45	3.06	Oui
12.58	0.35	1.23	0.42	3.06	Oui
9.52	0.23	0.81	0.30	3.06	Oui
6.46	0.12	0.42	0.28	3.06	Oui
3.4	0.04	0.14	0.14	3.40	Oui
0.00	0.00	0.00			

IV.4.6.Vérification des déplacements en tête:

$$\delta_{réel} = R \times \delta_{théorique} \quad , \quad \delta_{limite} = \frac{H}{250} = \frac{21.76}{250} = 8.70\ cm$$

Tableau IV .17 .*Vérification des déplacements en tête suivant les deux directions*

	$\delta_{théorique}\ (cm)$	$\delta_{réel}\ (cm)$	$\delta_{limite}\ (cm)$	$\delta_{réel} \leq \delta_{limite}$
Suivant X	1.17	4.68	7.34	Oui
Suivant Y	1.07	4.28	7.34	Oui

IV.4.7.Vérification vis à vis de l'effet P-Δ :

Les effets du deuxième ordre (ou l'effet P-Δ) peuvent être négligés si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{Pk.\Delta_k}{V_k.h_k} \leq 0.10$$

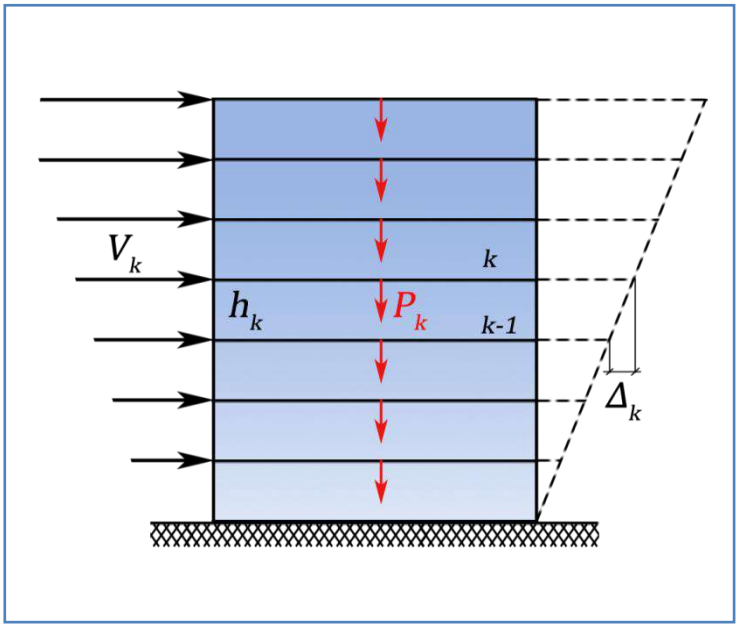


Figure.IV.09.*L'effet P-Δ*

P_k: Poids du niveau K et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau.

Δ :Déplacement relatif du niveau K par rapport au niveau K-1,

V_k: Effort tranchant de l'étage au niveau K

h_k:Hauteur de l'étage .

Si $0.10 \leq \theta \leq 0.20$, Les effets P-Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1er ordre par le facteur :$1/(1-\theta_k)$

Si > 0.20 , la structure est partiellement instable et doit être redimensionnée.

Tableau IV.18.*Vérification de l'effet P-Δ suivant X*

H_k(cm)	P_k(Kn)	V_k (Kn)	Δ_k(Kn)	θ	θ <0.10
306	2337.23	459.29	0.63	0.01	Oui
306	2373.11	400.74	0.66	0.01	Oui
306	2379.14	336.01	0.63	0.01	Oui
306	2409.81	273.75	0.60	0.02	Oui
306	2451.50	210.75	0.49	0.02	Oui
306	2499.61	145.82	0.38	0.02	Oui
340	2683.23	82.38	0.18	0.02	Oui

Tableau IV.19.*Vérification de l'effet P-Δ suivant Y*

H_k(cm)	P_k(Kn)	V_k (Kn)	Δ_k(Kn)	θ	θ <0.10
306	2337.23	180.30	0.42	0.02	Oui
306	2373.11	157.40	0.46	0.02	Oui
306	2379.14	131.98	0.45	0.02	Oui
306	2409.81	107.53	0.42	0.03	Oui
306	2451.50	82.78	0.39	0.04	Oui
306	2499.61	57.27	0.28	0.04	Oui
340	2683.23	32.36	0.14	0.03	Oui

IV.4.8.Vérification de l'effort normal réduit de compression :

On doit vérifier que : $\upsilon = \frac{Nd}{Bc(.f_{c28}} \leq 0.3$

N_d : Effort normal réduit

B_c : Section brute du béton

Tableau IV.20.*Vérification ²de l'effort normal réduit suivant X*

Niveau (m)	$N_d(kN)$	$B_c(mm^2)$	υ	$\upsilon \leq 0.3$
21.76	101.12	78400	0.052	Oui
18.7	191.52	78400	0.10	Oui
15.64	284.19	78400	0.14	Oui
9.52	381.09	108900	0.14	Oui
6.46	491.28	108900	0.18	Oui
3.4	604.34	144400	0.17	Oui
00.00	720.31	184900	0.15	Oui

Tableau IV.21*Vérification de l'effort normal réduit suivant Y*

Niveau (m)	$N_d(kN)$	$B_c(mm^2)$	υ	$\upsilon \leq 0.3$
21.76	99.02	78400	0.15	Oui
18.7	188.07	78400	0.16	Oui
15.64	279.87	78400	0.17	Oui
9.52	375.97	108900	0.14	Oui
6.46	473.52	108900	0.14	Oui
3.4	579.83	144400	0.10	Oui
0.00	691.90	184900	0.05	Oui

IV.4.9.Vérification de cisaillement des éléments :

On doit vérifier que : $\tau \leq \bar{\tau}$

a- Les Poutres :

Selon [CBA93] ►► [Art A.5.1] ◄◄

$$\tau = \frac{V_u}{b_0 . d}$$

V_u: La valeur de calcul de l'effort tranchant vis-à-vis de l'état limite ultime.

b_0: La largeur de la poutre

d: La hauteur utile

$$\bar{\tau} = Min\left[0.20\ \frac{f_{c28}}{\gamma_b}\ ;\ 5\ MPa\right] \qquad (fissuration\ peu\ nuisible)$$

$$\bar{\tau} = Min\left[0.15\ \frac{f_{c28}}{\gamma_b}\ ;\ 4\ MPa\right] \qquad (fissuration\ préjudiciable)$$

Le type de fissuration est en fonction de l'environnement, l'élément, et la position de l'élément.

Tableau IV.22.*Vérification de cisaillement des poutres*

Elément	$S\ (cm^2)$	$V_u\ (kN)$	Combinaison	$\tau\ (MPa)$	$\bar{\tau}\ (MPa)$	$\tau \leq \bar{\tau}$
Poutre principale	30×35	41.16	G+Q+Ex	0.318	4.35	Oui
Poutre secondaire	30×35	112.39	G+Q+Ex	0.947	3.26	Oui
Poutre palière	30×35	23.94	G+Q+Ex	0.245	4.35	Oui
Longrine	30×30	5.09	1.35G+1.5Q	0.062	4.35	Oui

b- Les Voiles :

Selon [RPA99] ►► [Art 7.7.2] ◄◄

la vérification de la résistance au cisaillement se fait avec la valeur de l'effort tranchant trouvée à la base du voile majorée de 40%.

$$\tau_u = \frac{1.4\ V_u}{b_0 . d}$$

La contrainte limite est égale : $\bar{\tau} = 0.2 f_{c28}$

Tableau IV.23.*Vérification de cisaillement des voiles.*

Niveau	Voile	$S\ (cm^2)$	$V_u\ (kN)$	$b_0\ (cm)$	$d\ (cm)$	$\tau u\ (MPa)$	$\overline{\tau\ (MPa)}$	$\tau u \leq \bar{\tau}$
RDC	V1	20×350	1099.26	20	315	2.44	5	Oui
	V2	20×285	1047.66	20	256.5	2.86	5	Oui
	V3	20×300	1084.25	20	270	2.81	5	Oui
	V4	20×320	956.98	20	288	2.32	5	Oui
1er étage	V1	20×350	908.23	20	315	2.018	5	Oui
	V2	20×285	868.56	20	256.5	2.37	5	Oui
	V3	20×3	914.4	20	270	2.37	5	Oui
	V4	20×320	1159.17	20	288	2.82	5	Oui
2ème et3ème étage	V1	20×350	714.61	20	315	1.59	5	Oui
	V2	20×285	702.77	20	256.5	1.92	5	Oui
	V3	20×3	732.01	20	270	1.90	5	Oui
	V4	20×320	726.51	20	288	1.76	5	Oui
4ème et 5ème et 6ème **étage**	V1	20×350	323.22	20	315	0.72	5	Oui
	V2	20×285	330.23	20	256.5	0.90	5	Oui
	V3	20×3	334.75	20	270	0.87	5	Oui
	V4	20×320	334.75	20	288	0.81	5	Oui

IV.5.CONCLUSION :

Les dimensions finales à prendre sont récapitulées dans les deux tableaux suivants :

Tableau IV.24.*Dimensions finales des poutres.*

Elément	Section (cm^2)
Poutre principale	**30 × 35**
Poutre secondaire	**30 × 35**
Poutre palière	**30 × 35**
Longrine	**30 × 30**

Tableau IV.25.*Dimensions finales des poteaux.*

Elément	Section (cm^2)
$4^{ème}$ et $5^{ème}$ et $6^{ème}$ étage	**30 × 30**
$2^{ème}$ et $3^{ème}$ étage	**35 × 35**
$1^{ère}$ étage	**40 × 40**
RDC	**45 × 45**
Voile	**20**

CHAPITRE V

Ferraillage des éléments structuraux

V.I.INTRODUCTION :

Le calcul de ferraillage se fait conformément aux règlements CBA93 et RPA99 version2003 en utilisant leurs combinaisons.

V.I.1.Combinaisons données par le CBA93 :

- E.L.U : 1.35 G + 1.5 Q
- E.L.S : G + Q
- E.L.A : G + Q ± E

V.I.1.1Combinaisons données par le RPA99 version2003 :

- G + Q ± E
- 0.8 G ± E

Avec :

G : charges permanentes.

Q : charges d'exploitation.

E : charges sismiques.

Tableau. V.1.*Les données de calcul*

Situation durable		*Situation accidentelle*	
Béton	*Acier*	*Béton*	*Acier*
$\gamma_b = 1.5$	$\gamma_s = 1.15$	$\gamma_b = 1.15$	$\gamma_s = 1$
$f_{c28} = 25\ MPa$	$Fe\ E400$	$f_{c28} = 25\ MPa$	$Fe\ E400$
$\sigma_b = 14.17\ MPa$	$\sigma_s = 348\ MPa$	$\sigma_b = 18.48\ MPa$	$\sigma_s = 400\ MPa$

V.2.FERRAILLAGE DES POUTRES :

V.2.1.Introduction :

Le calcul de ferraillage des poutres se fait en flexion simple, on doit faire le calcul de ferraillage longitudinal et transversal de tous les types des poutres (poutres principales, poutres secondaires) avec les deux situations.

V.2.2.Recommandations du RPA99 version2003 ►► [Art A.7.5.2] ◄◄ :

V.2.2.1.Armatures longitudinales :

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux pour toute la poutre est de 0,5% en toute section.
- Le pourcentage maximum des aciers longitudinaux est de :
  - 4% en zone courante.
  - 6% en zone de recouvrement.
- Les poutres supportant de faibles charges verticales sont sollicitées principalement par les forces latérales sismiques qui doivent avoir des armatures symétriques. Avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appui.
- La longueur minimale de recouvrement est de 50 Ø en Zone III.

V.2.2.2.Armatures transversales :

La quantité d'armatures transversales est donnée par : At =0.003 St.b

- b : largeur de la poutre.
- St : espacement maximum entre les armatures transversales, il est donné comme suit :
  - St ≤ h/2 en zone courante.
  - St ≤min (h/4 ; 12Ø) en zone nodale.

V.2.3.Ferraillage longitudinal des poutres :

L'acier choisi pour le ferraillage longitudinal est de type barres à haut adhérence Fe E400.

Tableau V.01 *Ferraillage longitudinal des poutres principales* (30×35)

	Endroit	Position	M_u $(kN.m)$	Combinaison	A' (cm^2)	A (cm^2)	$A_{choisie}(cm^2)$
Terrasse	Rive	Travée	35.34	G+Q+Ex	0	3.26	3HA14=4.62
		Appui	-55.07	G+Q+Ex	0	5.21	3HA14+ch1HA12=5.75
	Intermédiaire	Travée	28.18	G+Q+Ex	0	2.58	3HA14=4.62
		Appui	-37.23	G+Q+Ex	0	3.44	3HA14=4.62
Etage courant	Rive	Travée	42.33	G+Q+Ex	0	3.94	3HA14=4.62
		Appui	-56.63	G+Q+Ex	0	5.37	3HA14+ch1HA12=5.75
	Intermédiaire	Travée	27.56	G+Q+Ex	0	2.52	3HA14=4.62
		Appui	-38.09	G+Q+Ex	0	3.53	3HA14 =4.62

Tableau V.02 *Ferraillage longitudinal des poutres secondaires* (30×35)

	Endroit	Position	$M_u\ (kN.m)$	Combinaison	$A'\ (cm^2)$	$A\ (cm^2)$	$A_{choisie}(cm^2)$
Terrasse	Rive	Travée	21.36	G+Q+Ex	0	1.94	3HA12=3.39
		Appui	-39.99	G+Q+Ex	0	3.71	3HA12+ch1HA12=4.52
	Intermédiaire	Travée	23.83	G+Q+Ex	0	2.17	3HA12=3.39
		Appui	-67.23	G+Q+Ex	0	6.48	3HA12ch2HA12=5.65
Etage courant	Rive	Travée	28.20	0.8G+Ex	0	2.58	3HA12=3.39
		Appui	-47.51	G+Q+Ey	0	4.45	3HA12+ch3HA12=6.79
	Intermédiaire	Travée	47.32	G+Q+Ex	0	4.43	3HA12+ch3HA12=6.79
		Appui	-66.82	G+Q+Ex	0	6.43	3HA12+ch2HA12=5.65

V.2.3.1.Vérification des contraintes à l'état limite de service :

Après le choix des armatures longitudinales, une vérification à L'E.L.S est nécessaire, Les contraintes sont calculées à L'E.L.S sous M_{ser}.

- **Béton :**

La contrainte admissible du béton est donnée par la formule :

$$\overline{\sigma_b} = 0.6\, f_{c28} = 15\ MPa$$

- **Acier :**

Dans les poutres de rive, on considère que la fissuration est préjudiciable, donc :

$\overline{\sigma_s} = Min\left[(2/3)f_e\ ; 110\sqrt{\eta.f_{tj}}\right] = 201.63\ MPa$, et on doit vérifier que : $\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$

Dans les poutres intermédiaires, on considère que la fissuration est peu nuisible, donc il n' ya pas de vérification.

