REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE



UNIVERSITE «Dr. YAHIA FARES» MEDEA



FACULTE DES SCIENCES ET LA TECHNOLOGIE

DEPARTEMENT DE GENIE DE LA MATIERE
FILIERE DE GENIE CIVIL

PROJET DE FIN D'ETUDES

POUR L'OBTENTION DU DIPLOME DE

MASTER EN GENIE CIVIL

OPTION : STRUCTURES

Étude D'un bâtiment à usage multiple en (R+5+S.SOL)

Réalisé par :

Mr. HASSNAUI AHMED

Mr. TANI ILYES

Mr. MORSLI ZAKARIA

Dirigé par :

M^ME.HARNOUNE

PROMOTION 2015

Remerciements

Tout la gratitude et le merci au dieu le tout puissant qui a fait que ce travail soit mené et terminé.

Nous adressons nos vifs remerciements à notre promotrice Mᵉᵐ . HERNOUN qui nous avoir diligenté tout au long de ce travail, Pour sa Compréhension, sa patience, sa compétence, et ses remarques qui nous ont été précieuses.
Merci madame.

Tenons à remercier également Mr ben aissa et Mr, et pour leur disponibilité et leurs orientations précieuses, tout le long de ce projet.

Nous tenons à remercier aussi les honorables membres du jury pour l'honneur qu'ils nous ont accordé en acceptant d'évaluer notre travail.

Nous remercions aussi vivement notre amés de promotion, pour leur soutien, leurs encouragements leurs conseils et leurs remarques qui nous ont orienté

Nous remercions l'ensemble des enseignants du département de génie civil qui ont contribué à notre formation master en Génie Civil.

On leur dit merci de tout notre cœur

ILYES , ZAKARIA ET AHMED

DEDICACE

Une chance m'a été offerte aujourd'hui pour vous parler des personnes qui me sont chers et a qui je leurs doit tout.
Avec ce dédicace, j'espère pouvoir leurs exprimer toutes mes remerciement et ma profonde gratitudes.

Tout d'abords, je commence par ma très cher ***Méré*** *et mon cher* ***pére*** *qui m'a toujours tout donné que dieu la protège et la garde en bonne santé.*

Je dédie aussi à :

- *Mes très chers frères.*
- *Mes très chères sœurs.*
- *A mes binômes .*
- *A tout ma famille sans exception du plus grand au plus petit*
- *A mes amies et surtouts de la promotion Gini civil-2015*
- *A tous ceux qui m'ont soutenu de près on de loin en pensées et prière,*

Et en dernier je dirais que j'ai beaucoup de chance d'avoir des personnes qui m'aiment et qui sont toujours présentes pour moi.

Merci.

HASSNAUI AHMED

DEDICACE

Une chance m'a été offerte aujourd'hui pour vous parler des personnes qui me sont chers et a qui je leurs doit tout.
Avec ce dédicace, j'espère pouvoir leurs exprimer toutes mes remerciement et ma profonde gratitudes.

Tout d'abords, je commence par ma très cher ***Méré*** *et mon cher* ***pére*** *qui m'a toujours tout donné que dieu la protège et la garde en bonne santé.*

Je dédie aussi à :

- *Mes très chers frères.*
- *Mes très chères sœurs.*
- *A mes binômes .*
- *A tout ma famille sans exception du plus grand au plus petit*
- *A mes amies et surtouts de la promotion Gini civil-2015*
- *A tous ceux qui m'ont soutenu de près on de loin en pensées et prière,*

Et en dernier je dirais que j'ai beaucoup de chance d'avoir des personnes qui m'aiment et qui sont toujours présentes pour moi.

Merci.

TANI ILYES

DEDICACE

Une chance m'a été offerte aujourd'hui pour vous parler des personnes qui me sont chers et a qui je leurs doit tout.
Avec ce dédicace, j'espère pouvoir leurs exprimer toutes mes remerciement et ma profonde gratitudes.

Tout d'abords, je commence par ma très cher ***Méré*** *et mon cher* ***pére*** *qui m'a toujours tout donné que dieu la protège et la garde en bonne santé.*

Je dédie aussi à :

- *Mon très chers frères.*
- *Mes très chères sœurs.*
- *A mes binômes .*
- *A tout ma famille sans exception du plus grand au plus petit*
- *A mes amies et surtouts de la promotion Gini civil-2015*
- *A tous ceux qui m'ont soutenu de près on de loin en pensées et prière,*

Et en dernier je dirais que j'ai beaucoup de chance d'avoir des personnes qui m'aiment et qui sont toujours présentes pour moi.

Merci.

Morsli zakaria

ملخص :

هذا المشروع كما يدل عليه موضوعه يهدف إلى دراسة بناية ذات استعمال سكني من الخرسانة المسلحة مكونة من (طابق تحت أرض+طابق أرضي+ خمس طوابق) والمقرر بنائها في ولاية المدية (السواقي) المصنفة ضمن المنطقة الزلزال .IIa

مقاومة البناية لكل الحمولات العمودية و الأفقية مضمونة و محققة بواسطة نظام العارضات و الأعمدة + الجدران المسلحة .قياس الأبعاد ونتائج كل العناصر المقاومة تم طبقا للمعايير و القوانين المعمولة 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 17» .

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

Résumé :

Ce projet consiste à étudier un bloc contient (Sous sol+RDC + 5 étages) en béton armé à usage d'habitation dans la willaya de MEDEA (SWAGI), cette région est classée selon le **RPA99 (version 2003)** comme étant une zone sismique IIa.

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

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

L'étude sismique a été menée suivant la méthode numérique basée sur la méthode des éléments finis moyennant le logiciel **« SAP2000 version 17»**.

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

Abstract:

This project involves study a block contain (under ground+ground+5 stories) reinforced in MEDEA (SWAGI), , the region is classified as a fort seismicity area IIa.

The resistance of the structure elements to the horizontal and vertical loads is insured by a frame system with shear walls.

The measurements and the design of reinforcement of all resistant elements were done according to the Algerian Standards (RPA 99 version 2003) and the technical document **CBA93**.

The seismic study has been realized according to the numerical method (finite elements method) using the program **« SAP2000 version 17»**.

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

Sommaire

Remerciements
Dédicaces
Résumé
Sommaire
Liste des figures
Liste des tableaux
Liste des symboles
Introduction générale……..1

Chapitre I

I.1.Introduction:.....2
I.2. Présentation de l'ouvrage:.....2
I.2.1. Dimensions en plan du bâtiment.....2
I.2.2. Dimensions en élévation du bâtiment.....2
I.2.3. Le système structural : 2
I.2.4. Les plancher : 2
I.2.5. Maçonnerie : 3
I.2.6. Le revêtement : 3
I.2.7. L'acrotère: 3
I.2.8. Les escalier: 3
I.2.9. Ascenseur : 3
I.2.10. infrastructure: 3
I.3.caractéristiques mécaniques des matériaux : 4
I.3.1. BÉTON.....4
I.3.2. ACIERS.....6
I.4. HYPOTHESES DE CALCUL 9

Chapitre II

II. Dimensionnement de l'ouvrage……15
II.1.1. Hypothèses de base 15
II.1.2Détermination des charges et sur charges.....15
II.2. Dimensionnement 16
II.2.1. Les planchers 16
II.2.2. La dalle plein.....17
II.2.3. Les escaliers : 18

II.2.4. Les balcons 19
II.3. Evaluation des charges permanentes 19
II.3.1. Charges de planchers, balcons et escaliers 20
II.4. Les poutres 22
II.5. Les poteaux 22
détermination du poteau le plus sollicité : 23
détermination de la surface reprise par ce poteau : 23
Evaluation des charges : 23
II.6. Pré dimensionnement des voiles 26
II.6.1. Recommandations du [RPA.V2003]……..... 26