Tableau V.04.*Vérification des contraintes à l'E.L.S des poutres principales* (30×35)

	Endroit	Position	M_{ser} $(kN.m)$	Type de fissuration	$A_{choisie}$ (cm^2)	σ_b (MPa)	σ_s (MPa)	$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$	$\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$
Terrasse	Rive	Travée	7.23	Préjudiciable	4.62	1.63	53.75	Oui	Oui
		Appui	-13.09	Préjudiciable	5.75	2.73	79.04	Oui	Oui
	Intermédiaire	Travée	19.28	peu nuisible	4.62	4.35	-	Oui	-
		Appui	-24.93	peu nuisible	4.62	5.62	-	Oui	-
Etage	Rive	Travée	6.69	Préjudiciable	4.62	1.51	49.74	Oui	Oui
		Appui	-11.04	Préjudiciable	5.75	2.30	66.66	Oui	Oui
	Intermédiaire	Travée	17.75	peu nuisible	4.62	4.00	-	Oui	-
		Appui	-22.80	peu nuisible	4.62	5.14	-	Oui	-

Tableau.05.*Vérification des contraintes à l'E.L.S des poutres secondaires* (30×35)

	Endroit	Position	M_{ser} $(kN.m)$	Type de fissuration	$A_{choisie}$ (cm^2)	σ_b (MPa)	σ_s (MPa)	$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$	$\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$
Terrasse	**Rive**	**Travée**	11.09	**Préjudiciable**	3.39	2.80	**110.82**	**Oui**	**Oui**
		Appui	-22.36	**Préjudiciable**	4.52	5.08	**169.74**	**Oui**	**Oui**
	Intermédiaire	**Travée**	17.40	**peu nuisible**	3.39	4.40	-	**Oui**	-
		Appui	-38.46	**peu nuisible**	5.65	7.55	-	**Oui**	-
Etage	**Rive**	**Travée**	9.08	**Préjudiciable**	3.39	2.29	**90.73**	**Oui**	**Oui**
		Appui	-22.82	**Préjudiciable**	6.79	4.50	**117.71**	**Oui**	**Oui**
	Intermédiaire	**Travée**	23.57	**peu nuisible**	6.79	4.63	-	**Oui**	-
		Appui	-35	**peu nuisible**	5.65	6.87	-	**Oui**	-

V.2.3.2.Vérification des poutres selon les conditions du RPA et CBA :

Il faut vérifier que :

- $A_{tendue} \geq A_{min} = 0.1\% \ (b \times h)$ [CBA93] ►► [Art B.6.4] ◄◄
- $A_{min} \leq A_{travée} \leq A_{max}$
- $A_{min} \leq A_{appui} \leq A_{max}$

Avec :

$A_{min} = 0.5\%(b \times h)$[RPA99v2003] ►► [Art A.7.5.2.1] ◄◄

$A_{max} = 4\%(b \times h)$[RPA99v2003] ►► [Art A.7.5.2.1] ◄◄

Tableau V.06.*Vérification des poutres principales selon le RPA et CBA*

	Endroit	**Position**	**CBA**		**RPA**		
			A_{tendue} (cm^2)	$\geq A_{min} = 1.2\ cm^2$	A_{total} (cm^2)	$\geq A_{min} = 6\ cm^2$	$\leq A_{max} = 48\ cm^2$
Terrasse	*Rive*	*Travée*	*4.62*	*Oui*	*9.24*	*Oui*	*Oui*
		Appui	*5.75*	*Oui*	*10.37*	*Oui*	*Oui*
	Intermédiaire	*Travée*	*4.62*	*Oui*	*9.24*	*Oui*	*Oui*
		Appui	*4.62*	*Oui*	*9.24*	*Oui*	*Oui*
Etage courant	*Rive*	*Travée*	*4.62*	*Oui*	*9.24*	*Oui*	*Oui*
		Appui	*5.75*	*Oui*	*10.37*	*Oui*	*Oui*
	Intermédiaire	*Travée*	*4.62*	*Oui*	*9.24*	*Oui*	*Oui*
		Appui	*4.62*	*Oui*	*9.24*	*Oui*	*Oui*

Tableau V.07.*Vérification des poutres secondaires selon le RPA et CBA*

	Endroit	Position	CBA		RPA		
			A_{tendue} (cm^2)	$\geq A_{min}$ $= 1.05\ cm^2$	A_{total} (cm^2)	$\geq A_{min}$ $= 5.25\ cm^2$	$\leq A_{max}$ $= 42\ cm^2$
Terrasse	Rive	Travée	3.39	Oui	6.78	Oui	Oui
		Appui	4.52	Oui	9.04	Oui	Oui
	Intermédiaire	Travée	3.39	Oui	6.78	Oui	Oui
		Appui	5.65	Oui	11.3	Oui	Oui
Etage courant	Rive	Travée	3.39	Oui	6.78	Oui	Oui
		Appui	6.79	Oui	13.58	Oui	Oui
	Intermédiaire	Travée	6.79	Oui	13.58	Oui	Oui
		Appui	5.65	Oui	11.3	Oui	Oui

V.2.3.3.Justification des poutres sous sollicitations des efforts tranchants :

La contrainte de cisaillement du béton est donnée par la formule suivante :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 . d}$$

V_u : effort tranchant.

Tableau V.08.*Calcul de la contrainte de cisaillement admissible* $\bar{\tau}_u$

	Poutre de rive	Poutre intermédiaire
Type de fissuration	Préjudiciable	Peu nuisible
$\bar{\tau}_u$	$Min\left[0.15\frac{f_{c28}}{\gamma_b}\ ; 4\ MPa\right]$	$Min\left[0.2\frac{f_{c28}}{\gamma_b}\ ; 5\ MPa\right]$
Situation durable	$\bar{\tau}_u = 2.50\ MPa$	$\bar{\tau}_u = 3.33\ MPa$
Situation accidentelle	$\bar{\tau}_u = 3.26\ MPa$	$\bar{\tau}_u = 4.35\ MPa$

Tableau V.09.*Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres principales*

	Endroit	Position	V_u (kN)	Combinaison	τ_u (MPa)	$\overline{\tau_u}$ (MPa)	$\tau_u \leq \overline{\tau_u}$
Terrasse	Rive	Appui	37.26	G+Q+Ex	0.38	3.26	Oui
	Intermédiaire	Appui	28.40	1.35G+1.5Q	0.29	3.33	Oui
Etage courant	Rive	Appui	39.47	G+Q+Ex	0.40	3.26	Oui
	Intermédiaire	Appui	28.94	G+Q+Ex	0.30	4.35	Oui

Tableau V.10.*Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres secondaires*

	Endroit	Position	V_u (kN)	Combinaison	τ_u (MPa)	$\overline{\tau_u}$ (MPa)	$\tau_u \leq \overline{\tau_u}$
Terrasse	Rive	Appui	50.15	G+Q+Ex	0.51	3.26	Oui
	Intermédiaire	Appui	71.41	1.35G+1.5Q	0.73	3.33	Oui
Etage	Rive	Appui	48.99	G+Q+Ex	0.50	3.26	Oui
	Intermédiaire	Appui	112.39	G+Q+Ex	1.15	4.35	Oui

V.2.4.Ferraillage transversal des poutres :

L'acier choisi pour le ferraillage transversal est de type barres à haute adhérence FeE400.

L'espacement entre les armatures d'âme successives et la section d'armatures transversales donnée par les formules suivantes :

D'après le RPA99 v2003 :

$$\begin{cases} S_t \leq \dfrac{A_t}{0.003 \times b} \\ S \leq Min\left(\dfrac{h}{4}\ et\ 12\ \emptyset\right) & zone\ nodale \\ S' \leq \dfrac{h}{2} & zone\ courante \end{cases}$$

D'après le CBA93 :

$$\begin{cases} \dfrac{A_t}{b_0.S_t} \geq \dfrac{\gamma_s(\tau_u - 0.3\, f_{t28}.K)}{0.9\, f_e(cos\,\alpha + sin\,\alpha)} \\ S_t \leq Min(0.9d\,;40cm) \\ \dfrac{A_t.f_e}{b.S_t} \geq 0.4\,MPa \end{cases}$$

Tableau V.11.*Calcul des armatures transversales et leurs espacements*

Elément	$\tau_u\ (MPa)$	CBA93		RPA99 version2003			$S_{adopt\ é}\ (cm)$		$A_t Choisie(cm^2)$
		$S_t(cm)$	$A_t(cm^2)$	$S(cm)$	$S'(cm)$	$A_t(cm^2)$	$S(cm)$	$S'(cm)$	
P.P (30 × 35)	0.40	29.25	2.01	8.75	17.5	0.9	10	15	4Ø8=2.01
P.S 01(30 × 35).	1.15	29.25	2.01	8.75	17.5	0.9	10	15	4Ø8=2.01

V.2.5.Vérification de la flèche :

Il n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche si les poutres considérées répondent aux conditions suivantes :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \quad ; \quad \frac{h}{L} \geq \frac{1}{10}\frac{M_t}{M_0} \quad ; \quad \frac{A}{b_0.d} \geq \frac{4.2}{f_e}$$

Avec : $M_t = K \times M_0$

K : est un coefficient rédacteur $(0.75 \leq K \leq 0.85)$, on prend $K = 0.80$

Tableau V.12.*Vérification préliminaire de la flèche des poutres*

Elément		1ère condition			2ème condition			3ème condition		
	L	$\frac{h}{L}$	$\frac{1}{16}$	$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$	$\frac{h}{L}$	$\frac{1}{10}\frac{M_t}{M_0}$	$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{10}\frac{M_t}{M_0}$	$\frac{A}{b_0.d}$	$\frac{4.2}{f_e}$	$\frac{A}{b_0.d} \geq \frac{4.2}{f_e}$
P.P (30 × 35)	3.80	0. 92	0.0625	Oui	0.082	0.080	Oui	0.004	0.011	Non
P.S (30 × 35)	3.80	0.092	0.0625	Oui	0.082	0.080	Oui	0.007	0.011	Non

Les conditions ne sont pas toutes vérifiées, donc il est nécessaire de faire le calcul de vérification de la flèche des poutres principales et secondaires.

Tableau V.13.*Vérification de la flèche des poutres principales*

$A(cm^2)$	$M(kN.m)$	$\rho(\%)$	$\sigma_s(MPa)$	μ	$y(cm)$	$I_0(cm^4)$
4.62	19.28	0.47	144.27	0.240	19.37	127786.05
$I_{fi}(cm^4)$	$I_{fv}(cm^4)$	$f_i(mm)$	$f_v(mm)$	$\Delta f(mm)$	$f_{adm}\,(mm)$	$\Delta f < f_{adm}$
68137.03	98628.85	1.27	2.63	1.36	7.6	Oui

Tableau V.14.*Vérification de la flèche des poutres secondaires*

$A(cm^2)$	$M(kN.m)$	$\rho(\%)$	$\sigma_s(MPa)$	μ	$y(cm)$	$I_0(cm^4)$
6.79	23.57	0.70	121.37	0.329	20.36	137610.45
$I_{fi}(cm^4)$	$I_{fv}(cm^4)$	$f_i(mm)$	$f_v(mm)$	$\Delta f(mm)$	$f_{adm}\,(mm)$	$\Delta f < f_{adm}$
75928.26	108320.20	1.39	2.93	1.53	7.60	Oui

Conclusion :

Les flèches des poutres principales et des poutres secondaires sont inférieures aux flèches admissibles, donc on garde les dimensions et les sections d'armatures calculées.