Chapitre III

III.1. Introduction 27
III.2.Acrotère……..……27
III.2.1. Charges et surcharges: 27
III.2.2. Calcul des efforts: 27
III.2.3. Calcul du ferraillage: 28
III.2.4.Vérification à l'E.L.S 29
III.2.5. Vérification de l'effort tranchant: 30
III.2.6. Vérification de l'acrotère au séisme ……31
III.3. Plancher à corps creux 32
III.3.1. Les poutrelles 32
III.3.1.1. Avant coulage 32
III.3.1.2. Après coulage 35
Méthodes de calcul : 35
a) La méthode forfaitaire : 35
b)Ferraillage des poutrelles : 42
c)freraillage de la dalle de compression……46
III.4. L'escalier : 48
III.4.1 Caractéristiques techniques : 48
III.4.1.1 : Détermination de n, g, h : 48
III.4.1.2 : Schéma statique de l'escalier : 49
III.4.1.3 : Combinaison des charges : 49
III.4.2 : Ferraillage des escaliers : 50

III.4.2 .1 : Condition de non fragilité :.....50
III.4.2.2 : Les armatures de répartition : 51
III.4.2 .3 : Vérification de l'espacement : 51
III.4.2 .4 : Vérification à l'E.L.S :.....51
III.4.2 .5 : Vérification de l'effort tranchant :.....52
III.4.2 .6 : Vérification de la flèche : 52
III.4.3 : Calcul de la poutre palière:.....53
III.4.3.1 : Pré dimensionnement:.....53
III.4.3.2 : Vérification des prescriptions du RPA 99 VERSION 2003:.....54
III.4.3.3 : Charges revenants à la poutre:……..…… 54
III.4.3.4 : ferraillage de la poutre palière :.....54
III.4.3.4.1 : Calcul des efforts: 54
III.4.3.4.2 : RPA99Version2003 ►►Art [7.5.2.1] ◄◄ 55
III.4.3.4.3 : Vérification de l'effort tranchant :.....55
a).Vérification des armatures longitudinales :.....55
. b) Vérification de compression dans la bielle de béton:……55
III.4.3.4.5 : Vérification de la flèche: 56

III.5 Calcul des dalles pleines: 57
III.5.1. Définition: 57
III.5.2. Méthode de calcul: 57
III.5.2.1. Principe de calcul:.....57
a) travail externe :.....57
b) Travail interne : 57
III.5.2.2 Expose de la méthode.....58
III.5.2.3. Position des lignes de rupture:.....58
III.5.2.4. Calcul des actions :.....59
III.5. 2.5. Calcul de ferraillage.....59
III.5.2.6. Vérification à l'état limite de service.....59
III.5.2.7. Condition d'espacement 60
III.5.2.8 Vérification au cisaillement.....60
III.5.2.9. Vérifications préliminaires de la flèche……61

III.6.3. étude de la dalle machine 62
III.6.3.1.Introduction.....62
III.6.3.2. Pré dimensionnement 62

III.6.3.3. Détermination des charges et sur charges 63
III.6.3.4. Combinaison des charges 63
III.6.3.5. Calcule des efforts 63
III.6.3.6. Ferraillage de la dalle 63
III.6.3.7. Ferraillage en travée 64
III.6.3.9.Calcule des armatures transversales 64
III.6.3.10. Vérification À L'E.L.S……64

Chapitre IV

IV.1.Introduction : 68
IV.2.Caractéristiques dynamiques de la structure : 68
IV.2.1.Centre de masse : 68
Vue 3D : 69
IV.2.2.Centre de torsion : 70
IV.2.3.Excentricité : 72
IV.2.3.A. Excentricité statique : 72
IV.2.3.B. Excentricité accidentelle : [1] ►► [Art 4.2.7] ◄◄ 72
IV.2.3.C. Effets de la torsion accidentelle [1]: ►► [Art 4.3.7] ◄◄ :..... 73

IV.3.Choix de la méthode de calcul : 74
IV.3.1.Introduction : 74
IV.3.2. Méthode dynamique modale spectrale : 74

IV.4. Résultats et vérifications de l'analyse dynamique : 78
IV.4.1.Vérification de Nombre de modes à considérer [1] ►► [Art 4.3.4] ◄◄ 78
IV.4.2.Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul..... 78
IV.4.3.Vérification de la stabilité au renversement : 81
IV.4.3.1.Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur :82
a.Moment de renversement : 82
b. Moment stabilisant : 83
IV.4.4.Vérification des déplacements : 83
IV.4.5.Vérification vis à vis de l'effet P-Δ : [1] ►► [Art.5.9] ◄◄ 85
IV. 4.6. Vérification de cisaillement des éléments : 86
IV. 4.6.1. Poutre principal : sous combinaison 1.35G+1.5Q..... 86

IV. 4.6.2. Poutre secondaire : sous combinaison 1.35G+1.5Q 86

IV. 4.6.3. Poutre palière : sous combinaison G+Q+E_{dx}.....86

IV. 4.6.4. Longrine : sous combinaison 1.35G+1.5Q 87

IV.4.7.Vérification des sollicitations normales : [1] ►► [Art.7.4.3.1] ◄◄:……87

Chapitre V

V.2.Ferraillage des poutres : 89

V.2.1.Introduction : 89

V.2.2. Recommandation du RPA99 : 90

V.2.2.a. Armatures longitudinales [1] ►► Art [7.5.2.1] ◄◄ :…… ……..90

V.2.2.b. Armatures transversales [1] ►► Art [7.5.2.2] ◄◄ : 90

V.2.3.Vérification des contraintes à l'état limite de service par CBA93 :.....91

V.2.4.Vérification des poutres selon les conditions RPA99 Version 2003 et CBA93 ...92

V.2.5. Justification des poutres sous sollicitation des efforts tranchants :[1]…… .93

V.2.6.Calcul des armatures transversales :…… ……94

V.2.7.Vérification de la flèche : 95

V.3.Ferraillage des poteaux :.....96

V.3.1.Détermination des armatures longitudinales : 96

V.3.1.a. Recommandations des règlements :.....96

V.3.1.b. Sollicitations extrêmes de ferraillage : 97

V.3.1.c. Etat limite de stabilité de forme par CBA93 :.....98

V.3.1.d. Vérification des contraintes à l'ELS par CBA93 :.....100

V.3.2.Détermination des armatures transversales : 102

V.4.Ferraillage des voiles :.....105

V.4.1.Introduction :.....105

A. Combinaison :.....105

A.1.Prescriptions imposées par RPA99 Version2003 : 105

A.2.Aciers horizontaux : [1] ►► [Art 7.7.4.2] ◄◄ 105

A.3.Armatures transversales : CBA93 106

B. Calcul du ferraillage vertical :.....106

Ferraillage de la cage machine :.....111

C. Vérification à E.L.S :.....111

D. Armatures transversales :.....114

Chapitre VI

VI.1. Introduction.....156
VI.1.1. Reconnaissance du sol.....156
VI.1.2. les efforts transmis par les fondations.....121
VI.2. Calcul des fondations :.....122
VI. 2.1. Calcul des semelles isolées :.....122
VI.2.2. Calcul des semelles filantes :.....123
VI.2.3.Semelles filantes sous voiles pirifirique :……..168
VI.2.4. Calcul La poutre de libage.....129
a.etude du voile pirifirique:.....131
b.evaliation du charge:.....132
VI.4.1. Ferraillage des voiles périphériques :.....149
VI.5. Les longrines :.....161
VI.5.1. introdiction…….....165
VI.5.2.pridimontionement:.....169
VI.5.3. Ferraillage :.....173
Conclusion générale.....178

BIBLIOGRAFIQUE

Liste des figures

Figure I.1 : Emplacement géographique de l'ouvrage……..2

Figure I.2.Diagramme contrainte-déformation à l'ELU…….....7

Figure I.3.Diagramme contrainte-déformation de béton à l'ELS……..9

Figure 1.4.Diagramme contrainte-déformations de l'acier à l' ELU……..9

Figure 1.5.Vue iso paramétrique de l'ouvrage……11

Figure 1.6.Vue en plane de sous sole……12

Figure 1.7.Vue en plane des étages courants……13

Figure 1.8 .Vue en élévation de la coupe A-A……...14

Figure II.1.Sens porteur des planchers à corps creux……17

Figure II.2.Vue en plan et coupe des escaliers……..19

Figure II.3.Coupe de plancher [terrasse est courant]……..19

Figure II.4.Coupe de voile en élévation et en plan……...26

Figure III.1.L'acrotère……27

Figure. III.2.Ferraillage de l'acrotère…….....…31

Figure III.3. Dimensions des poutrelles……....33

Figure III.4. Travée avec un seul étai au milieu……..33

Figure III.5. Travée avec deux étais……..34

Figure III.6. Travée avec trois étais……..34

Figure III.7 : Poutrelles à deux travées……37

Figure III.8 : Diagramme des moments et des efforts tranchants du 1ertypes des poutrelles…….……38

Figure III.9 : Poutrelles à trois travées…….…38

Figure III.10.Diagramme des moments et des efforts tranchants du 2emetypes des poutrelles 39

Figure III.11.Poutrelles à quatre travées.....39

Figure III.12.Diagramme des moments et des efforts tranchants du 3emetypes des poutrelles 40

Figure III.13.Poutrelles à six travées 41

Figure III.14. Diagramme des moments et des efforts tranchants du 4emetypes.....42

des poutrelles.....42

Figure III.15. Schéma de la poutrelle……..42
Figure III.16. Disposition constructive des armatures des poutrelles……..44
Figure III.17. Schéma de la Table de compression…….47
Figure III.18.Coupe de ferraillage de plancher à corps creux……..48
Figure III.19. Dimensions de l'escalier…….48
Figure III.20.Schéma statique de l'escalier……..49
Figure III.21.Diagramme des moments……50
Figure III.22.Diagramme des efforts tranchants…….50
Figure III.23.Schéma statique de la poutre palière……...54
Figure III.24.La dalle pleine sous l'escalier principal……..58
Figure III.26.Dimensions de la dalle rectangulaire……..…62
Figure III.27.Ferraillage de la dalle machine……...…67
Figures IV.1.Disposition des voiles (vue an plan) 69
Figures IV.2.Disposition des voiles aux entre sol, RDC et étages.....70
Figure IV.3.dimension des voiles et poteaux 71
Figure IV.4.Position du centre de masse 74
Figure IV.5.Spectres de réponse.....78
Figure IV.6.Le comportement des trois premiers modes.....80
Figure V.1. Disposition des armatures pour les poutres 93
Figure V.2. Ferraillages des poutres principales de la terrasse+étage courant……..…..96
Figure V.3.Ferraillages des poutres secondaires de la terrasse+étage courant 96
Figure V.4.Définition de la zone nodale dans les poteaux.....97
Figure V.5.Disposition des armatures dans les poteaux.....104
Figure V.6.Ferraillage des poteaux de rive et intermédiaire 104
Figure V.7.Disposition des voiles.....106
Figure V.8.Section entièrement tendue.....107
Figure V.9.Section entièrement comprimée 107
Figure V.10.Section partiellement comprimée.....108
Figure V.11.Les armatures transversales et les épingles 115
Figure V.12.La zone de recouvrement des voiles.....115
Figure V.13.Disposition des armatures dans les voiles (voile 20cm).....120
Figure VI.1.représentation des semelles isolées sous poteaux carrés.....122

Figure VI.2. Disposition des semelles isolées.....122
Figure VI.3.Représentation initiale des semelles……...123
Figure VI.4.Représentation initiale des semelles filantes……..125
Figure VI.5.disposition du ferraillage de la poutre de libage……131
Figure VI.6. Schéma des dimensions du voilepériphériqu……....134
Figure VI.7.Ferraillage des longrines…….....136

LISTE DES SYMBOLES

Majuscules romaines :

A : Section d'acier tendu.

A' : Section d'acier comprimé.

A max, Amin: Section d'acier maximale et minimale

At : Section d'acier transversale.

B : Aire du béton.

Br : Section réduite du béton d'un poteau.

Bt : Section de la partie tendue.

Lt : Largeur de la section tendue.

E.L.S : Etat Limite de Service.

E.L.U : Etat Limite Ultime.

S.P.C : section partiellement comprimée.

S.E.C : section entièrement comprimée.

S.E.T: section entièrement tendue.

Evj : Module de déformation longitudinale différée du béton.

Ei j: Module de déformation longitudinale instantanée du béton.

G : module d'élasticité transversale.

Es : Module de déformation longitudinale de l'acier.

I : Moment d'inertie.

Ie : Moment d'inertie équivalent.

M : Moment fléchissant.

Mo : Moment isostatique.

Mt : Moment fléchissant en travée d'une poutre.

Ma : Moment fléchissant en appui d'une poutre.

Mu : Moment fléchissant à l'E.L.U.

Mser : Moment fléchissant à l'E.L.S

N : Effort normal.

Nser : Effort normal à l'E.L.S.

Nu : Effort normal ultime.

Tu : Vu : Effort tranchant ultime.

Tw : Effort tranchant à gauche.

Te : Effort tranchant à droite.

Tser : Effort tranchant à l'E.L.S.

F : effort de traction.

Ra : réaction à gauche.

Rb: réaction à droite.

G : Charge permanente.

Q : Charge d'exploitation.

E : Charge sismique.

Minuscules romaines :

h: Hauteur de la section du béton.

b : Largeur de la section du béton.

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

c1, c2 ,c, c' : Enrobage supérieur et inférieur.

d : Hauteur utile d'une section.

f : Flèche.

ep : épaisseur.

a : épaisseur du voile.

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

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

fe : Limite d'élasticité de l'acier.

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

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

i : Rayon de giration.

If : Longueur de flambement,

St : Espacement d'armature transversale.

Srep : Espacement de répartition.

Majuscules grecques :

Δ : Variation.

Σ : sommation.

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

W : poids.

Minuscules grecques :

α: Coefficient fonction de l'élancement du poteau.

γ : Coefficient de sécurité.

ε: Déformation relative.

η: Coefficient de fissuration.

λ: Élancement mécanique.

μ: Coefficient de frottement.

ν: Coefficient de POISSON.

ρ : Rapport de deux dimensions

σ : Contrainte normale.

τ : Contrainte tangentielle.

δ: Déplacement d'un niveau.

Autres notations :

C.V : Condition vérifiée.

C.N.V : Condition non vérifiée.

RDC : rez-de-chaussée.

SF : semelle filante.

Liste des tableaux

Tableau I.1.Caractéristiques des Aciers…….……..…8

Tableau II.1.Hypothèse de base de dimensionnement……15

Tableau II.2.Différents Charges permanents utilisé…….....15

Tableau II.3.Différents Charges d'exploitation utilisé……..…15

Tableau II.4.Charge permanent et d'exploitation de chaque élément…….21

Tableau II.5.Dimensionnement des poutres principales et secondaires…….22

Tableau II.6.les charges supporté par le poteau le plus sollicité……..…..23

Tableau II.7.descente de charge avec dégression……....24

Tableau II.8. Détermination de l'effort normal ultime…….....…..24

Tableau II.9.Dimensionnement des poteaux avec vérification…….....…....25

Tableau II .10.Dimensionnement des poteaux avec vérification……..….26

Tableau III.1.Vérification de l'acrotère au séisme……...…....31

Tableau III.2.Charge permanente G……..…32

Tableau III.3. Moment en travée et l'effort tranchant……..……..33

Tableau III.4. Différentes sollicitations dans la poutrelle à deux travées 37

Tableau III.5. Différentes sollicitations dans la poutrelle à trois travées.....38

Tableau III.6. Différentes sollicitations dans la poutrelle à quatre travées 39

Tableau III.7. Différentes sollicitations dans la poutrelle à six travées.....41

Tableau III.8 : Vérification à l'E.L.S aux appuis 44

Tableau III.9 : Récapitulation des résultats de la flèche.....46

Tableau III.9.10.Charge à l'ELU et l'ELS 49

Tableau III.11.Les données.....50

Tableau III.12.Calcul des sections d'acier de l'escalier.....50

Tableau III.13.Les armatures de répartition 50

Tableau III.14.Vérification de l'espacement des armatures.....51

Tableau III.15.Vérification du ferraillage de l'escalier à l'E.L.S.....51

Tableau III.16.Vérification de la flèche de l'escalier.....53

Tableau III.17.Ferraillage de la poutre palière……...55

Tableau III.18.Vérification à l'ELS de la poutre palière……..…….55

Tableau III.19.Vérification vis-à-vis RPA99 version2003 de la poutre palière.……..55