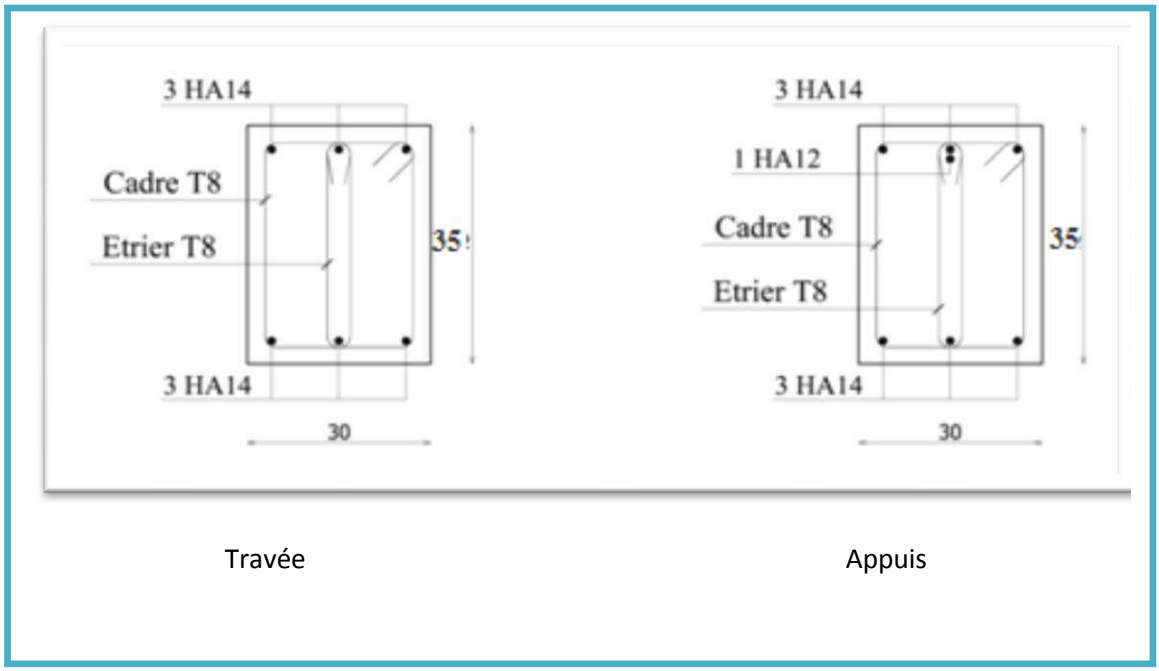


Figure V.01. Ferraillage des poutres principales de rive de terrasse

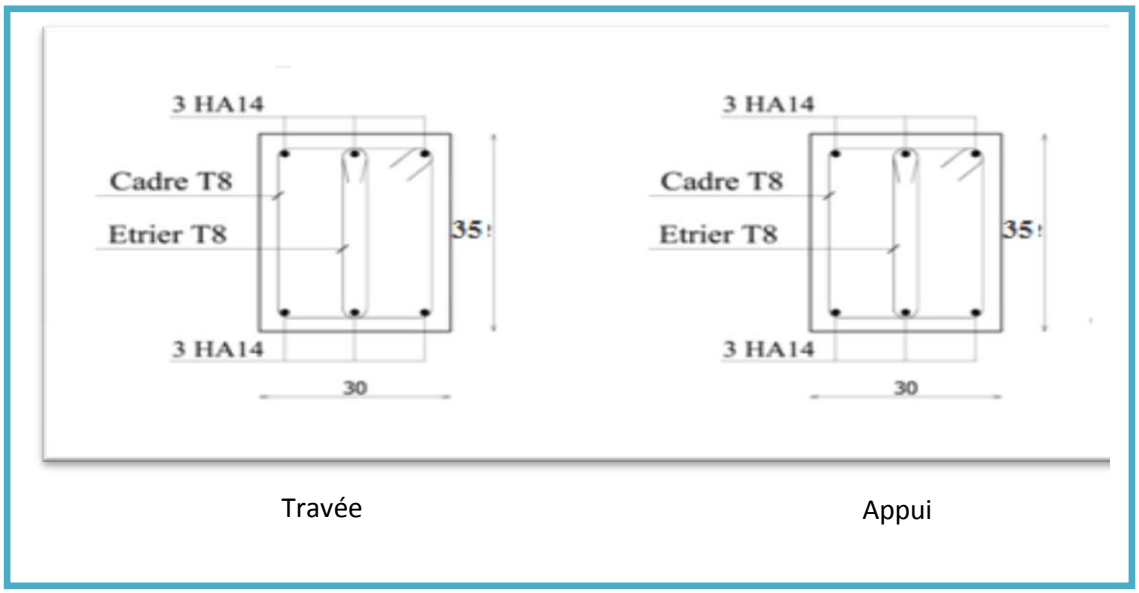


Figure V.02.Ferraillage des poutres principales intermédiaire à l'étage terrasse

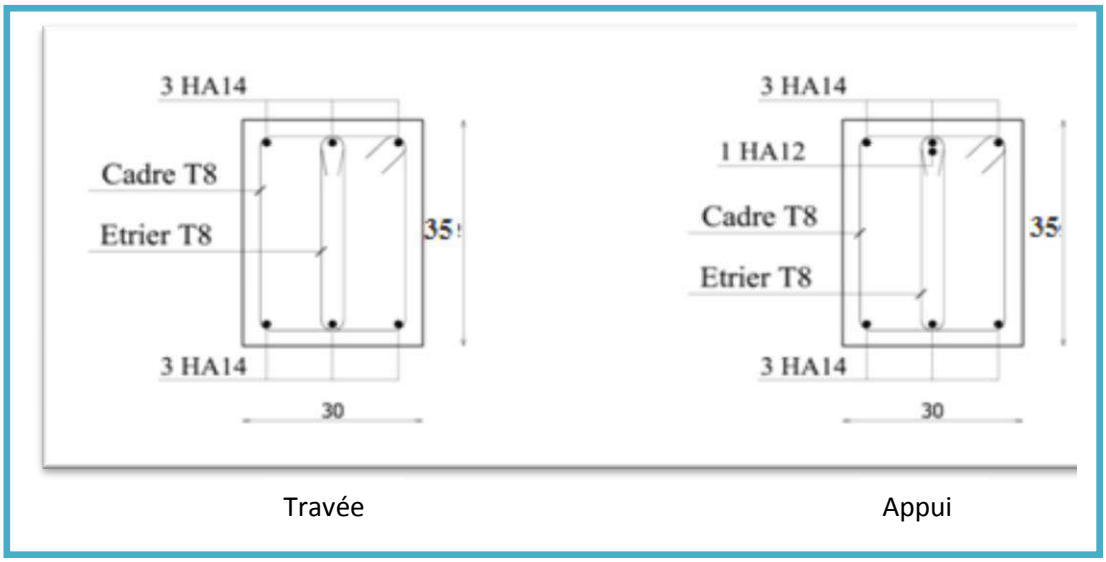


Figure V.03.Ferraillage des poutres principales au rive de l'étage courant

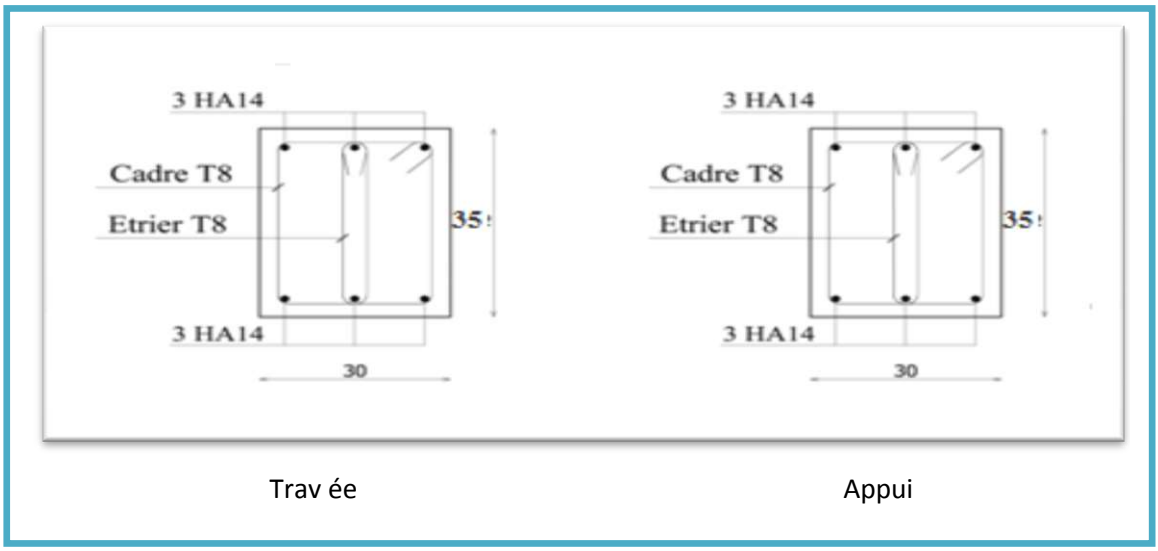


Figure V.04Ferraillage des poutres principal intermédiaire à l'étage courant

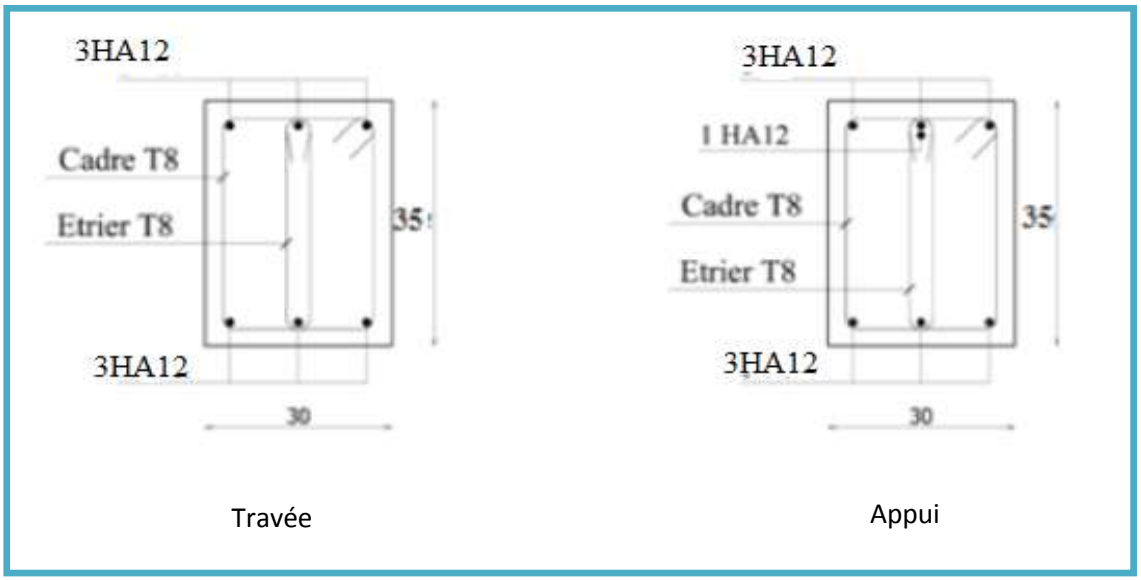


Figure V.05Ferraillage des poutres secondaires au rive de terrasse

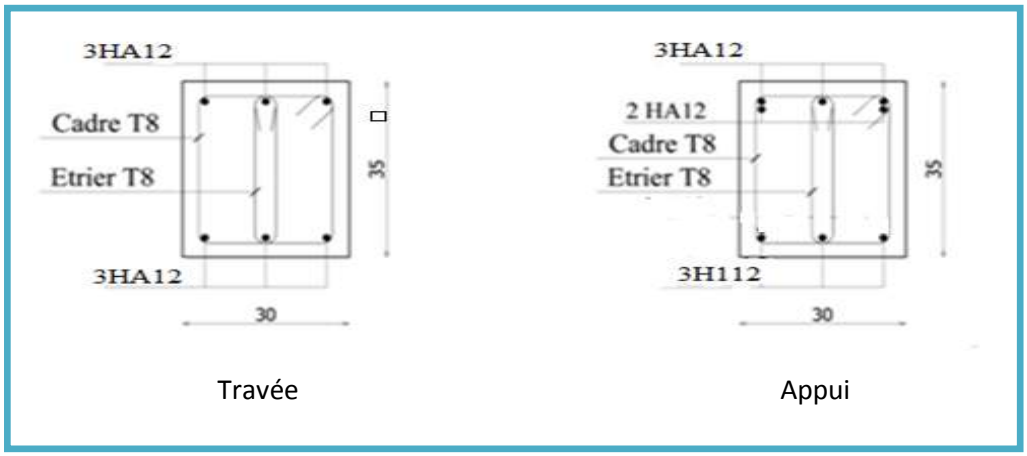


Figure V.06Ferraillage des poutres secondaires intermédiaire de l'étage terrasse

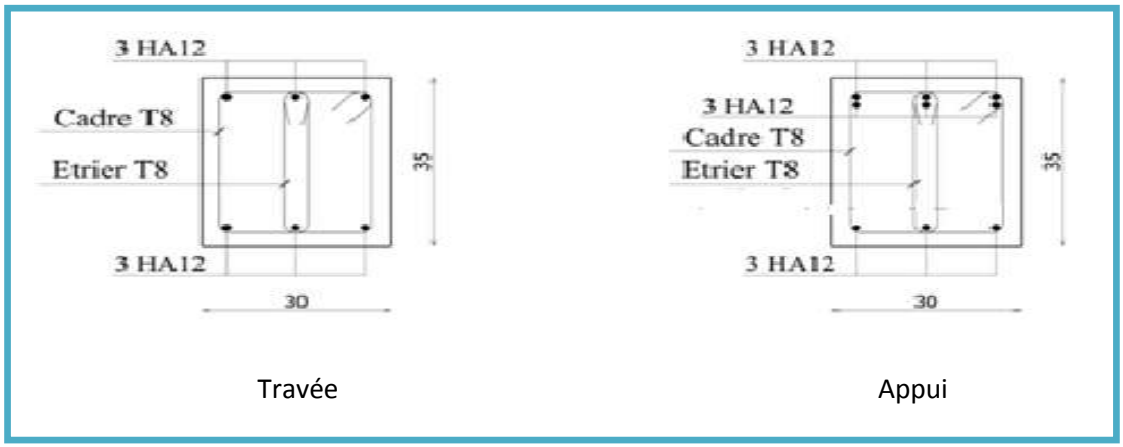


Figure V.07.Ferraillage des poutres secondaires de rive de l'étage courant

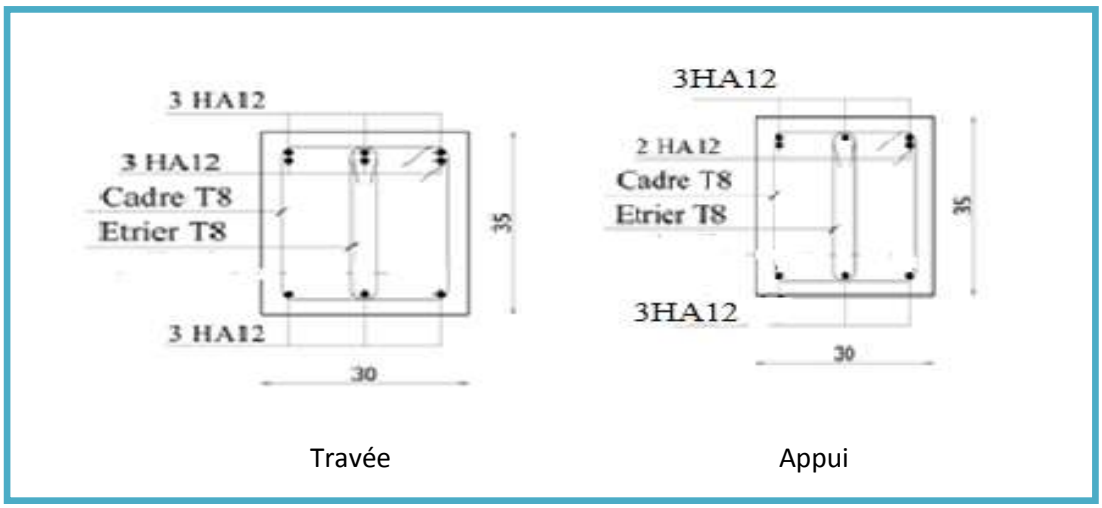


Figure V.08.Ferraillage des poutres secondaires intermédiaire de l'étage courant

V.3.FERRAILLAGE DES POTEAUX :

Dans notre projet les poteaux sont soumis aux charges verticales et horizontales, donc le calcul de ferraillage se fait en flexion composée.

V.3.1.Armatures longitudinales :

V.3.1.1Recommandations selon les règlements :

a) Selon le [CBA93] ►► [Art A.7.1.2] ◄◄

La section d'armatures longitudinales est au moins égale à 4 cm^2 par mètre de longueur de parement :

$$A_l(cm^2) \geq 4u\ (m)$$

u : périmètre de la section droite.

Le pourcentage d'armatures est compris entre $0.1\% \leq \frac{A_l}{B} \leq 4\%$

B : Section de béton comprimé.

b) Selon le RPA99 version2003 : [Art 7.4.2.1]

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.
- Leur pourcentage est limité en zone III par :

$0.9\% \leq \frac{A_l}{b.h} \leq 4\%$ (zone courante)

$0.9\% \leq \frac{A_l}{b.h} \leq 6\%$ (zone de recouvrement)

- Le diar
- La long III.
- La distance maximale entre deux barres voisines sur une même face ne doit pas dépasser : 20 cm en zone III.
- La zone nodale est bornée par la face supérieure du plancher et h'.

V.3.1.2Sollicitations extrêmes pour le ferraillage :

Pour équilibrer l'effort normal et le moment de flexion, nous pouvons avoir les trois cas extrêmes suivant :

1ère cas : Influence du moment :

Le calcul en flexion composé se fait avec le moment maximal M_{max} et son effort normal correspondant N_{corres} avec la combinaison $G + Q \pm E$ ou $0.8G \pm E$.

2ème cas : Influence de l'effort normal :

Le calcul en flexion composé se fait l'effort normal maximal N_{max} et son moment correspondant M_{corres} avec la combinaison $1.35G + 1.5Q$.

3ème cas : Effort normal minimal :

Le calcul en flexion composé se fait l'effort normal minimal N_{min} et son moment correspondant M_{corres} avec la combinaison $0.8G \pm E$.

V.3.1.3.Etat limite de stabilité de forme :

Pour régler le problème de flambement dans le cas de flexion composée, il faut tenir compte des trois excentricités. Pour cela, on déterminera un nouveau moment de flexion M supposé être appliqué au centre de gravité de la section du béton seul :

$$M_u = N_u.(e_1 + e_2 + e_a)$$

$$e_1 = \frac{M}{N} \quad , \quad e_2 = \frac{3\,{L_f}^2(2 + \alpha\emptyset)}{10000\,h} \quad , \quad e_a = Max\left[\frac{L_0(cm)}{250}\,;2\,cm\right]$$

e_1 : excentricité du 1er ordre provoquée par le moment de flexion.

e_2 : excentricité du 2ème ordre, due aux actions de déformation telle que le retrait et le fluage, elle tient compte le problème de flambement.

$$\emptyset = \frac{\text{déformation finale due au fluage}}{\text{déformation instantanée du béton}} = 2$$

$$\alpha = \frac{\text{moment permanent}}{\text{moment total}} = \frac{M_G}{M_u}$$

L_f : longueur de flambement.

h : hauteur totale de la section dans la direction de flambement.

e_a : excentricité additionnelle, due aux imperfectionGGs géométriques.

L_0 : longueur libre.

Tableau V.15.*Ferraillage des poteaux*

Niveau	Cas	Combinaison	N (kN)	M $(kN.m)$	A_{total} (cm^2)	$A_{min}\,RPA$ (cm^2)	$A_{choisie}$ (cm^2)
$RDC(45 \times 45)$	$N_{max} \rightarrow M_{corr}$	G+Q+Ex	1077.09	15.21	3.6	18.22	8HA14+4HA12=18.46
	$M_{max} \rightarrow N_{corr}$	G + Q + Ex	841.85	37.22			
	$N_{min} \rightarrow M_{corr}$	G+Q+Ex	-715.84	4.56			
$1^{ère}(40 \times 40)$	$N_{max} \rightarrow M_{corr}$	1.35G+1.5Q	1160.95	11.01	3.2	14.4	8HA16=16.08
	$M_{max} \rightarrow N_{corr}$	G + Q + Ex	671.46	24.94			
	$N_{min} \rightarrow M_{corr}$	G+Q+Ex	-518.24	22.08			
$2^{ème}(35 \times 35)$	$N_{max} \rightarrow M_{corr}$	G+Q+Ex	815.78	9.98	2.8	11.02	8HA14=12.31
	$M_{max} \rightarrow N_{corr}$	G+Q+Ex	312.30	20.07			
	$N_{min} \rightarrow M_{corr}$	G+Q+Ex	-304.45	16.40			
$3^{ème}(35 \times 35)$	$N_{max} \rightarrow M_{corr}$	G+Q+Ex	547.34	8.69	2.8	11.02	8HA14=12.31
	$M_{max} \rightarrow N_{corr}$	G+Q+Ex	136.29	35.86			
	$N_{min} \rightarrow M_{corr}$	G+Q+Ex	-166.24	1.72			
$4^{ème}(30 \times 30)$	$N_{max} \rightarrow M_{corr}$	1.35G+1.5Q	400.125	3.89	2.4	8.1	8HA12=9.05
	$M_{max} \rightarrow N_{corr}$	G+Q+Ex	102.20	24.27			
	$N_{min} \rightarrow M_{corr}$	G+Q+Ex	-75.88	1.26			
$5ème\ (30 \times 30)$	$N_{max} \rightarrow M_{corr}$	1.35G+1.5Q	266.86	4.33	2.4	8.1	8HA12=9.05
	$M_{max} \rightarrow N_{corr}$	G + Q + Ex	103.93	25.70			
	$N_{min} \rightarrow M_{corr}$	G+Q+Ex	39.63	11.57			
$6^{ème}(30 \times 30)$	$N_{max} \rightarrow M_{corr}$	1.35G+1.5Q	133.51	3.79	2.4	8.1	8HA12=9.05
	$M_{max} \rightarrow N_{corr}$	G+Q+Ex	29.33	33.28			
	$N_{min} \rightarrow M_{corr}$	G+Q+Ex	22.08	5.29			

Tableau V.16.*Vérification des poteaux à l'E.L.S*

Niveau	Cas	N (kN)	M $(kN.m)$	$A_{choisie}$ (cm^2)	σ_b (MPa)	σ_s (MPa)	$\sigma_s{}'$ (MPa)	*Vérification*
$RDC\,(45\times45)$	$N_{max}\rightarrow M_{corr}$	97.82	2.74	18.46	2.7	55.6	87.2	Oui
	$M_{max}\rightarrow N_{corr}$	38.72	11.95					
	$N_{min}\rightarrow M_{corr}$	-24.43	6.04					
$1^{ére}\,(40\times40)$	$N_{max}\rightarrow M_{corr}$	187.31	2.25	16.08	5.6	100.2	56.2	Oui
	$M_{max}\rightarrow N_{corr}$	82.41	9.18					
	$N_{min}\rightarrow M_{corr}$	-53.84	4.27					
$2^{éme}\,(35\times35)$	$N_{max}\rightarrow M_{corr}$	278.47	2.05	12.31	9.6	60.7	89.2	Oui
	$M_{max}\rightarrow N_{corr}$	126.25	8.31					
	$N_{min}\rightarrow M_{corr}$	-82.76	3.96					
$3^{éme}\,(35\times35)$	$N_{max}\rightarrow M_{corr}$	372.76	3.20	12.31	10.3	77.5	57.2	Oui
	$M_{max}\rightarrow N_{corr}$	171.92	11.54					
	$N_{min}\rightarrow M_{corr}$	-112.18	5.50					
$4^{ème}\,(30\times30)$	$N_{max}\rightarrow M_{corr}$	468	2.59	9.05	8.2	155.3	60.8	Oui
	$M_{max}\rightarrow N_{corr}$	221.27	8.65					
	$N_{min}\rightarrow M_{corr}$	-144.01	4.19					
$5ème\,\times30)$	$N_{max}\rightarrow M_{corr}$	567.53	3.56	9.05	10.2	187.3	79.2	Oui

Tableau V.17.*Vérification de ferraillage des poteaux avec les règlements*

Niveau	Section (cm^2)	$A_{choisie}$ (cm^2)	A_{min} CBA (cm^2)	A_{min} RPA (cm^2)	Vérification
RDC	(45×45)	18.46	7.20	18.22	Oui
1^{er}	(40×40)	16.08	6.40	14.4	Oui
2ème	(35×35)	12.31	5.60	11.02	Oui
3ème	(35×35)	12.31	5.60	11.02	Oui
4ème	(30×30)	9.05	4.80	8.10	Oui
5ème	(30×30)	9.05	4.80	8.10	Oui
6ème	(30×30)	9.05	4.80	8.10	Oui

V.3.1.4.Vérifications des contraintes à l'E.L.S :

Après avoir fait le choix des armatures longitudinales, on doit faire la vérification des contraintes à l'E.L.S,sous les sollicitations les plus défavorables (M_{ser} , N_{ser}) selon les règles B.A.E.L; concernant la flexion composée.