Tableau III.20.les actions sur la dalle 55

Tableau III.21.ferraillage de la dalle pleine 59

Tableau III.22.Vérification à l'état limite de service.....60

Tableau III.23.Vérification au cisaillement.....60

Tableau III.24.Vérifications préliminaires de la flèche.....61

Tableau III.25.Les résultats de ferraillage de la dallemachine……..……64

Tableau III.26².Vérification des contraintes de la dalle en travée et sur appuis dans les deux sens…….…….65

Tableau IV.1.Calcul de centre de masse.....70

Tableau IV.2.Centre de torsion 71

Tableau IV.3.Calcul de l'excentricité statique.....72

Tableau IV.4.Calcul d'excentricité accidentelle 73

Tableau IV. 5. Calcul de l'excentricité totale.....74

Tableau IV. 6. Coefficient d'accélération de A 75

Tableau IV.7.vérification des sollicitations suivant x.....76

Tableau IV.8.vérification des sollicitations suivant y.....76

Tableau IV.9.détermination du facteur de qualité Q 77

Tableau IV.10.Coefficient de participation massique 80

Tableau IV.11.Calcul de la force sismique 81

Tableau IV.12.Vérification de la résultante des forces sismiques 81

Tableau IV.13.calcul du moment de renversement 82

Tableau IV.14.calcul du moment stabilisant 83

Tableau IV.15.Vérification de stabilisation 83

Tableau IV.16.Vérification des déplacements inter-étage sens X 84

Tableau IV.17.Vérification des déplacements inter-étage sens Y 84

Tableau IV.18.Vérification l'effet P-Δsens X 85

Tableau IV.19.Vérification l'effet P-Δsens Y 86

Tableau IV.20. Vérification de cisaillement des éléments 87

Tableau V.1.Les données de calcule 89

Tableau V.2.Ferraillage longitudinal des poutres principales 91

Tableau V.3.Ferraillage longitudinal des poutres secondaires 91

Tableau V.4.Vérification des contraintes à l'ELS des poutres principales 91

Tableau V.5.Vérification des contraintes à l'ELS des poutres secondaires…….....91

Tableau V.6.Vérification des poutres principales selon les conditions RPA et CBA 92

Tableau V.7. Vérification des poutres secondaires selon les conditions RPA et CBA 92

Tableau V.8. Calcul de $\overline{\tau}_u$ 93

Tableau V.9.Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres principales.....94

Tableau V.10.Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres secondaires.....94

Tableau V.11.Calcul d'armatures transversales ainsi leur espacement 95

Tableau V.12. Vérification de la flèche des poutres 95

Tableau V.13.Les moments dans les poteaux à l'ELU 100

Tableaux V.14.Calcul des ferraillages longitudinaux des poteaux à l'ELU.....100

Tableau V.15.Vérification des armatures à ELS des poteaux.....102

Tableau V.16.Les armatures transversales et leurs espacements 103

Tableau V.17.Vérification de la quantité d'armatures transversales.....104

Tableau V.18.Les armatures verticales des voiles suivant x.....109

Tableau V.19.Les armatures verticales des voiles suivant y.....111

Tableau V.20.Les armatures verticales des voiles de la cage machine. 111

Tableau V.21.Vérification des armatures a ELS des voiles suivant x 112

Tableau V.22.Vérification des armatures a ELS des voiles suivant y 114

Tableau V.23.Vérification des armatures à ELS des voiles de la cage machine.....114

Tableau V.24.Vérification des armatures a ELS des voiles suivant x 117

Tableau V.25.Vérification des armatures a ELS des voiles suivant y 119

Tableau V.26.Vérification des armatures a ELS des de la cage machine 119

Tableau VI.1. Le pré dimensionnement des semelles isolées.....123

Tableau VI.2.dimensionnement des semelles filantes SF à l'ELS.....124

Tableau VI.3.dimensionnement des semelles filantes SF1 et SF2 à l'ELS 124

Tableau VI.4. Vérification des contraintes.....126

Tableau VI.5. Armatures principales des semelles filantes 127

Tableau VI.6.Armatures de répartition des semelles filantes 127

Tableau VI.7. Vérification des longueurs de scellement des semelles filantes 127

Tableau VI.8. Détermination des valeurs de q de la poutre de libage.....129

Tableau VI.9.Ferraillage la poutre de libage à l'ELU.....129

Tableau VI.10.Vérification des contraintes la poutre de libage à l'ELS 129

Tableau VI.11.Calcul des armatures transversales de la poutre de libage et leur espacement 130

Tableau VI.12. Calcul des armatures longitudinales à l'ELU du radier.....133

Tableau V.13. Vérification des armatures du radier à l'ELS 133

Tableau VI.14. Valeurs de α 136

Chapitre I

Présentation de l'ouvrage

INTRODUCTION GENERALE

Construire a été toujours l'un des premiers soucis de l'homme et l'une de ses occupations privilégiées. La Construction des ouvrages a été depuis toujours, le sujet de beaucoup de questions centrées principalement sur le choix du type d'ouvrage.

Malheureusement ces ouvrages et ces constructions sont toujours endommagés par des risques naturels, tel que : les séismes, …etc. Et pour construire des structures qui permettent une fiabilité vis à vis ces aléas naturels, il faut suivre les nouvelles techniques de constructions.

La construction parasismique est l'une de ces nouvelles techniques, et elle est incontestablement le moyen de prévention du risque sismique. Elle exige le respect préalable des règles normales de la bonne construction, mais repose également sur des principes spécifiques, dus à la nature particulière des charges sismiques. Ces principes et leurs modes d'application sont généralement réunis, avec plus ou moins de détails, dans les règles parasismiques. (Règlement parasismique algérien "***RPA99 version 2003***"), l'objectif de ces règlements est d'assurer une protection acceptable des vies humaines et des constructions.

Concernant notre travail on a pour objectif de mettre en application les connaissances acquises durant la formation de master. Après une introduction générale, cette étude se décompose en six chapitres :

Le premier contient une présentation de l'ouvrage et les caractéristiques des matériaux. Dans le deuxième chapitre on a fait un pré dimensionnement des éléments structuraux de notre bâtiment. Ensuite dans le troisième chapitre on a présenté le calcul des éléments secondaires. Après cela on a fait une étude sismique .En Ce qui concerne le cinquième chapitre on a exposé le ferraillage des éléments résistants. Dans le dernier chapitre s'attache à étudier l'infrastructure. Nous clôturons ce travail par une conclusion générale.

Introduction:

Le but d'une construction parasismique est d'assurer un niveau acceptable de sécurité contre les dégâts d'un séisme majeur. Pour cela, nous étudions cette bâtiment pour résister aux charges horizontales et verticales par un système de contreventement mixte (portique/voiles).

I.2. Présentation de l'ouvrage :

Le travail dans le cadre de notre projet de fin d'étude consiste à calculer les éléments résistants d'un bâtiment à usage d'habitation implanté dans une zone de moyenne sismicité (zone IIa selon le RPA99 version 2003), comportant un sous sol et un rez-de-chaussée et cinq étages. Il y a trois logements dans chaque étage.

I.2.1. Dimension en plan :

Le bâtiment à une forme d'angle dans les dimensions sont bien montrées dans les plans d'architectures.

I.2.2. Dimension en élévation :

Tous les étages ont une hauteur de 3.06m ; la hauteur du sous sol est de 3.74m La hauteur totale du bâtiment est de 22.1m

I.2.3. Système de contreventement:

Notre bâtiment comporte d'hauteur dépassants le onze mètre (11m), ainsi le règlement parasismique algérien (RPA99 version 2003) préconise un système de contreventement mixte assure par des voiles et des portiques avec justification d'interaction portiques-voiles.

Les voiles de contreventement doivent au plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales.

Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que leurs interactions à tous les niveaux.

Les portiques doivent reprendre en plus des sollicitations dues aux charges verticales, au moins de 25% de l'effort de l'étage.

I.2.4. Les planchers :

Les planchers sont considérés comme des diaphragmes rigides d'épaisseur relativement faible par rapport aux autres dimensions de la structure.