Contrainte limite du béton :

$$\overline{\sigma_b} = 0.6\, f_{c28} = 15\ MPa$$

On doit vérifier que : $\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$

Contrainte limite d'acier :

La fissuration est considérée :

- Peu nuisible (pour les poteaux intermédiaires) : pas de vérification à faire
- préjudiciable (pour les poteaux de rive) :

$$\overline{\sigma_s} = Min\left[(2/3)f_e\ ; 110\sqrt{\eta.f_{tj}}\right] = 201.63\ MPa$$

On doit vérifier que

Tableau V.18.*Vérification de ferraillage des poteaux avec les règlements*

Niveau	Section (cm^2)	$A_{choisie}$ (cm^2)	A_{min} CBA (cm^2)	A_{min} RPA (cm^2)	Vérification
RDC	(45×45)	18.46	7.20	18.22	Oui
1^{er}	(40×40)	16.08	6.40	14.4	Oui
2ème	(35×35)	12.31	5.60	11.02	Oui
3ème	(35×35)	12.31	5.60	11.02	Oui
4ème	(30×30)	9.05	4.80	8.10	Oui
5ème	(30×30)	9.05	4.80	8.10	Oui
6ème	(30×30)	9.05	4.80	8.10	Oui

V.3.1.5.Vérification de l'effort tranchant des poteaux :

Contrainte de cisaillement :

Le calcul de la contrainte du cisaillement se fait au niveau de l'axe neutre de la section. La contrainte de cisaillement est en fonction de dimensions de la section ainsi que l'effort tranchant à l'état limite ultime, elle est donné par :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b.d}$$

a) Contrainte limite de cisaillement selon CBA93 :

Selon le CBA93, la contrainte limite de cisaillement du béton est donné précédemment dans le tableau V.11.

b) Contrainte limite de cisaillement selon RPA99 version2003 :

Selon le RPA99 version2003, la contrainte limite de cisaillement du béton est donnée par la formule suivante : $\bar{\tau}_{bu} = \rho_d . f_{c28}$

$$\rho_d = \begin{cases} 0.075 & si \quad \lambda > 5 \\ 0.04 & si \quad \lambda \leq 5 \end{cases} \qquad \lfloor 24 \qquad \lambda = \frac{L_f}{i} \qquad , \qquad i = \sqrt{\frac{I}{B}}$$

Avec :

λ : élancement mécanique ; Lf : Longueur de flambement

i : Rayon de giration ; I : Moment d'inertie du poteau

B : Section du poteau

Tableau V.19.*Vérification des contraintes de cisaillement des poteaux*

Niveau	*Section* (cm^2)	$T_u\ (kN)$	$\tau_u\ (MPa)$	λ	ρ_d	$\tau_{bu}\ RPA$ (MPa)	$\tau_{bu}\ CBA$ (MPa)	Vérification
RDC	(45×45)	17.28	0.09	18.32	0.075	1.875	3.26	Oui
1^{er}	(40×40)	30.68	0.02	18.53	0.075	1.875	3.26	Oui
$2^{ème}$	(35×35)	30	0.2	21.18	0.075	1.875	3.26	Oui
$3^{ème}$	(35×35)	29.74	0.2	21.18	0.075	1.875	3.26	Oui
$4^{ème}$	(30×30)	25.31	0.3	24.71	0.075	1.875	3.26	Oui
$5^{ème}$	(30×30)	27.84	0.2	24.71	0.075	1.875	3.26	Oui
$6^{ème}$	(30×30)	18.47	0.2	24.71	0.075	1.875	3.26	Oui

V.3.2.Armatures transversales :

D'après le RPA99 version2003 [Art A.7.4.2.2] les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$A_t = \frac{\rho_a . t . T_u}{h_l . f_e}$$

T_u : effort tranchant

h_l : hauteur totale de la section brute

t : espacement des armatures transversales

$$t \leq \begin{cases} 10\ cm \text{zone nodale} \\ Min[b_1/2\ ;\ h_1/2\ ; 10\emptyset_l] \text{zone courante} \end{cases}$$

$\emptyset_l$: diamètre minimale des armatures longitudinales

ρ_a : coefficient correcteur en fonction de l'élément, il est donné comme suit :

$$\rho_a = 2.5 \qquad si \quad \lambda > 5$$

$$\rho_a = 3.75 \qquad si \quad \lambda \leq 5$$

La quantité minimale d'armatures transversales en % est donnée par :

$$\frac{A_t}{t.b_1} \geq 0.3\% \quad si \quad \lambda > 5$$

$$0.3\% \leq \frac{A_t}{t.b_1} \leq 0.8\% \quad si \quad 3 \leq \lambda \leq 5$$

$$\frac{A_t}{t.b_1} \geq 0.8\% \quad si \quad \lambda \leq 3$$

Tableau V.20.*Ferraillage transversal des poteaux*

Niveau	*Section* (cm^2)	T_u (kN)	λ	*Zone*	$S_t(cm)$ *RPA*	$A_{t\ calc}$ (cm^2)	$S_{t.choisie}$ (cm)	$A_{t.choisie}$ (cm^2)
RDC	(45×45)	17.28	18.32	Nodale	10.83	1.3	10	4Ø8=2.01
				Courante	14	1.97	15	4Ø8=2.01
1^{er}	(40×40)	30.68	18.53	Nodale	10	1.2	10	4Ø8=2.01
				Courante	14	1.76	15	4Ø8=2.01
$2^{ème}$	(35×35)	30	21.18	Nodale	10	1.05	10	4Ø8=2.01
				Courante	14	1.65	15	4Ø8=2.01
$3^{ème}$	(35×35)	29.74	21.18	Nodale	10	1.05	10	4Ø8=2.01
				Courante	14	1.65	15	4Ø8=2.01
$4^{ème}$	(30×30)	25.31	24.71	Nodale	10	0.9	10	4Ø8=2.01
				Courante	14	1.36	15	4Ø8=2.01
$5^{ème}$	(30×30)	27.84	24.71	Nodale	10	0.9	10	4Ø8=2.01
				Courante	14	1.36	15	4Ø8=2.01
$6^{ème}$	(30×30)	*18.47*	24.71	Nodale	10	0.9	10	4Ø8=2.01
				Courante	16	1.36	15	4Ø8=2.01

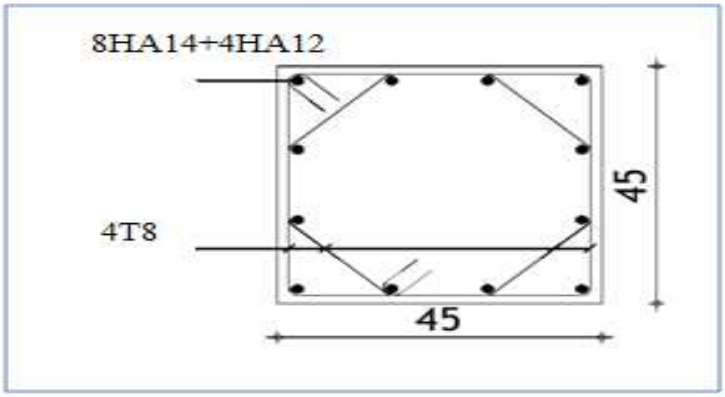


Figure V.10Ferraillage poteaux (45 × 45)

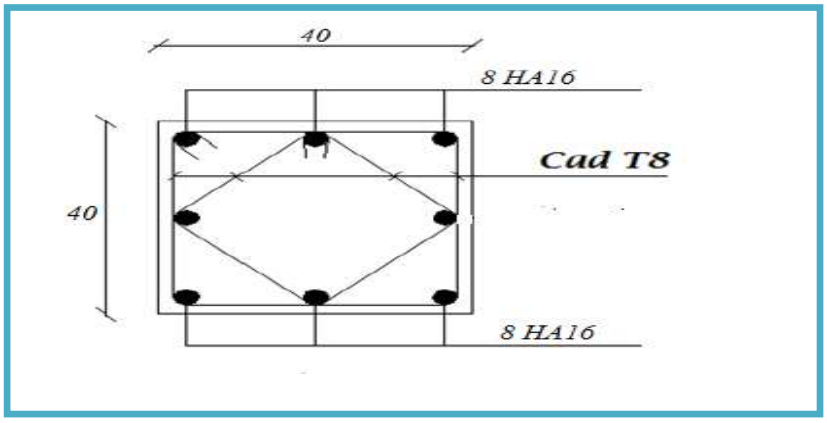


Figure.V.11.*Ferraillage poteaux* (40 × 40)

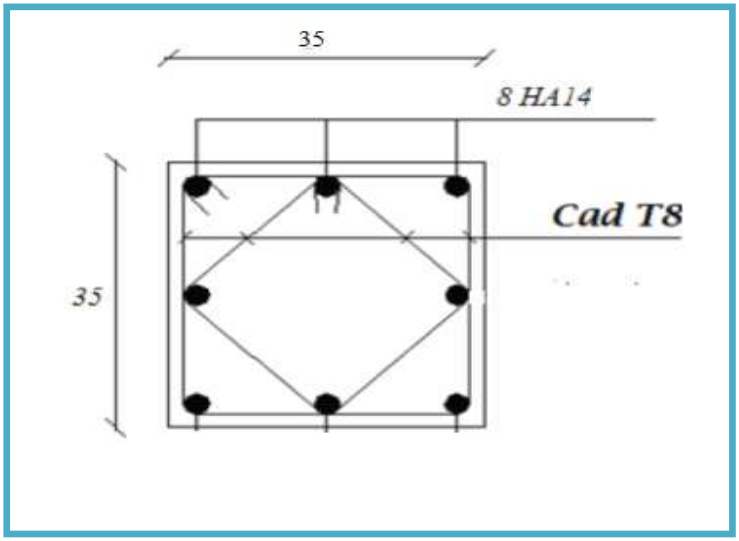


Figure V.12.Ferraillage poteaux (35 × 35)

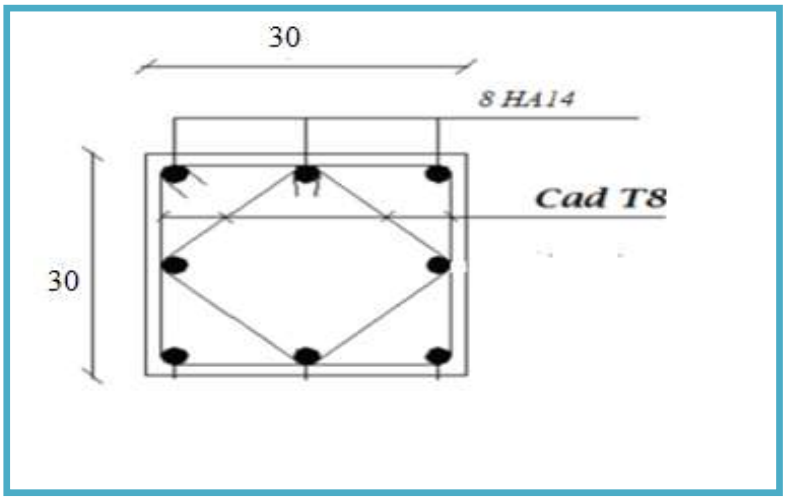


Figure.V.13. Ferraillage poteaux (30×30)

La zone de recouvrement des poteaux est :

$$L_r = 50\ \emptyset = \begin{cases} 70\ \text{cm pour } \emptyset = 14\text{mm} \\ 80\ \text{cm pour } \emptyset = 16\text{mm} \end{cases}$$

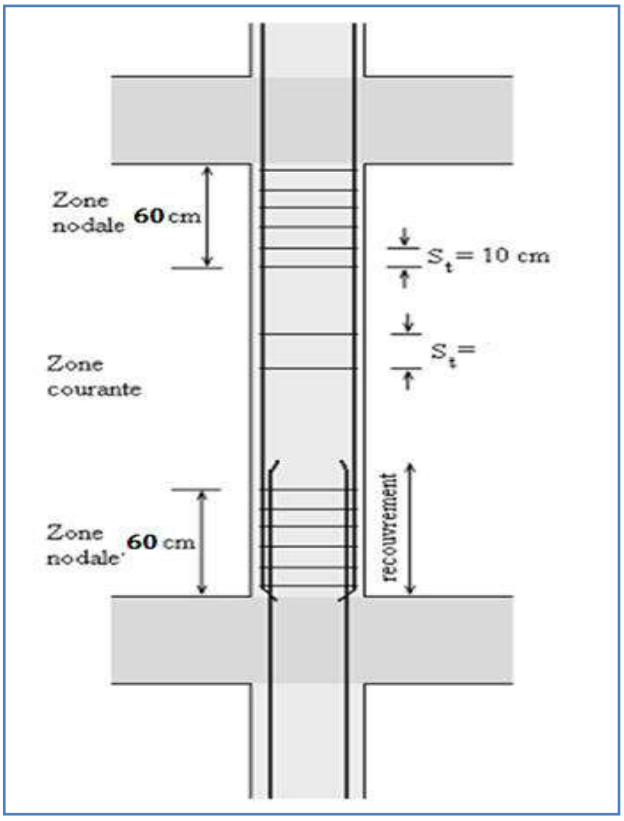


Figure V.14.Disposition des armatures dans les poteaux

V.4.FERRAILLAGE DES VOILES :

Les voiles sont des éléments verticaux porteurs, dans notre bâtiment, sont utilisés comme des éléments de contreventement dans les deux directions orthogonales, et sont disposés pour :

- Reprendre une charge verticale suffisante pour assurer la stabilité.
- Assurer une transmission directe des forces aux fondations.
- Minimiser les effets de torsion.

V.4.1.Les voiles pleins :

Le ferraillage des voiles sera calculé à partir des combinaisons des sollicitations dues aux charges verticales " G " et " Q " et horizontales " E ", les forces verticales provoquent les efforts normaux, tandis que les forces horizontales provoquent des efforts tranchants ainsi que des moments fléchissant.

V.4.2Voiles avec files d'ouvertures:

V.4.2.1.Les trumeaux:

Les trumeaux seront calculés en flexion composée avec effort tranchant. Le calcul des trumeaux se fera exclusivement dans la direction de leur plan moyen en appliquant les règles classiques de béton armé CBA93.

- Le calcul en flexion composé avec M et N permet de déterminer les aciers verticaux.
- Le calcul en effort tranchant V permet de déterminer les aciers horizontaux.

V.4.2.2.Les linteaux :

Les voiles avec files d'ouvertures sont constitués par des trumeaux reliés entre eux par des poutres de couplages "linteaux".