Notre bâtiment est comporte deux types de planchers :

- Planchers à corps creux ;
- Planchers à dalle plaine.

I.2.5. Maçonnerie :

La maçonnerie la plus utilisée en ALGERIE est en briques creuses, pour cet ouvrage nous avons deux types de maçonnerie :

a. **Murs extérieurs :** le remplissage des façades est en maçonneries non rigides, elles sont composées de :
   - Une cloison en briques creuses à huit (8) trous de dix centimètre (10cm) d'épaisseur ;
   - Une l'âme d'air de cinq centimètre (10cm) d'épaisseur ;
   - Une cloison en briques creuses à huit (8) trous de dix centimètre (10cm) d'épaisseur.

b. **Murs intérieurs :** cloisons de séparation de dix centimètre (10cm) d'épaisseur.

I.2.6. Revêtement :

Le revêtement de la structure constitué par :

- Au sol, carrelage de deux centimètre (2cm) d'épaisseur pour les chambres, les couloirs et les escaliers ;
- Céramique recouvrent tous les murs dans les sales d'eau ;
- Enduit en plâtre pour les murs intérieurs et les plafonds ;
- Mortier de ciment pour crépissages des façades extérieurs.

I.2.7. L'acrotère :

Comme la terrasse est inaccessible, le dernier niveau est entouré d'un acrotère en béton arme de 60cm de hauteur et de 10cm d'épaisseur. L'acrotère et de buts d'assurer la sécurité et d'empêcher l'écoulement des eaux pluviales stagnées dans la terrasse sur la façade.

I.2.8. Les escalier.

La circulation verticale entres les étages est assurée par un escalier droit à deux volets et palier entre étage.

I.2.9. Terrasse :

Il existe un seul type de terrasse qui est une terrasse inaccessible.

I.2.10. 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 sol. Pour notre projet les fondations on été choisies conformément au rapport de sol.

I.3. Caractéristiques mécaniques des matériaux :

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

I.3.1. Le béton :

Le béton est constitué par un mélange hétérogène de :

- Pate pure (ciment+eau+air) ;
- Granulat (sable, gravie et plus rarement pierres cassées) ;
- Produits d'addition éventuels (adjuvants).

a. Qualités essentielles :

- L'ouvrabilité ;
- Bonne résistance à la compression ;
- Compacité.

b. Dosage du béton :

Pour 1m^3 de béton, on utilise environ de 350 à 400 kg de ciment CPJ-CMII 42.5, 175 à 200 kg d'eau, 500 à 550 kg de sable (dimension < 6 mm), et 1100 à 1200 kg de gravillons (dimension comprise entre 3/8 et8/15 et 15/ 25 mm), ces proportions varient dans de faible proportions avec le qualité de béton recherche.

c. Résistance du béton :

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

- **Résistance caractéristique à la compression :** Art [A.2.1.1.1]
  La résistance caractéristique du béton non traité thermiquement suit les lois données par le CBA93 :

  $f_{cj}=\dfrac{j}{4.76+0.83j}\times f_{c28}$ pour ; $f_{c28}\leq 40MPa$;

  $f_{cj}=\dfrac{j}{1.4+0.95j}\times f_{c28}$ pour ; $f_{c28}> 40MPa$.

  La résistance de béton à la compression recherchée est $f_{c28}=25Mpa$.
- **Résistance caractéristique à la traction :** Art [A.2.1.1.2]
  La résistance à la traction du béton f_{tj} est déduite de celle de compression par l'intermédiaire de la relation :

  $f_{tj}= 0.6 + 0.06\, f_{cj}$ avec f_{cj} et f_{tj} en MPa.

  La résistance à la traction est $f_{t28}=2.1Mpa$.

d. Module d'élasticité :

- **Module d'élasticité longitudinale :**

  le module de déformation longitudinale instantané et donné par :

  $E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} \quad (MPa)$ E_{i28}=32164,195 MPa. Art [A.2.1.2.1]

  le module de déformation longitudinale différée donné par :

  $E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}} \quad (MPa)$ E_{v28}= 10721,40 MPa. Art [A.2.1.2.2]

- **Module d'élasticité transversale :**

  La valeur du module d'élasticité transversale est donnée par :

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)}$$

- **Coefficient de poisson :**

  La déformation longitudinale est toujours accompagnée une déformation transversale, le coefficient de poisson $\boldsymbol{\nu}$ par définition est le rapport entre la déformation longitudinale et la déformation transversale.

$$\nu = \frac{\Delta d / d_0}{\Delta L / L_0} = \frac{\xi_t}{\xi_L}$$

Avec: ξ_t**:** déformation limite transversale ;

ξ_l**:** déformation limite longitudinale ;

ν **= 0.0** dans le cas des ELU (section fissurée) ;

ν **=0.2** dans le cas des ELS (section non fissurée).

e. Contrainte limite :

- **Contrainte de cisaillement :**

  Les contraintes sont déterminées à partir de l'effort tranchent.

  - Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable :

    $\tau_u = \min (0.1\ f_{c28}, 3\ MPa)$. Pour : $f_{c28} = 25$ MPa : $\tau_u = 2.5$ MPa.

  - Fissuration peu nuisible :

    $\tau_u = \min (0.13\ f_{c28}, 4\ MPa)$. Pour : $f_{c28} = 25$ MPa : $\tau_u = 3.25$ MPa.

- **Contrainte-déformation :** Art [A.4.3.4.1]

  Le diagramme idéalisé est donné par la figure suivante :

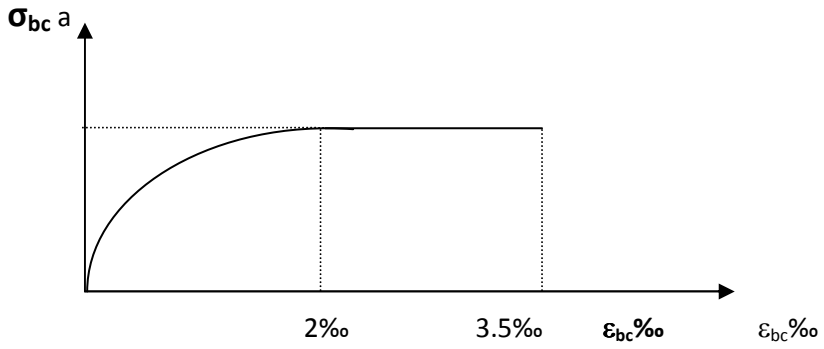


Fig. .1.1. Diagramme des contraintes de déformation du béton à L' ELU.

La contrainte ultime du béton à la compression $\boldsymbol{\sigma_{bc}}$ est donnée par la formule :

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

Avec :

γ_b : Coefficient de sécurité, tel que :

$\gamma_b = 1{,}5$ Pour une combinaison fondamentale ;

$\gamma_b = 1{,}15$ Pour une combinaison accidentelle.

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

θ=0.9 Lorsque cette durée est comprise entre 1 heure et 2 heures ;

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

I.3.2. L'acier :

L'acier utilise en béton armé se distingue du acier par sa forme géométrique et sa nuance, l'acier de béton armé est sous forme des barres circulaires d'une longueur considérable à son diamètre. Sa surface externe (surface de contacte avec le béton) présente deux type distinct : une surface lisse et une surface rugueuse, chacune ayant sa propre utilité.

I.3.2.1. Types d'acier :

Tab.1.1 : types d'acier

Nature	Utilisation	Nuance	diamètre (mm)	Fe (Mpa)
Ronde lisse	Armature transversale	FeE 215	T6 et T8	215
Barre à haute adhérence	Armature longitudinale	FeE 400	$T \geq 10$	400
treillis soudé	Table de compression	TLE 520	0<T<6	520

I.3.2.2. Module d'élasticité longitudinale : Art [A.2.2.1]

Expérimentalement, le règlement (CBA93) prévoit que la valeur du module d'élasticité longitudinale de l'acier est pratiquement constante quelque soit la nuance de l'acier utilisé : Es = 2,1.105 MPa Art.2.2.1 [1]
N.B : Le caractère mécanique servant de base aux justifications est la limite d'élasticité garantie Fe ;Les armatures doivent être conformes aux textes réglementaires en vigueur.