On à : $\tau_b = \dfrac{1.4\, V_u}{b_0 \times d}$

On distingue deux cas :

a) Premier cas : $\boldsymbol{\tau_b \leq 0.06 f_{c28}}$:

Les linteaux sont calculés en flexion simple, (avec les efforts M, V)

On devra disposer :

- Des aciers longitudinaux de flexion (A_l).
- Des aciers transversaux (A_t)
- Des aciers en partie courante (aciers de peau) (A_c)

b) Deuxième cas : $\boldsymbol{\tau_b > 0.06 f_{c28}}$:

Dans ce cas, il y a lieu de disposer les ferraillages longitudinaux (supérieurs et inférieurs), transversaux et en zone courante (armatures de peau) suivant les minimums réglementaires.

Les efforts (M,V) sont repris suivant des bielles diagonales (de compression et de traction) suivant l'axe moyen des armatures diagonales (A_D)à disposer obligatoirement.

V.4.3.Recommandation selon les règlements :

V.4.3.1.Armatures verticales :

a) Selon le CBA93 :

$$0.1\% \leq \frac{2A_v}{a.b} \leq 5\%$$

A_v : Section d'armatures verticales

a : épaisseur du voile

b : largeur de la zone tendue du voile

b) Selon leRPA99 version2003 ►► [Art 7.7.4] ◄◄ :

$A_{min} \geq 0.20\% \times B_t$ (B_t: la section horizontale tendue du voile).

$A_{min} \geq 0.15\% \times B$ (B: lasection globale du voile).

$A_{min} \geq 0.10\% \times B_c$ (B_c: lasection courante du voile).

$S_v \leq Min[1.5a\ ;\ 30cm]$ (S_v: l'espacement des barres verticales).

$$S_v = \begin{cases} S_v & \text{(zone courante)} \\ S_v/2 & \text{(zone d'extrémité= } L/10\text{)} \end{cases}$$

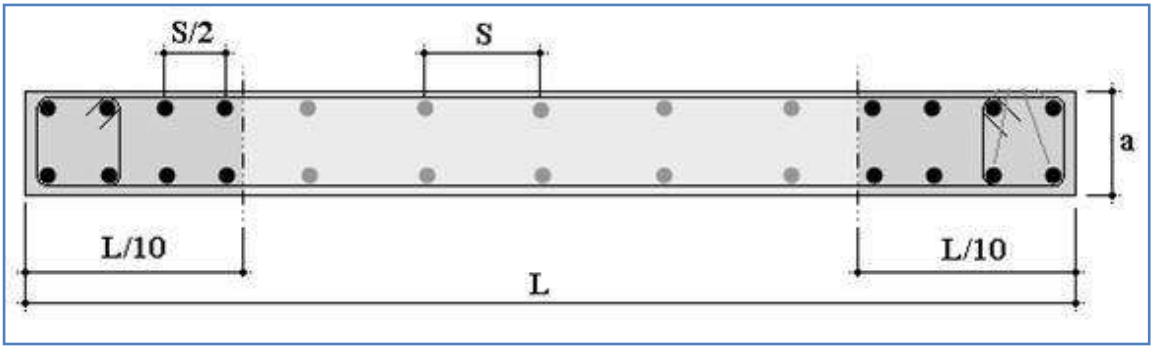


Figure V.15.Disposition des armatures verticales des voiles

V.4.3.2.Armatures horizontales :

Le voile doit avoir des armatures horizontales (A_h)disposées perpendiculairement aux armatures verticales, leur rôle est de supporter l'effort tranchant " V ".

a) Selon le CBA93 :

$$\emptyset_h \leq Min\left[\frac{h}{35}; \frac{a}{10}; \emptyset_v\right]$$

$\emptyset_h$: Diamètre d'armatures horizontales

$\emptyset_v$: Diamètre d'armatures verticales

$$S_h \leq Min[0.9d\ ;\ 40cm] \quad , \quad S_h \leq \frac{A_h . f_e}{0.4\ a} \quad , \quad S_h \leq \frac{0.9\ f_e}{\gamma_s . a . \tau_b}$$

$$\overline{\tau_b} = Min\left[0.15\ \frac{f_{c28}}{\gamma_b}\ ;\ 4MPa\right] \quad (fissuration\ préjudiciable)$$

b) Selon le RPA99 version2003 :

$$\emptyset_h \leq \frac{a}{10} \quad , \quad S_h \leq \frac{A_h . h}{0.003} \quad , \quad S_h \leq Min[1.5a\ ;\ 30cm]$$

V.4.3.3.Armatures transversales :

les armatures transversales des voiles sont des armatures rondes lisses de nuance FeE235, elles sont perpendiculaires aux faces du refend, elles relient les deux nappes d'armatures. Il faut disposer au moins 4 épingles par mètre carré du voile.

Autres recommandations : (CBA93 et RPA99 version2003)

La longueur de recouvrement doit être égale :

- $40\emptyset$: Pour les barres situées dans les zones où le renversement de signes des efforts est possible.
- $20\emptyset$: Pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

Les barres horizontales doivent être munies de crochets de 135°, ayant une longueur de $10\emptyset$dans l'extrémité de l'armature.

Il est possible de concentrer des armatures de traction à l'extrémité du voile.

Tableau V.21.*Les données de calcul*

Situation durable		Situation accidentelle	
Béton	Acier	Béton	Acier
$\gamma_b = 1.5$	$\gamma_s = 1.15$	$\gamma_b = 1.15$	$\gamma_s = 1$
$f_{c28} = 25\ MPa$	$Fe\ E400$	$f_{c28} = 25\ MPa$	$Fe\ E400$
$\sigma_b = 14.17\ MPa$	$\sigma_s = 348\ MPa$	$\sigma_b = 18.48\ MPa$	$\sigma_s = 400\ MPa$

V.4.4.Ferraillage des voiles pleins :

V.4.4.1.Armatures verticales :

Tableau V.22.*Calcul des armatures verticales des voiles pleins*

Niveau	Voile	$S\ (cm^2)$	$N\ (kN)$	$M\ (kN.m)$	$A_{calcul\ ée}$ (cm^2)	$S_t\ (cm^2)$	$A_{choisie}$ (cm^2)
RDC	V1	20×380	956.26	2781.33	18	15	2×24HA10=18.85
	V2	20×285	1050.71	1214.82	14.2	15	2× 10HA10=15.71
	V3	20×300	1873.99	1631.11	14.8	15	2×10HA10=15.71
	V4	20×320	977.78	1221.14	15.6	15	2×10HA10=15.71
$1^{ème}$ Etage	V1	20×380	888.86	2189.79	18	15	2×24HA10=18.85
	V2	20×285	799.76	672.82	14.2	15	2×10HA10=15.71
	V3	20×300	1580.47	1322.91	14.8	15	2×10HA10=15.71
$2^{ème}$ et $3^{ème}$ Etage	V1	20×380	803.16	1756.50	14.2	15	2×10HA10=15.71
	V2	20×285	639.81	6174.48	14.2	15	2×10HA10=15.71
	V3	20×300	1288.89	1142.22	14.8	15	2×10HA10=15.71
$4^{ème}$ et $5^{ème}$ et $6^{ème}$ étage	V1	20×380	517.58	842.98	18	15	2×24HA10=18.85
	V2	20×285	367.62	3548.88	14.2	15	2×10HA10=15.71
	V3	20×300	633.65	668.29	14.8	15	2×10HA10=15.71

La fissuration est préjudiciable, donc :

$$\overline{\sigma_b} = 0.6\, f_{c28} = 15\ MPa \qquad et \qquad \overline{\sigma_s} = Min\left[(2/3) f_e\ ; 110\sqrt{\eta . f_{tj}}\right] = 201.63\ MPa$$

Alors on doit vérifier que : $\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$ $\quad et \quad$ $\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$

Tableau V.22.*Vérification des contraintes à l'E.L.S*

Niveau	Voile	$S\ (cm^2)$	$N\ (kN)$	$M\ (kN.m)$	$A_{choisie}$ (cm^2)	σ_b (MPa)	σ_s (MPa)	$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$ $\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$
RDC	V1	20×380	800.63	79.73	2×9.42=18.85	0.9	12.8	Oui
	V2	20×285	628.16	14.71	2× 7.85=15.71	0.8	11.6	Oui
	V3	20×300	690.31	40.07	2×7.85=15.71	0.9	12.8	Oui
	V4	$20 \times 3{,}20$	728.86	910.90	2×7.85=15.71	2.1	31.7	Oui
1^{er} Etage	V1	20×380	737.82	68.30	2×9.42=18.85	0.8	12.6	Oui
	V2	20×285	568.56	6.89	2×7.85=15.71	0.7	11.2	Oui
	V3	20×300	619.64	32.49	2×7.85=15.71	0.8	12.4	Oui
$2^{ème}$ et $3^{ème}$ Etage	V1	20×380	665.13	58.39	2×7.85=15.71	0.8	12.1	Oui
	V2	20×285	503.34	2.80	2×7.85=15.71	0.5	8.2	Oui
	V3	20×300	540.70	38.85	2×7.85=15.71	0.8	11.9	Oui
4 ème et 5ème et 6 ème étage	V1	20×380	432.91	27.18	2×9.42=18.85	0.5	8	Oui
	V2	20×285	326.21	10.21	2×7.85=15.71	0.5	7.6	Oui
	V3	20×300	339.08	42.33	2×7.85=15.71	0.6	8.6	Oui

Tableau V.23.*Vérification selon les règlements CBA93 et RPA99 version2003*

Niveau	Voile	$S\ (cm^2)$	$A_{choisie}$ (cm^2)	$A_{min}\ CBA$ (cm^2)	$A_{min}\ RPA$ (cm^2)	Vérification
RDC	V1	20×380	2×24HA10=18.85	7.6	11.4	Oui
	V2	20×285	2× 10HA10=15.71	5.7	8.55	Oui
	V3	20×300	2×10HA10=15.71	6	9	Oui
	V4	20×320	2×10HA10=15.71	6.4	9.6	Oui
1^{er} Etage	V1	20×380	2×24HA10=18.85	7.6	11.4	Oui
	V2	20×285	2×10HA10=15.71	5.7	8.55	Oui
$2^{ème}$ et $3^{ème}$ étage	V1	20×380	2×10HA10=15.71	7.6	11.4	Oui
	V2	20×285	2×10HA10=15.71	5.7	8.55	Oui
	V3	20×300	2×10HA10=15.71	6	9	Oui
$4^{ème}$ et $5^{ème}$ et $6^{ème}$ étage	V1	20×380	2×24HA10=18.85	7.6	11.4	Oui
	V2	20×285	2×10HA10=15.71	5.7	8.55	Oui
	V3	20×300	2×10HA10=15.71	6	9	Oui

V.4.4.2.Armatures horizontales :

Tableau V.21.*Calcul des armatures horizontales des voiles pleins*

Niveau	Voile	$S\ (cm^2)$	$A_{calcul\ ée}$ (cm^2/ml)	$S_t\ (cm)$	$A_{choisie}$ (cm^2/ml)
RDC	V1	20×380	11.78	15	*2×7HA10=11.00*
	V2	20×285	11.78	15	*2×7HA10=11.00*
	V3	20×300	11.78	15	*2×7HA10=11.00*
	V4	20×320	11.78	15	*2×7HA10=11.00*
1^{er} Etage	V1	20×380	10.45	15	*2×7HA10=11.00*
	V2	20×285	10.45	15	*2×7HA10=11.00*
$2^{ème}$ et $3^{ème}$	V1	20×380	10.45	15	*2×7HA10=11.00*
	V2	20×285	10.45	15	*2×7HA10=11.00*
$4^{ème}$ et $5^{ème}$ et $6^{ème}$ étage	V1	20×380	10.45	15	*2×7HA10=11.00*
	V2	20×285	10.45	15	*2×7HA10=11.00*

V.4.4.3.Armatures transversales :

Les deux nappes d'armatures des voiles seront reliées par des aciers de coutures (épingles). Ces derniers sont destinés pour empêcher le flambement des armatures verticales ou encore à assurer la transmission des efforts au droit des recouvrements.

Dont le diamètre des armatures $\emptyset_t$ est tel que $\emptyset_t \geq \emptyset_v/3$, $\emptyset_v$ étant le diamètre des armatures verticales maintenues par les épingles.

$\emptyset_v = 10mm \quad \Rightarrow \quad \emptyset_t \geq 10/3 = 3.33mm \quad \Rightarrow \quad On\ adopte : \ \emptyset_t = 6mm.$

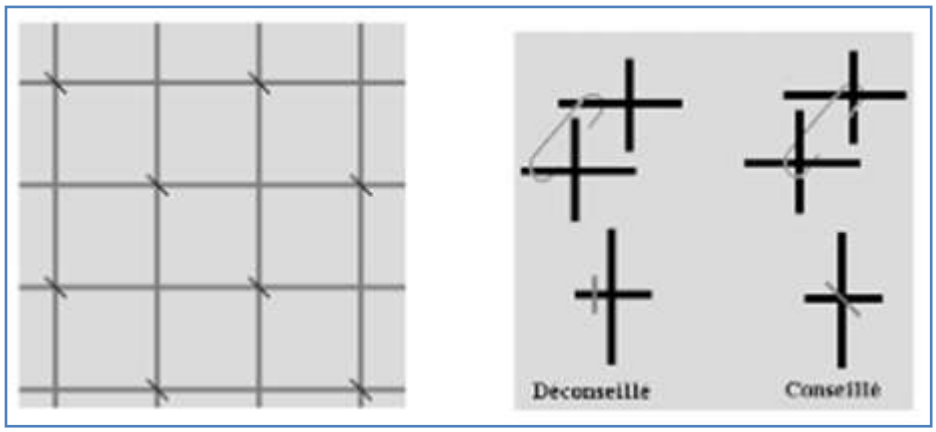


Figure V.16*.Disposition des épingles*

La zone de recouvrement des voiles est : $L_r = 50\ \emptyset = 50\ cm$

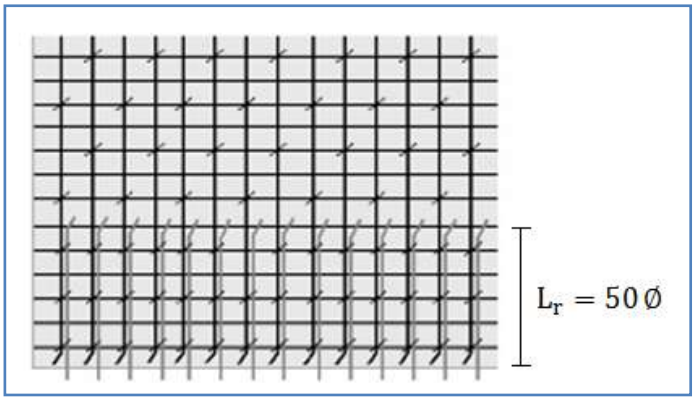


Figure V.17.*La zone de recouvrement des voiles*

V.4.5.Ferraillage des voiles avec files d'ouvertures:

V.4.5.1.Les trumeaux :

V.4.5.1.1.Armatures verticales :

Tableau V.23.*Calcul des armatures verticales des trumeaux*

Niveau	Voile	$S\ (cm^2)$	$N\ (kN)$	$M\ (kN.m)$	$A_{calcul\ ée}$ (cm^2)	$S_t\ (cm^2)$	$A_{choisie}$ (cm^2)
1^{er} Etage	V3	20×300	4054.15	1765.20	14.70	15	2×7HA12=15.84
	V4	20×320	378.51	896.41	15.2	15	2×7HA12=15.84
$2^{ème}$ et $3^{ème}$ Etage	V3	20×300	497.77	287.48	14.70	15	2×7HA12=15.84
	V4	20×320	1384.68	4823.03	14.8	15	2×7HA12=15.84
$4^{ème}$ et $5^{ème}$ et $6^{ème}$ étage	V3	20×300	6717.48	3326.67	14.70	15	2×7HA12=15.84
	V4	20×320	742.64	2648.25	14.4	15	2×7HA12=15.84

Tableau V.24.*Vérification des contraintes à l'E.L.S des trumeaux*

Niveau	Voile	$S\ (cm^2)$	$N\ (kN)$	$M\ (kN.m)$	$A_{choisie}$ (cm^2)	σ_b (MPa)	σ_s (MPa)	$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$ $\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$
$1^{ère}$ étage	V3	20×300	82.62	36.46	2×7.92	0.1	2.8	Oui
	V4	20×320	88.56	11.81	2×7.92	0.1	1.9	Oui
$2^{ème}$ et $3^{ème}$ Etage	V3	20×300	87.36	22.00	2×7.92	0.1	2.5	Oui
	V4	20×320	82.44	10.77	2×7.92	0.1	1.1	Oui
$4^{ème}$ et $5^{ème}$ *et* $6^{ème}$ étage	V3	20×300	56.18	11.42	2×7.92	0.1	1.5	Oui
	V4	20×320	54.69	5.90	2× 7.92	0.1	1.3	Oui

Tableau V.25.*Vérification selon les règlements CBA93 et RPA99 version2003*

Niveau	*Voile*	$S\ (cm^2)$	$A_{choisie}$ (cm^2)	$A_{min}\ CBA$ (cm^2)	$A_{min}\ RPA$ (cm^2)	Vérification
1ère étage	V3	20×300	2×7HA12=15.84	6.4	9.6	Oui
	V4	20×320	2×7HA12=15.84	6.4	9.6	Oui
2ème et 3ème Etage	V3	20×300	2×7HA12=15.84	6.4	9.6	Oui
	V4	20×320	2×7HA12=15.84	6.4	9.6	Oui
4ème et 5ème *et 5ème* Etage	V3	20×300	2×7HA12=15.84	6.4	9.6	Oui
	V4	20×320	2×7HA12=15.84	6.4	9.6	Oui

V.4.5.1.2.Armatures horizontales :

Tableau V.26.*Calcul des armatures horizontales des trumeaux*

Niveau	*Voile*	$S\ (cm^2)$	$A_{calcul\ ée}$ (cm^2/ml)	$S_t\ (cm)$	$A_{choisie}$ (cm^2/ml)
1ère étage	V3	20×300	10.21	20	2×7HA10=10.98
	V4	20×320	10.45	20	2×7HA10=10.98
2ème et 3ème Etage	V3	20×300	10.21	20	2×7HA10=10.98
	V4	20×320	10.45	20	2×7HA10=10.98
4ème et 5ème *E*étage	V3	20×300	10.21	20	2×7HA10=10.98
	V4	20×320	10.45	20	2×7HA10=10.98

V.4.5.2.Les linteaux :

V.4.5.2.1.Premier cas : $\tau_b \leq 0.06 f_{c28}$:

a) Aciers longitudinaux :

$$A_l \geq \frac{M}{(h - 2d').f_e}$$

$$M = 1.4\ M_u$$

h : La hauteur totale du linteau.