I.4. Le sol :

Le sol sur lequel sera implanté l'ouvrage, a une bonne capacité portante. La contrainte admissible du sol est 2 bars.

I.5.Conclusion :

Pour notre projet, les valeurs standard à utiliser sont :

$f_{c28} = 25Mpa$;

$f_{t28} = 2.1Mpa$;

$E_{i28} = 32164.2Mpa$;

$E_{v28} = 10819Mpa$;

$$\sigma_{bc} = \begin{cases} 14.2\ Mpa : situation\ durable; \\ 18.48\ Mpa : situation\ accedentelle; \end{cases}$$

$$\overline{\tau}_u = \begin{cases} 3.33\ Mpa : fissuration\ peu\ nuisible; \\ 2.5\ Mpa : fissuration\ préjudiciable\ ou\ trés\ préjudiciable; \end{cases}$$

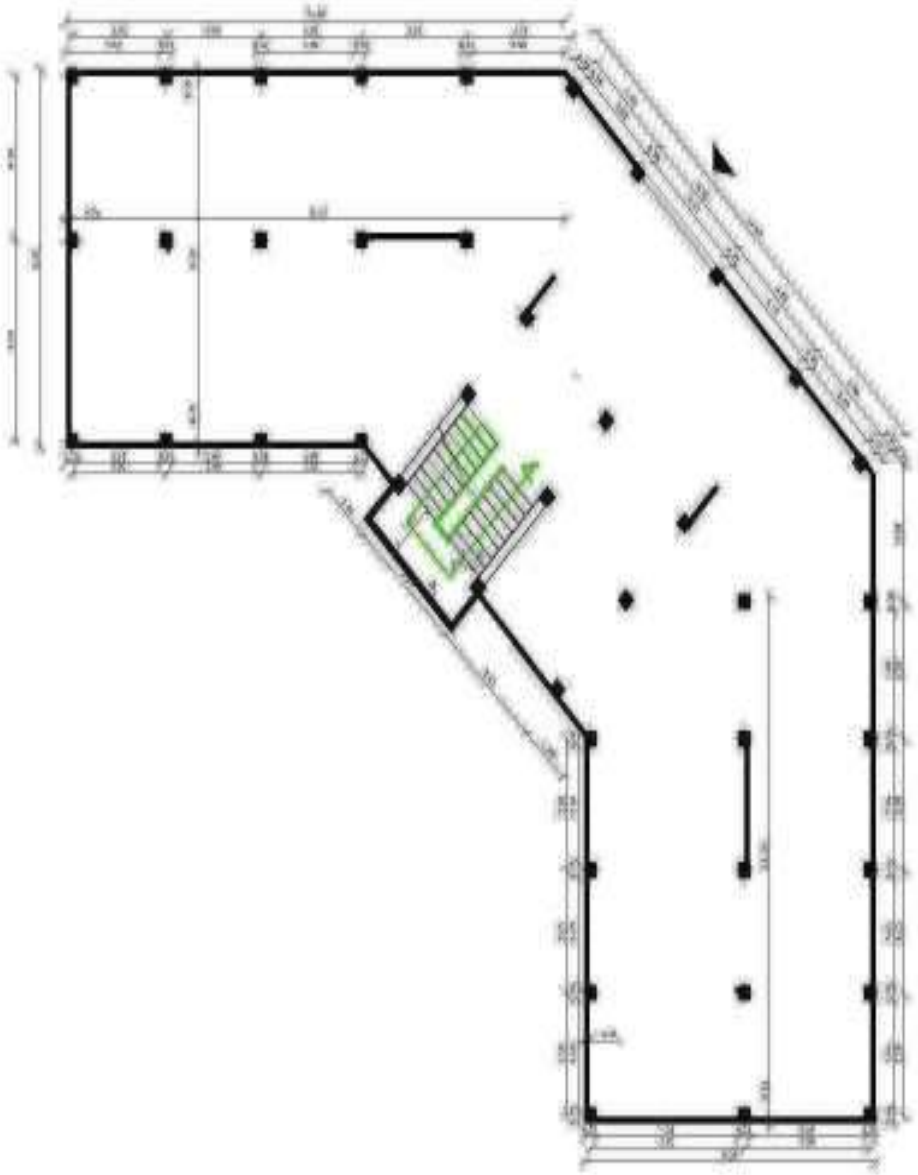
$\overline{\sigma}_{bc} = 15Mpa$;

FeE400, fe= 400Mpa : pour les armatures longitudinales ;

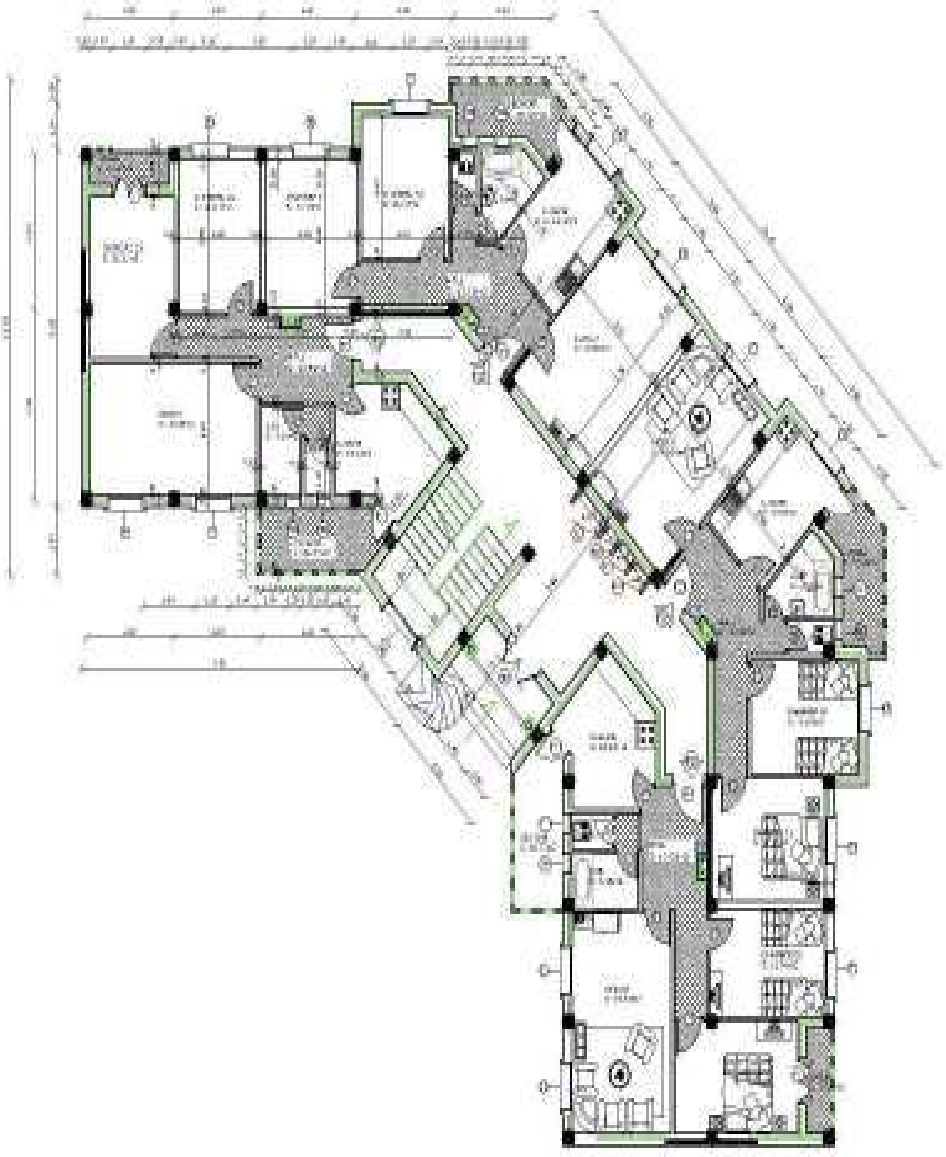
FeE235, fe = 235Mpa : pour les armatures transversales ;

$\overline{\sigma}_s = 202Mpa$ *: fissuration préjudiciable pour les H.A ;*

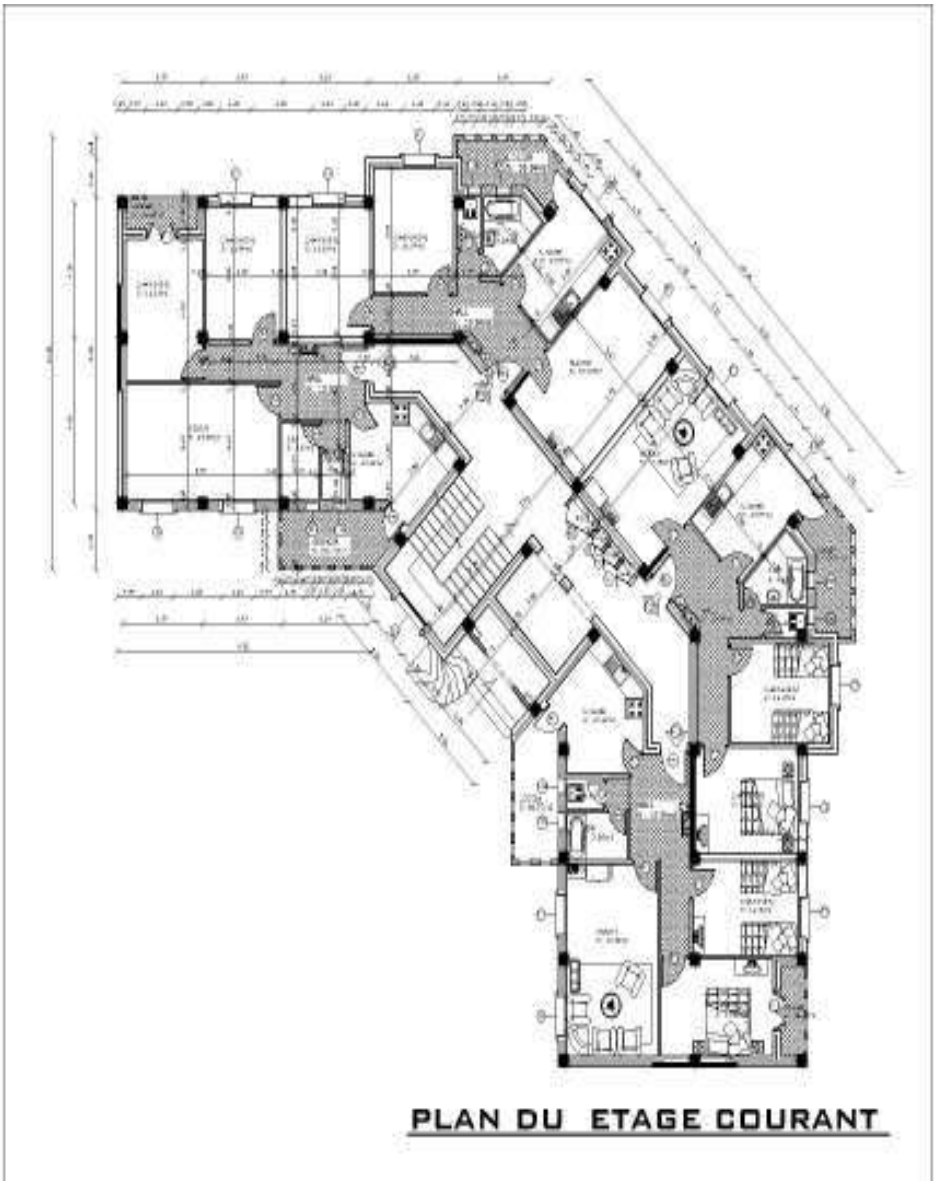
$\overline{\sigma}_{sol} = 2$ *bars.*



PLAN SOUS SOL



PLAN DE R.D.C

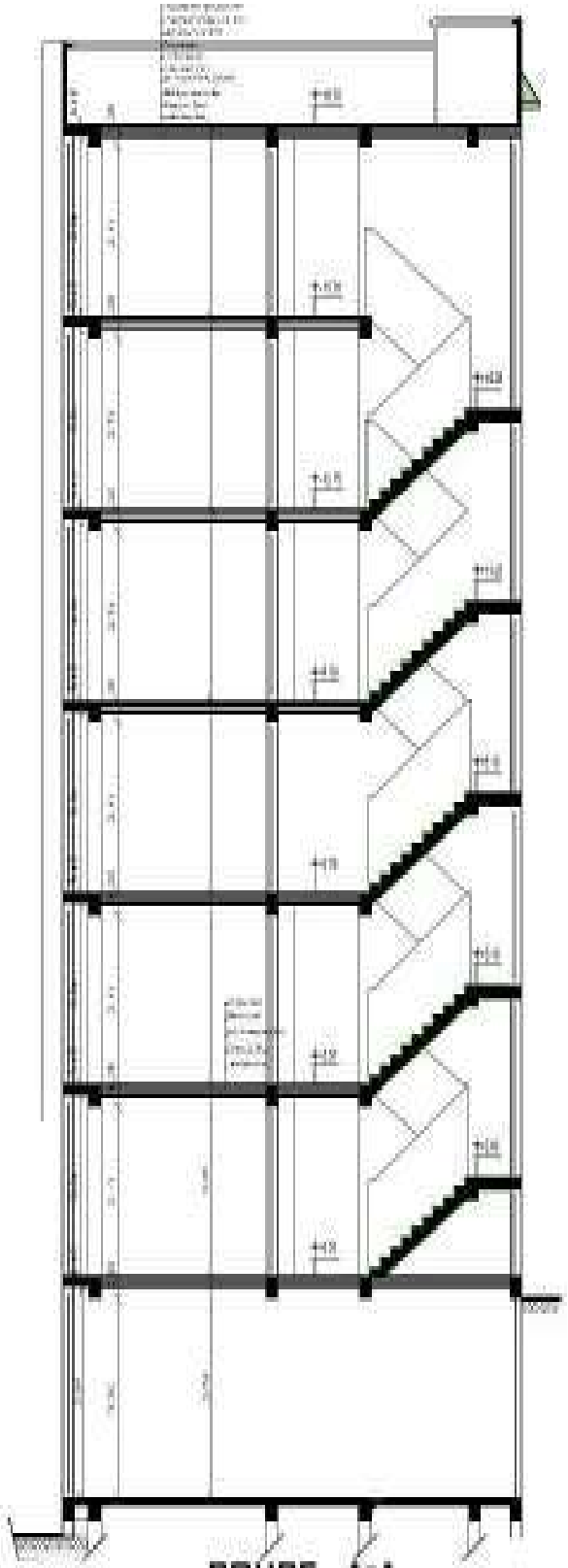


PLAN DU ETAGE COURANT


FAÇADE POSTERIEUR (DÉVELOPÉE)



FAÇADE PRINCIPALE (DÉVELOPÉE)


COUPE A-A

Chapitre II

Prédimensionnement des éléments

II.1. Introduction :

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

II .2. Prédimensionnement des planchers :

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

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

Pour notre bâtiment, deux types de planchers sont utilisés :

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

II .2.1. Plancher à corps creux :

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

- ➢ $L/20 \geq ht \geq L/25$ [1]
- ➢ et $ht \geq L/22.5$

Avec :

- ♦ L : la portée la plus longue de la poutrelle mesurée à nus des appuis.
- ♦ Pour le cas de notre structure, nous avons : $L = 5.00$ m.

- ➢ $500/20 \geq ht \geq 500/25 \Rightarrow 25cm \geq ht \geq 20cm.$
- ➢ et $ht \geq 500/22.5 \Rightarrow ht \geq 22.22cm$

On choisit : $ht = 25$ cm on adoptera donc un plancher à corps creux du type (20+5)

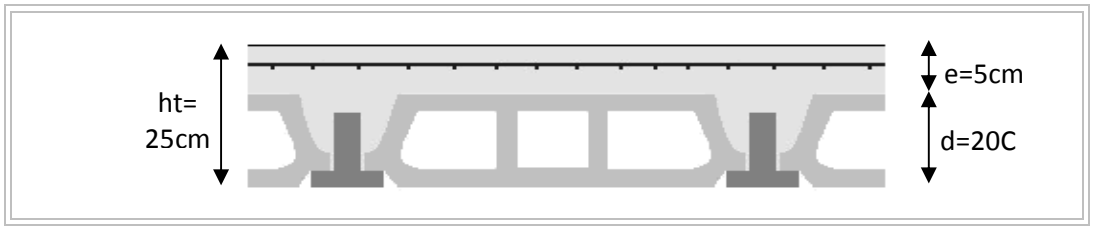


Figure 2-1: dimensionnement de plancher à corps creux

Pour obtenir une bonne

isolation acoustique, on doit vérifier la condition suivante :

- ht ≥ 20 cm

D'où on a : 25 cm > 20 cm (condition vérifiée).