$d^{'}$: La distance d'enrobage.

b) Aciers transversaux :

$$\lambda = \frac{l}{h} \quad \begin{cases} \lambda > 1 \quad \Rightarrow \quad \text{linteaux longs} \\ \lambda \leq 1 \quad \Rightarrow \quad \text{linteaux courts} \end{cases}$$

l : portée du linteau.

Linteaux longs :

$$S \leq \frac{A_t \, . f_e (h - 2d^{'})}{1.4 \, V_u}$$

S : Espacement des cours d'armatures transversales.

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

Linteaux courts :

$$S \leq \frac{A_t \, . f_e . l}{V + \, A_t \, . f_e}$$

$$V = Min\left[2V_u \;\; ; \;\; \frac{M_{ci} + M_{cj}}{l_{ij}}\right]$$

Avec M_{ci} et M_{cj} moments « résistants ultimes » des sections d'about à gauche et à droite du linteau de portée l_{ij} et calculés par :

$$M_c = A_l \, . f_e (h - 2d^{'})$$

V.4.5.2.2.Deuxième cas : $\boldsymbol{\tau_b > 0.06 f_{c28}}$:

$$A_D = \frac{V}{2 f_e \, sin\alpha} \qquad ; \qquad tg\alpha = \frac{h - 2d^{'}}{l}$$

Ferraillage minimal selon RPA99 version2003 ►► [Art 7.7.3.3] ◄◄ :

$$(A_l \, ; A^{'}{}_l) \geq 0.0015 \; b.h$$

$$A_c \geq 0.0020 \; b.h$$

$$A_t \geq 0.0015 \; b.S \qquad si \quad \tau_b \leq 0.025 \; f_{c28}$$

$$A_t \geq 0.0025 \; b.S \qquad si \quad \tau_b > 0.025 \; f_{c28}$$

$$A_D \geq 0.0015\ b.h \qquad si \quad \tau_b > 0.06\ f_{c28}$$

$$A_D \geq 0 \qquad si \quad \tau_b \leq 0.06\ f_{c28}$$

Tableau V.27.*Détermination de la sollicitation de calcul des linteaux*

Niveau	Voile	e $(cm$	h (cm)	l (cm)	V (kN)	M $(kN.m)$	τ_b $(MPa$	Mode de travail
1^{er} - $2^{ème}$	V3	20	166	120	781.55	99.46	2.62	Traction/compression
	V4	20	166	120	858.24	101.88	2.87	Traction/compression
$2^{ème}$ - $3^{ème}$	V3	20	166	120	631.27	92.33	2.11	Traction/compression
	V4	20	166	120	635.12	95.41	2.13	Traction/compression
$3^{ème}$ - $4^{ème}$	V3	20	166	120	332.04	80.51	1.11	Flexion simple
	V4	20	166	120	426.24	84.532	1.43	Flexion simple
$4^{ème}$ - $5^{ème}$	V3	20	166	120	309.47	76.20	1.04	Flexion simple
	V4	20	166	120	334.20	80.02	1.12	Flexion simple
$5^{ème}$ – $6^{ème}$	V3	20	166	120	292.27	54.23	0.98	Flexion simple
	V4	20	166	120	299.88	58.27	1.00	Flexion simple
$6^{ème}$ étage	V3	20	83	120	233.24	43.20	1.56	Traction/compression
	V4	20	83	120	250.64	52.15	1.68	Traction/compression

Tableau V.28.*Calcul d'armatures longitudinales et transversales des linteaux*

Niveau	Voile	$A_{calcul\ ée}\ (cm^2)$				$A_{choisie}\ (cm^2)$			
		A_l	A_t	A_c	A_D	A_l(cm²)	A_t(cm²)	A_c(cm²)	A_D(cm²)
1^{er} - $2^{ème}$	V3	4.98	0.56	6.64	13.25	4HA14=6.16	2HA8=1.01	14HA10=11	8HA14=12.32
	V4	4.98	0.56	6.64	13.25	4HA14=6.16	2HA8=1.01	14HA10=11	8HA14=12.32
$2^{ème}$ - $3^{ème}$	V3	4.98	0.56	6.64	9.75	4HA14=6.16	2HA8=1.01	14HA10=11	8HA14=12.32
	V4	4.98	0.56	6.64	9.81	4HA14=6.16	2HA8=1.01	14HA10=11	8HA12=9.05
$3^{ème}$ - $4^{ème}$	V3	1.70	0.79	/	/	4HA12=4.52	2HA10=1.57	/	/
	V4	1.79	0.79	/	/	4HA14=6.16	2HA10=1.57	/	/
$4^{ème}$ - $5^{ème}$	V3	1.61	0.79	/	/	4HA12=4.52	2HA10=1.57	/	/
	V4	1.69	0.79	/	/	4HA12=4.52	2HA10=1.57	/	/
$5^{ème}$ – $6^{ème}$	V3	1.15	0.79	/	/	2HA12=2.26	2HA10=1.57	/	
	V4	2.47	0.79	/	/	4HA14=6.16	2HA10=1.57	/	/
$6^{ème}$ étage	V3	4.98	0.56	6.64	3.60	4HA14=6.16	2HA8=1.01	14HA10=11	8HA12=9.05
	V4	4.98	0.56	6.64	3.87	4HA14=6.16	2HA8=1.01	14HA10=11	8HA14=12.32

CHAPITRE VI

Etude de l’infrastructure

VI.1.INTRODUCTION :

Les fondations d'une structure sont les éléments de l'infrastructure situés au-dessous du niveau de base (contact avec le sol), auxquelles elles transmettent les charges et surcharges de la structure au sol, donc elles constituent la partie essentielle de l'ouvrage.

Une fondation est un organe de transmission des charges de la superstructure au sol, elle ne peut être calculée que si l'on connaît la superstructure et ses charges, d'une part et les caractéristiques du sol d'autre part.

Les fondations doivent assurer deux fonctions essentielles :

- Reprendre les charges et les surcharges supportées par la structure.
- Transmettre les charges et les surcharges au sol dans de bonnes conditions, de façon à assurer la stabilité de l'ouvrage.

Le dimensionnement des fondations doit être compatible avec la capacité portante admissible du sol.

VI.2.TYPES DE FONDATIONS :

Les fondations peuvent être classées en trios 3 types :

- Fondations superficielles (semelles isolées, semelles filantes, radiers, ...)
- Fondations semi profondes (puits)
- Fondations profondes (pieux)

VI.3.CARACTERISTIQUES DU SOL :

Pour projeter correctement une fondation, Il est nécessaire d'avoir une bonne connaissance de l'état des lieux, au voisinage de la construction à édifier, mais il est surtout indispensable d'avoir des renseignements aussi précis que possible sur les caractéristiques géotechniques des différentes couches qui constituent le terrain.

Les caractéristiques du sol sont déterminées dans le rapport du sol donné par le laboratoire "SETAM de Médéa".

VI.3.1.Capacité portante du sol :

La charge limite du sol, notée q_L, est la pression au-delà de laquelle le sol rompe par cisaillement. Elle est donnée par :

$$q_L = R_P/\beta$$

Avec β : coefficient de portance compris entre 5 et 7.

La capacité portante (ou taux du travail) du sol est la contrainte admissible acceptable que l'on prenne en compte pour dimensionner les fondations de l'ouvrage ; elle est notée q_{adm} et telle que : $q_{adm} = q_L/F$; F étant un coefficient de sécurité pris égal à 3 dans le cas des fondations superficielles.

En tenant compte de ces deux coefficients (β et F), la valeur de q_{adm} peut être évaluée à partir des résultats de l'essai au pénétromètre dynamique lourd par la formule :

$$q_{adm} = \frac{R_P}{25}$$

En tenant compte de la valeur adoptée de la résistance équivalente $\boldsymbol{R_p = 40\ bars}$ à partir de la profondeur $\mathrm{z} = 2.00\mathrm{m}$ (voir ci-dessus), la valeur calculée de la pression admissible à partir de cette profondeur est :

$$\boldsymbol{q_{adm} = 1,60\ bars}$$

VI.3.2.Ancrage des fondations :

L'assise des fondations, correspondante à la capacité portante adoptée supra, doit être au minimum égale à deux mètres (2.00m) à partir du niveau du terrain naturel ; soit :

$$\boldsymbol{D = 2,00m}$$

Les caractéristiques de ce sol sont : $\varphi = 22°$, $C = 0{,}43\ bars$, $\gamma_h = 19{,}80\ kN/m^3$

On doit justifier le choix du type de fondation correspondante à la capacité portante du sol $\sigma_{sol} = 1.50\ bar$ avec un ancrage de 2.00 m du niveau du terrain naturel.

VI.4.CHOIX DU TYPE DE FONDATION :

Le choix du type de fondation dépend de :

- Type d'ouvrage à construire ;
- La nature et homogénéité du bon sol ;
- La capacité portante du terrain de fondation ;
- La raison économique ;
- La facilité de réalisation ;
- La distance entre axes des poteaux.

VI.4.1.Semelle isolée sous poteau :

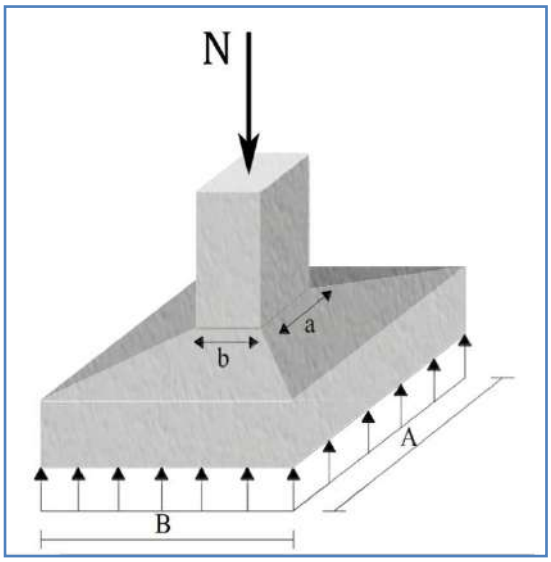


Figure 1Semelle isolée sous poteau

$$S = A.B \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}} \quad , \quad \frac{a}{b} = \frac{A}{B} \quad \Rightarrow \quad A = \frac{a}{b}.B \quad , \quad B \geq \sqrt{\frac{N_{ser}.b}{\sigma_{sol}.a}} \quad , \quad h \geq \frac{B-b}{4} + c$$

$$\sigma_{sol} = 0{,}150\ MPa \quad , \quad a = b = 45\ cm \quad , \quad c = 2{,}5\ cm$$

Tableau VI.01 *Dimensionnement des semelles isolées*

Semelle	N_{ser} (kN)	B (m)	$B_{choisie}$ (m)	h (m)	d (m)
S1	968.54	2.54	2.60	0.56	0.53
S2	697.24	2.15	2.20	0.46	0.43
S3	385.36	1.6	1.8	0.36	0.33

Vérifications des contraintes :

Il faut vérifier que : $\sigma \leq [\sigma_{sol}]$

$$\sigma = \frac{\sum N_{ser}}{S_{semelle}} = \frac{N_{ser} + P_{semelle} + P_{amorces\ poteaux} + P_{remblai}}{S_{semelle}}$$

Avec : $S_{semelle} = B^2_{(choisie)}$

$P_{semelles} = B^2_{(choisie)} \times h \times \rho_{béton}$

$P_{amorces\ poteaux} = a \times b \times h' \times \rho_{béton}$; *avec :* $h' = D - h$

$P_{remblai} = a \times b \times h' \times \gamma_{sol}$; $\gamma_{sol} = 19.8$

Tableau VI.02.*Vérification des contraintes*

Semelle	N_{ser} (kN)	$P_{semelle}$ (kN)	$P_{amorces\ pot}$ (kN)	$P_{remblai}$ (kN)	$S_{semelle}$ (m^2)	σ (MPa)	$\sigma \leq [\sigma_{sol}]$
S1	968.54	94.64	7.29	5.77	6.76	0.15	Oui
S2	697.24	55.66	7.80	6.17	4.84	0.15	Oui
S3	385.36	29.16	8.30	6.57	3.24	0.13	Oui

Conclusion :

$\sigma \leq [\sigma_{sol}]$ est vérifier

Vérification du chevauchement des semelles :

$$L \geq \frac{1.5(B + B')}{2}$$

Tableau VI.03*.Vérification du chevauchement des semelles.*

	Semelle	$L\ (m)$	B	B'	$1{,}5(B1 + B)/2$	$L \geq$
Y	S1-S2	3.00	2.60	2.60	3.9	C.N.V
	S2-S3	3.00	2.20	2.20	3.3	C.N.V

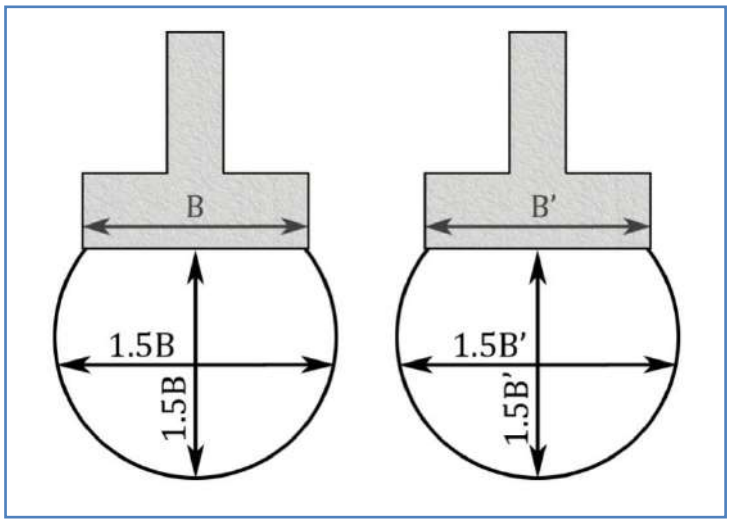


Figure 2La proposition des semelles isolées

Il y a un chevauchement des semelles, donc on passe aux semelles filantes.

VI.4.2.Semelle filante sous voiles et poteaux :

VI.4.2.1.Dimensionnement :

a) L'enrobage " e " :

Le sol ne peut donner qu'une fissuration préjudiciable ou très préjudiciable. Pour cela, l'enrobage ne peut être inférieur à 3 cm.

b) La largeur " B " de la semelle :

Le calcul de la largeur " B " de la semelle se fait sur la base de l'inéquation d'équilibre statique.

$$\sigma \leq [\sigma_{sol}]$$

$[\sigma_{sol}] = 0.15\ MPa$ (donnée par le rapport du sol)

$$\sigma = \frac{\sum N_{ser}}{S} \quad ; \quad S = (d_1 + L + d_2) \times B$$

L : La longueur total de la semelle filante mesurée entraxe des poteaux.

d_1 ; d_2 : le débord à gauche et à droite de la semelle filante.

Il faut satisfaite l'inégalité suivante :

$$\frac{\sum N_{ser}}{(d_1 + L + d_2) \times B} \leq [\sigma_{sol}] \quad \Rightarrow \quad B \geq \frac{\sum N_{ser}}{(d_1 + L + d_2) \times [\sigma_{sol}]}$$

c) Hauteur " h " de la semelle :

Pour que les contraintes soient uniformément réparties et pour que le béton seul puisse assurer la résistance à l'effort tranchant sans qu'il ait nécessité de prévoir des armatures verticales, la hauteur utile " d " doit être au moins égale au demi-débord de la semelle.

$$d \geq \frac{B-b}{4} \quad , \quad h = d + c$$

d) Hauteur " e " du patin :

La hauteur " e " du patin doit être suffisante pour que le bétonnage de la semelle puisse se faire de manière homogène et pour que les crochets d'ancrage des armatures soient bien enrobés.

$$e \approx \frac{h}{2} \text{ à } \frac{h}{3} \quad , \quad e \geq 6\emptyset + 6 \quad (\emptyset \; en \; cm)$$

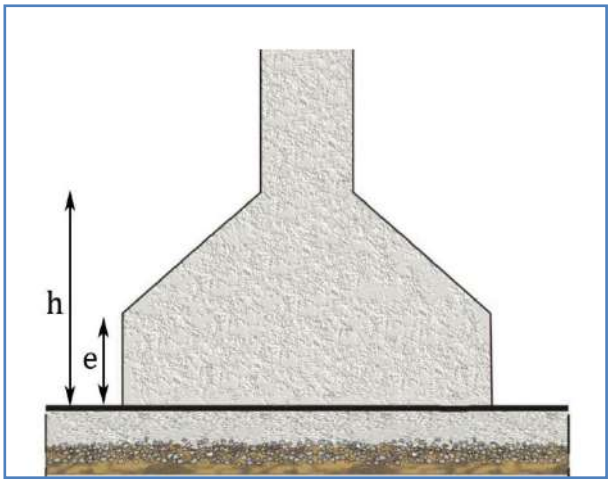


Figure VI.01. *Hauteur du patin "e" :*

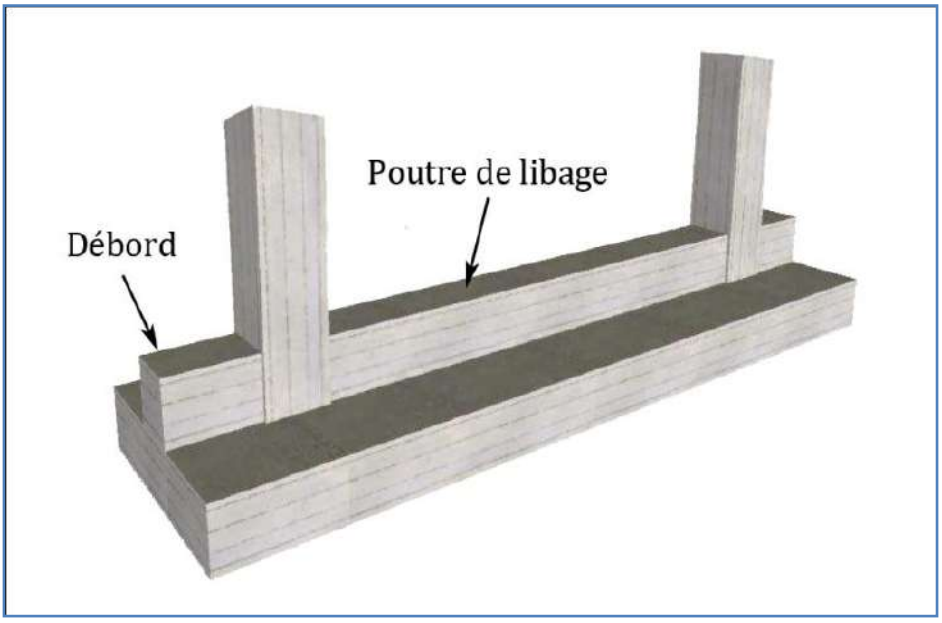


Figure VI.02. *Semelle filante sous poteaux*

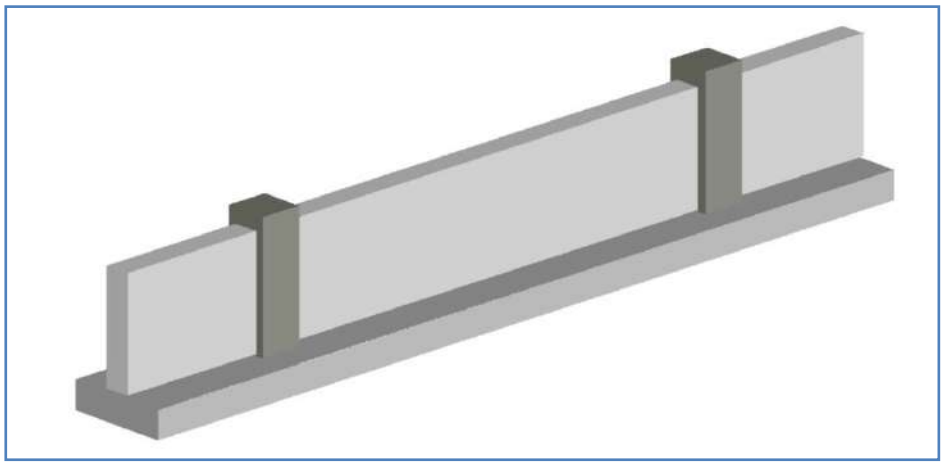


Figure VI.03. *Semelle filante sous voiles*

Après les calculs et les vérifications des dimensions en tenant compte du poids dessemelles, remblai et les amorces poteaux, les résultats de dimensionnement sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau VI.04*.Dimensionnement des semelles filantes sous voiles et poteaux*

Semelle	$N_{ser}\ (kN)$	$L\ (m)$	$B_{calcul\ ée}\ (m)$	$B_{choisie}\ (m)$	$h\ (m)$	$d\ (m)$
SF1	1926.51	9.4	1.36	1.4	0.26	0.24
SF2	1988.70	12.25	1.08	1.1	0.18	0.16
SF3	2907.80	12.25	2.37	2.4	0.49	0.46
SF4	5359.16	22.25	1.60	1.7	0.33	0.31
SF5	5692.73	22.25	1.70	1.8	*0.36*	0.34
SF6	4443.66	22.25	1.33	1.4	0.23	0.21
SF7	2404.09	12.81	1.25	1.3	0.21	0.18

Vérifications des contraintes :

Il faut vérifier que : $\sigma \leq [\sigma_{sol}]$

$$\sigma = \frac{\sum N_{ser}}{S_{semelle}} = \frac{N_{ser} + P_{semelle} + P_{amorces\ pote\ aux} + P_{amorces\ voiles} + P_{remblai}}{S_{semelle}}$$

$$[\sigma_{sol}] = 0.15\ MPa$$

Avec : $S_{semelle} = B_{(choisie)} \times L$

$P_{semelles} = B^2_{(choisie)} \times h \times \rho_{béton}$

$P_{amorces\ poteaux} = a \times b \times h' \times \rho_{béton}$; *avec :* $h' = D - h$

$P_{amorces\ voile} = a \times b \times h' \times \rho_{béton}$

$P_{remblai} = a \times b \times h' \times \gamma_{sol}$; $\gamma_{sol} = 19.8$

Tableau VI.05*.Vérification des contraintes des semelles filantes sous poteaux*

Semelle	N_{ser} (kN)	$P_{semelle}$ (kN)	$P_{amorces\ pot}$ (kN)	$P_{remblai}$ (kN)	$S_{semelle}$ (m^2)	σ (MPa)	$\sigma \leq [\sigma_{sol}]$
SF1	1926.51	85.54	19.57	6.97	13.16	0.15	Oui
SF2	1988.70	60.63	9.21	7.29	13.47	0.15	Oui
SF3	2907.80	360.15	7.44	6.05	19.6	0.15	Oui
SF4	5359.16	312.05	8.30	6.69	37.82	0.15	Oui
SF5	5692.73	360.45	8.30	6.57	40.05	0.15	Oui
SF6	4443.66	179.11	8.96	7.09	31.15	0.15	Oui
SF7	2404.09	87.42	9.06	7.17	16.65	0.15	Oui

Il faut vérifier que : $\sigma_m \leq [\sigma_{sol}]$

On a :

$$\sigma_m = \frac{3\,\sigma_2 + \sigma_1}{4} = \frac{N}{A.B}\left(1 + \frac{3\,e_0}{B}\right)$$

Avec :

$$\sigma_1 = \frac{N}{A.B}\left(1 - \frac{6\,e_0}{B}\right) \quad ; \quad \sigma_2 = \frac{N}{A.B}\left(1 + \frac{6\,e_0}{B}\right)$$

$$e_0 = \frac{M_{ser}}{N} \quad ; \quad N = N_{ser} + P$$

$$P = \left(P_{semelle} + P_{amorces\ poteaux} + P_{amorces\ voiles} + P_{remblai}\right)$$

TableauVI.06*.Détermination de N*

Semelle	$P_{semelle}$ (kN)	$P_{amorces\ pot}$ (kN)	$P_{amorcesvoiles}$ (kN)	$P_{remb\ lai}$ (kN)	P (kN)	N_{ser} (kN)	N (kN)
SF1	85.54	19.57	1.74	8.81	115.66	1926.51	2042.17
SF2	60.63	9.21	1.82	9.21	80.87	1988.70	2069.57
SF3	360.15	7.44	1.51	7.64	376.74	2907.80	3284.54
SF4	312.05	8.30	1.67	8.45	330.47	5359.16	5689.63
SF5	360.45	8.30	1.64	8.30	378.69	5692.73	6071.42
SF6	179.11	8.96	1.77	8.96	198.8	4443.66	4642.46
SF7	87.42	9.06	1.79	9.06	107.33	2404.09	2511.42

TableauVI.07.*Vérification des contraintes des semelles filantes sous voiles*

Semelle	N (kN)	M_{ser} (kN)	e_0 (m)	σ_1 (MPa)	σ_2 (MPa)	σ_m (MPa)	$\sigma_m \leq [\sigma_{sol}]$
SF1	2042.17	6.17	0.003	0.100	0.100	0.100	Oui
SF2	5689.63	15.16	0.003	0.150	0.150	0.150	Oui
SF3	2511.42	12.02	0.005	0.148	0.148	0.148	Oui

VI.4.2.2.Ferraillage :

Pour les semelles filantes sous poteaux, on utilise pour le calcul de ferraillage la méthode des bielles, et pour les semelles filantes sous voiles la méthode des bielles ne peut être appliquée que si la différence entre la contrainte maximale σ_2 et la contrainte minimale σ_1 est inférieure au $2/3$ de la contrainte moyenne σ_m .

Cette méthode admet que la charge N centrée agissante par unité de longueur du mur est transmise au sol par l'intermédiaire des bielles de béton inclinées.

Les armatures jouent le rôle de tirant puisqu'elles doivent équilibrer la composante horizontale de l'effort de compression dans la bielle.

a) Armatures principales " A " :

La force de traction horizontale " F " sera équilibrée par les armatures, elle aura pour valeur :

$$F = \frac{N}{8}\frac{(B-b)}{d} \quad , \quad F = A.\overline{\sigma_s} \quad \Rightarrow \quad A = \frac{F}{\overline{\sigma_s}} \quad \Rightarrow \quad A = \frac{N.(B-b)}{8.d.\overline{\sigma_s}}$$

La semelle sera considéré comme isolée ayant un effort normal N le maximum entre les effort des poteaux liés à cette semelle filante, la dimension longitudinale A sera prise comme la distance à mi-chemin entre les poteaux de part et d'autre.

$$A = \frac{l_i + l_{i+1} + b}{2} \qquad ; \qquad N = Max[N_1\ ;\ N_2\ ;\ \ldots\ ;\ N_n]$$

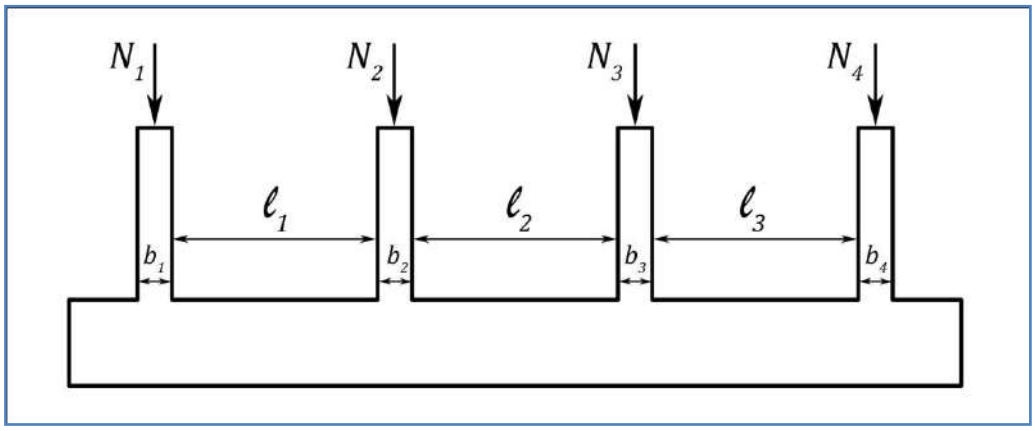


Figure VI.04. *semelles filantes sous poteaux*

Tableau VI.08.*Armatures principales des semelles filantes sous poteaux*

Semelle	B (m)	A (m)	N_u (kN)	N_u/ml (kN/ml)	$A_{calcul\ ée}$ (cm^2/ml)	$A_{choisie}$ (cm^2/ml)	Esp (cm)
SF1	1.4	3.32	871.54	262.51	2.13	6HA12=6.79	20
SF2	1.1	4.6	1988.88	432.36	4.59	6HA12=6.79	20
SF3	2.4	4.6	2907.52	632.07	4.50	6HA12=6.79	20
SF4	1.7	8.95	5359.93	598.87	4.08	6HA12=6.79	20
SF5	1.8	8.95	5692.83	636.07	4.03	6HA12=6.79	20
SF6	1.4	8.95	4443.74	496.50	4.61	6HA12=6.79	20
SF7	1.3	6.22	1552.88	249.65	2.60	6HA12=6.79	20

Tableau VI.09.*Armatures principales des semelles filantes sous voiles*

Semelle	B (m)	l (m)	N_u (kN)	N_u/ml (kN/ml)	$A_{calcul\ ée}$ (cm^2/ml)	$A_{choisie}$ (cm^2/ml)	Esp (cm)
SF1	1.4	3.80	1055.03	277.63	2.25	6HA12=6.79	20
SF4	1.7	2.85	815.94	298.92	2.03	6HA12=6.79	20
SF7	1.3	6.80	1941.43	285.50	2.98	6HA12=6.79	20

b) Armatures de répartition " $A_{rép}$ " :

Parallèlement à l'axe longitudinal de la semelle, on doit prévoir des armatures de répartition.

$$A_{rép} = \frac{A \times B}{4} \quad ; \quad B\ en\ [m] \quad , \quad A\ et\ A_{rép}\ en\ [cm^2]$$

TableauVI.10*.Armatures de répartition*

Semelle	$A_{rép}$ (cm^2)	$A_{rép\ choisie}$ (cm^2)	Esp (cm)
SF1	2.38	7HA12=7.92	20
SF2	1.86	6HA12=6.79	20
SF3	2.72	8HA12=9.05	20
SF4	2.88	9HA12=10.18	20
SF5	3.05	9HA12=10.18	20
SF6	2.38	7HA12=7.92	20
SF7	2.21	7HA12=7.92	20

c) Longueur de scellement " l_s" :

Pour déterminer la longueur des barres, en pratique, on compare la longueur de scellement " l_s " avec la largeur de la semelle " B ".

$$l_s = \frac{\emptyset . f_e}{4\,\tau_s} \qquad , \qquad \tau_s = 2.8\ MPa$$

- $l_s > B/4$: Ancrage courbe.
- $B/8 \leq l_s \leq B/4$: Ancrage courbe ou rectiligne.
- $l_s < B/8$: On n'utilise pas de crochets et on peut arrêter une barre sur deux à la longueur $0.71\ B$ ou alterner des barres de longueur $0.86\ B$.

Tableau VI.11*.Longueur de scellement*

Semelle	Ø (mm)	l_s (cm)	$B/8$ (cm)	$B/4$ (cm)	Ancrage
SF1	12	42.86	17.5	35	Courbe
SF2	12	42.86	13.75	27.5	Courbe
SF3	12	42.86	20	40	Courbe
SF4	12	42.86	21.25	42.5	Courbe
SF5	12	42.86	22.5	45	Courbe/rectiligne
SF6	12	42.86	17.5	35	Courbe
SF7	12	42.86	16.25	32.5	Courbe

Conclusion :

Dans toutes les semelles, les barres sont prolongées jusqu'aux extrémités de la semelle et comportent des ancrages courbes (crochets).

VI.4.3.Poutre de libage :

VI.4.3.1.Dimensionnement :

La poutre de libage utilisée pour rigidifier la semelle et pour assurer une répartition uniforme des contraintes sous la semelle.

Elle travaille en flexion simple comme des poutres renversées. Sa hauteur h_p sera déterminée par la théorie de la poutre sur sol élastique qui prévoit l'inégalité suivante à vérifier.

$$l \leq \frac{\pi}{2} l_e \quad ; \quad l_e = \sqrt[4]{\frac{4\,E.I}{k.b}} \quad ; \quad h_p \geq \sqrt[3]{\frac{48\,l^4\,k}{\pi^4.E}}$$

Avec :

E : Module d'élasticité du béton ($E = 10818.87\ MPa$)

l : La plus grande travée

k : Coefficient de raideur du sol ($k = 4\ kg/cm^3$)

I : Moment d'inertie de la poutre de libage ($I = b.{h_p}^3/12$)

b : Largeur de la poutre de libage égale à la largeur du poteau

h_p : Hauteur de la poutre de libage

Remarque :

La hauteur " h_p" de la poutre de libage est généralement largement supérieure à la hauteur "h" de la semelle. Dans le cas contraire ($h_p < h$), on adoptera comme hauteur de la poutre de libage $h_p = h$.

Les poutres de libage (PL3 ,PL4 , PL5 et PL6) sont les poutres correspondantes aux semelles filantes (SF3,SF4 , SF5 et SF6) respectivement .

TableauVI.12.*Dimensionnement des poutres de libages*

Elément	$b\ (m)$	$l\ (m)$	$h_p (m)$	$I\ (cm^4)$	$\frac{\pi}{2} l_e\ (m)$	$l \leq \frac{\pi}{2} l_e$
PL3	0.50	5.80	1.20	7200000	5.84	Oui
PL4	0.50	5.80	1.20	7200000	5.84	Oui
PL5	0.50	5.80	1.20	7200000	5.84	Oui
PL6	0.75	5.00	1.20	10800000	5.55	Oui

VI.4.3.2.Ferraillage :

La poutre de libage est considérée comme une poutre continue mais renversée soumise à une charge uniformément répartie " q ". Cette charge sera égale à la somme de toutes les charges concentrées (∑ Ni) dans les poteaux et provenant de la superstructure divisée par la longueur totale " L " de la poutre de libage.

$$q = \frac{\sum N_i}{L}$$

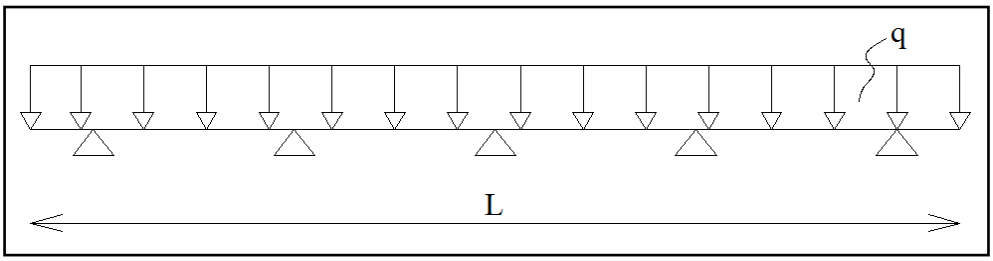


Tableau VI.13*.Détermination des sollicitations*

Elément	$l\ (m)$	$\sum N_u\ (kN)$	$\sum N_{ser}\ (kN)$	$q_u\ (kN/ml)$	$q_{ser}\ (kN/ml)$
PL1	9.4	871.54	639.33	92.71	68.01
PL2	12.25	1988.88	1451.38	162.36	118.48
PL3	12.25	2907.55	2116.92	23735	172.81
PL4	22.25	5359.93	3285.03	240.89	147.64
PL5	22.25	5692.83	3966.93	296.31	178.29
PL6	22.25	4443.74	3242.19	199.72	145.62
PL7	12.81	1552.88	1154.34	121.22	90.11

Remarque :

La section d'armatures inférieures est calculée à l'aide du moment négatif maximum à l'appui.

La section d'armatures supérieures est calculée à l'aide du moment positif maximum en travée.

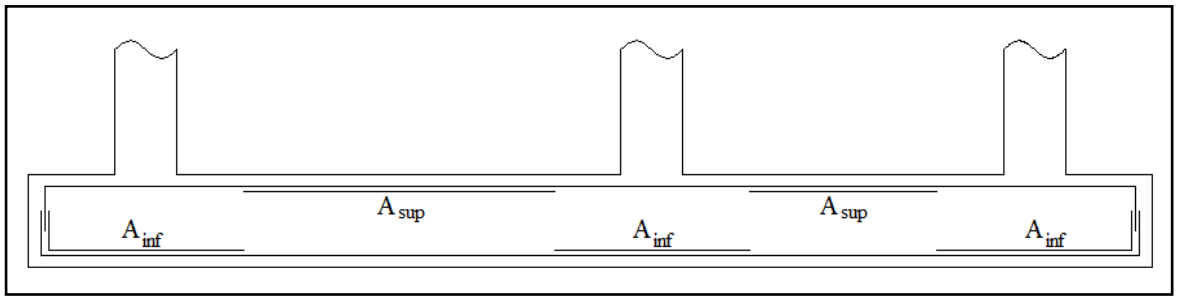


Figure VI.05. *Disposition des armatures longitudinales supérieures et inférieures*

a) Armatures longitudinales :

Le calcul d'armatures longitudinales est résumé dans le tableau suivant :

Tableau VI.14*.Calcul des armatures longitudinales de la poutre de libage*

Semelle		$M_u\ (kN.m)$	$d\ (cm)$	$A\ (cm^2)$	$A'\ (cm^2)$	$A_{choisie}\ (cm^2)$
PL1	Travée	79.26	117	3.9	0	4HA14=6.15
	Appui	-99	117	3.9	0	4HA14=6.15
PL2	Travée	82.76	117	3.9	0	4HA14=6.15
	Appui	-145.5	117	5.2	0	4HA14=6.15
PL3	Travée	123.85	117	4.4	0	4HA14=6.15
	Appui	-215.42	117	7.8	0	4HA14+ch2HA14=9.23
PL4	Travée	272.03	117	9.9	0	4HA14+ch3HA14=10.77
	Appui	-372.37	117	13.7	0	4HA14+ch6HA14=15.38
PL5	Travée	281.05	117	10.2	0	4HA14+ch3HA14=10.77
	Appui	-393.79	117	14.5	0	4HA14+ch6HA14=18.38
PL6	Travée	228.3	117	8.2	0	4HA14+ch3HA14=10.77
	Appui	-312.47	117	11.4	0	8HA12+ch4ha12=13.57
PL7	Travée	90.21	117	3.9	0	4HA14+ch2HA14=9.23
	Appui	-107.36	117	3.9	0	4HA14+ch2HA14=9.23

VI.4.4.Vérification des contraintes à l'E.L.S :

Après le choix des armatures longitudinales, une vérification à L'E.L.S est nécessaire.

Les contraintes sont calculées à L'E.L.S sous M_{ser} .

- Béton :

La contrainte admissible du béton est donnée par la formule :

$\overline{\sigma_b} = 0.6\, f_{c28} = 15\ MPa$, et on doit vérifier que : $\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$

- Acier :

La fissuration est préjudiciable, donc :

$\overline{\sigma_s} = Min\left[(2/3)f_e\ ; 110\sqrt{\eta.\, f_{tj}}\right] = 201.63\ MPa$, et on doit vérifier que : $\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$

TableauVI.15*.Vérification des contraintes à l'E.L.S*

Semelle		$A_{choisie}\ (cm^2)$	$M_u\ (kN.m)$	$\sigma_b\ (MPa)$	$\sigma_s\ (MPa)$	$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$ $\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$
PL1	Travée	6.15	64.03	5.7	74.6	Oui
	Appui	6.15	-79.97	7.1	74.6	Oui
PL2	Travée	6.15	68.23	7.1	74.6	Oui
	Appui	6.15	-118.69	10.5	110.7	Oui
PL3	Travée	6.15	93.66	8.3	87.4	Oui
	Appui	9.23	-168.9	11.7	129.9	Oui
PL4	Travée	10.77	172.9	11.4	129.1	Oui
	Appui	15.38	-237.7	12.9	150.6	Oui
PL5	Travée	10.77	188.03	12.4	140.4	Oui
	Appui	15.38	-263.46	14.3	166.9	Oui
PL6	Travée	10.77	233.9	14.9	175.1	Oui
	Appui	13.57	-170.89	9.9	114.9	Oui
PL7	Travée	9.23	71.17	5.1	56.7	Oui
	Appui	9.23	-97.41	7	77.7	Oui

b) Armatures transversales :

Le calcul d'armatures transversales et leurs espacement est résumé dans le tableau suivant :

TableauVI.16.*Armatures transversales de la poutre de libage*

Elément	$V_u\ (kN)$	$\tau_u\ (MPa)$	$\overline{\tau_u}\ (MPa)$	$A_t\ (cm^2)$	Espacement	
					Zone nodale	Zone courante
PL1	144.45	0.56	2.50	6HA8=2.51	10	15
PL2	243.11	0.95	2.50	6HA8=2.51	10	15
PL3	343.45	1.34	2.50	6HA8=2.51	10	15
PL4	591.68	2.31	2.50	8HA8=4.02	10	15
PL5	620.76	2.42	2.50	8HA8=4.02	10	15
PL6	509.03	1.98	2.50	6HA8=2.51	10	15
PL7	198.45	0.77	2.50	6HA8=2.51	10	15

c) Armatures de peau :

Le CBA93 exige en plus des armatures longitudinales, des armatures de peau d'au moins 3cm²/ml posées parallèlement à la fibre moyenne de la poutre. Le nombre de barres pour les armatures de peau est donné dans le livre " Techniques d'ingénieur " comme suit :

- 2 barres si $h \geq 60\ cm$
- 4 barres si $h \geq 70\ cm$
- 6 barres si $h \geq 80\ cm$

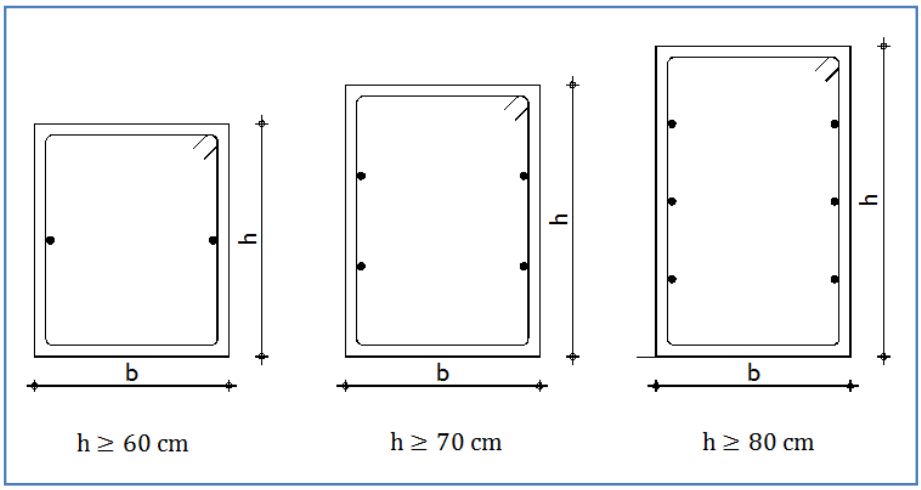


Figure VI.06. *Armatures de peau*

Dans notre projet, on a une hauteur $\mathrm{h} = 120$ cm, donc on utilise des armatures de peau $6\mathrm{HA}16 = 12.06\ \mathrm{cm}^2$

VI.5.LES LONGRINES :

Les longrines sont des poutres, en béton armé, qui reposent sur le sol, leur rôle est d'empêcher le moment à la base du poteau par traction, minimiser les déformations de l'infrastructure (fondations), reprendre l'effort normal provenant des charges et surcharges et le transformer en un effort de traction, et relie les poteaux entre eux. Les longrines représentent un appui continu sous les murs doubles cloisons.

VI.5.1.Dimensionnement :

Pour un sol de fondation de catégorie S3, les dimensions minimales de la section transversale des longrines sont $(25 \times 30)\ cm^2$. On a choisi une section de dimensions $(30 \times 30)\ cm^2$.

I.1.1. Ferraillage :

Les longrines doivent être calculées pour résister à la traction sous l'action d'une force F égale :

$$F_u = \frac{N_u}{\alpha} \quad ; \quad A = \frac{F_u}{\sigma_s}$$

N_u : effort normal à la base du poteau le plus sollicité

α : coefficient du site en fonction de la zone sismique $\alpha = 10\ (zone\ III)$

I.1.1.1. Armatures longitudinales :

- Selon le CBA93 : $A_{min} = 0.1\%\ b.h = 0.001 \times 30 \times 30 = 0.90\ cm^2$

- Selon le RPA99 version2003 : $A_{min} = 0.6\%\ b.h = 0.006 \times 30 \times 30 = 5.40\ cm^2$

$$F_u = \frac{N_u}{\alpha} = \frac{968.54}{10} = 96.85\ kN$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 347.83\ MPa$$

$$A = \frac{96.85 \times 10^3}{347.83} = 278.44\ mm^2 \quad \Rightarrow \quad A = 2.78\ cm^2$$

On adopte pour le ferraillage longitudinal des longrines : $A = 6HA12 = 6.79\ cm^2$

Vérification des contraintes à l'E.L.S :

La fissuration est considérée préjudiciable, donc :

$$\overline{\sigma_s} = Min\left[(2/3)f_e\ ; 110\sqrt{\eta.f_{tj}}\right] = 201.63\ MPa$$

$$N_{ser} = 704.61\ kN \ \ ; \ \ F = \frac{704.61}{10} = 70.46\ kN$$

$$\sigma_s = \frac{F}{A_{choisie}} = \frac{70.46 \times 10^3}{462} = 152.51\ MPa$$

$$\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$$

I.1.1.2. Armatures transversales :

$$A_t = 0.003\ S_t'.b$$

On choisit l'espacement $S_t' = 15\ cm$, donc : $A_t = 0.003 \times 15 \times 30 \quad \Rightarrow \quad A_t = 1.35\ cm^2$

On adopte pour le ferraillage transversal des longrines : $A_t = 4\emptyset 8 = 2.01\ cm^2$

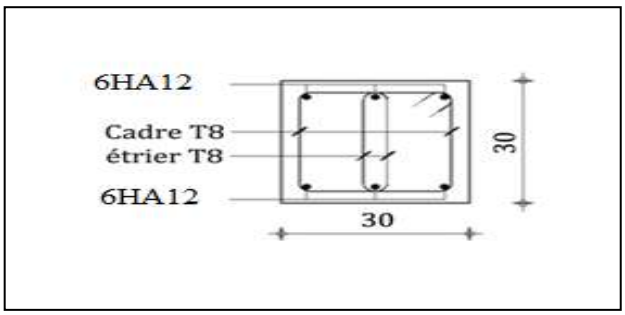


Figure VI.07. *Ferraillage des longrines*

Conclusion générale

Conclusion générale

Ce projet de fin d'études nous a permis de mettre nos connaissances théoriques acquises pendant la durée de nos études pour analyser et étudier un projet de bâtiment réel. Nous avons compris combien il est important de bien analyser une structure avant de la calculer. L'analyse de la structure d'un ouvrage est une étape très importante qui permettre de faire une bonne conception parasismique au moindre coût.

L'objectif primordial étant bien sur, la protection des vies humaines lors d'un séisme majeur.

La surabondance des voiles dans une structure ne veut pas dire automatiquement, une bonne résistance, vis-à-vis les séismes, mais peut nuire à la stabilité de la structure, lorsque ces dernières sont mal placés.

Références bibliographiques

Documents techniques règlementaires :

- ✓ Règles de conception et de calcul des structures en béton armé (CBA93) : D.T.R-B.C.2.41
- ✓ Règlements Parasismiques Algériennes (RPA99 version 2003) : D.T.R-B.C.2.48
- ✓ Charges permanentes et charges d'exploitation : D.T.R-B.C.2.2

Logiciels :

- ✓ SAP2000 v19.1.0
- ✓ Robot EXPERT 2010
- ✓ Autocad 2008
- ✓ Microsoft office Excel 2007