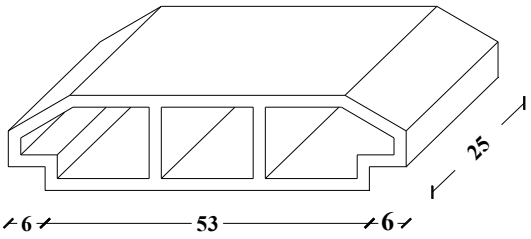


Figure 2-2: Dimensions du corps creux

II .2.2. Les dalles pleines :

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

i) Critère de résistance : [1]

- dalle reposant sur 3 ou 4 appuis :…….

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

- dalle reposant sur deux appuis :

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

où : ep : épaisseur de la dalle.

L : la plus grande portée mesurée entre nu.

ii) **Sécurité contre l'incendie :** [1]

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

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

iii) **condition d'isolation acoustique** [1]: ep ≥ 15 cm.

- Critère de résistance $500/50 \leq ep \leq 500/40 \Rightarrow 10 \leq ep \leq 12.5$
- La sécurité contre l'incendie : ep = 11cm
- Condition d'isolation acoustique : ep = 15 cm

➢ **Conclusion :**

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

Condition de la flèche :

Si $L \leq 5m \Rightarrow f \leq \frac{L}{500}$. [1]

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

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

II.3.1. Maçonnerie :

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

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

Tableau 2-1 : charge permanente du mur simple cloison

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

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

Tableau 2-2 : charge permanente du mur double cloison



Figure 2-3: Simple et double cloisons

II.3.2. Plancher terrasse :

II.3.2.a. Charges permanentes :

N	Composants	Épaisseur (m)	Poids surfacique (KN/m^2)
1	Gravillon roulé	0.04	0.72
2	Étanchéité	0.02	0.12
3	Papier kraft	-	0.05
4	Forme de pente	0,14	2.2
5	Plaque de liège	0.03	0.03
6	Pare vapeur	0.01	0.06
7	Film polyane	-	0.01
8	Planche corps creux	0.20+0.05	3.2
9	Enduit de plâtre	0.02	0.2
		G	**6.59**

Tableau 2-3 : Charge permanente du plancher terrasse

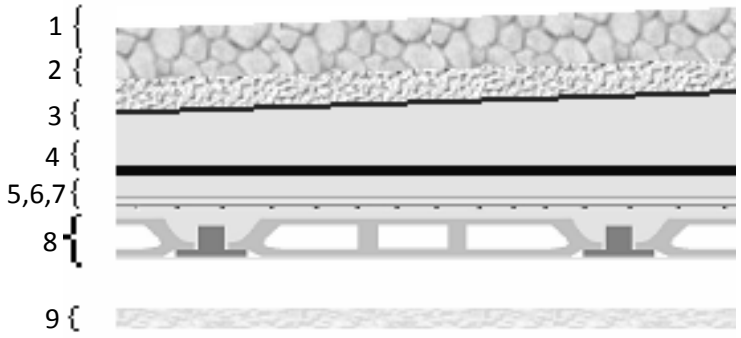


Figure 2-4 : composants d'un plancher terrasse

II.3.2.b. Charges d'exploitation :

Terrasse inaccessible $Q = 1\ KN/m^2$.

II.3.3. Plancher courant :

II.3.3.a. Charges permanentes :

N	Composants	Épaisseur (m)	Poids surfacique (KN/m$^{2)}$
1	Carrelage	0.02	0.44
2	Lit de sable	0.03	0.54
3	Mortier de pose	0.02	0.4
4	Planche corps creux	0.20+0.05	3.2
5	Enduit de plâtre	0.02	0.2
6	mur simple cloison	0.1	1.62
		G	**6.4**

Tableau 2-4 : Charge permanente du plancher courant

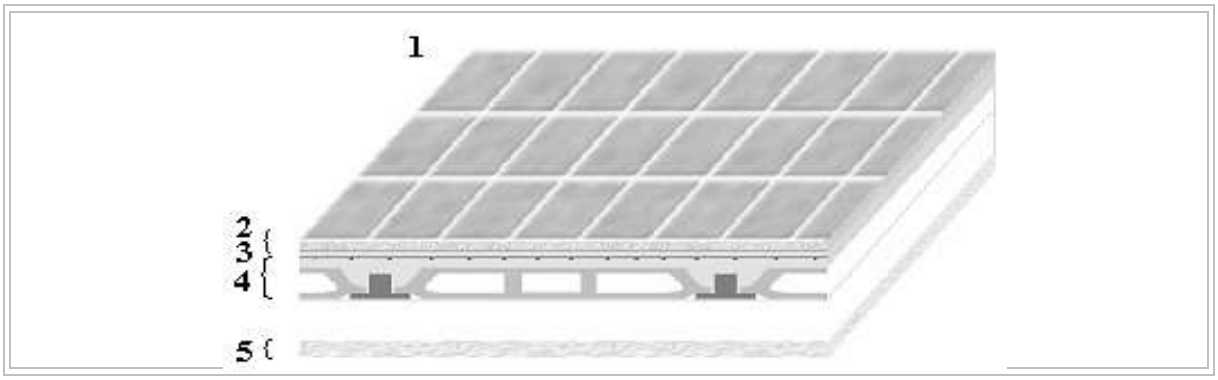


Figure 2-5 : composants d'un plancher courant

II.3.3.b. charges d'exploitation : [3]

$$Q = 1.5 \text{ KN } /m^2 \quad \text{(usage d'habitation)}$$

II.3.4. Dalle pleine :

II .3.4.a. Terrasse inaccessible :

N	Composants	Épaisseur (m)	Poids surfacique (KN/m^2)
1	Gravillon roulé (25/40)	0.05	1.00
2	Etanchéité multicouche	0.02	0.12
3	Papier Kraft	-	0.05
4	Forme de pente	0.15	3.30
5	Film polyane	-	0.01
6	Liège (isolant thermique)	0.04	0.16
7	Pare vapeur	0.01	0.02
8	Dalle pleine	0.15	3.75
9	Enduit de ciment	0.02	0.36
		G	**8.77**

Tableau 2-5 : Charge permanente terrasse inaccessible

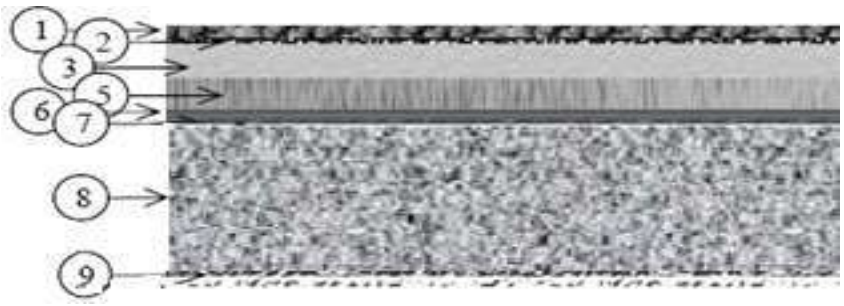


Figure 2-6 : composants de la terrasse inaccessible

II .3.4.a. Terrasse accessible :

N	Composants	Épaisseur (m)	Poids surfacique (KN/m^2)
1	Carrelage	0.02	0.44
2	Lit de sable	0.03	0.54
3	Mortier de pose	0.02	0.4
4	Etanchéité multicouche	0.02	0.12
5	Papier Kraft	-	0.05
6	Forme de pente	0.09	1.98
7	Film polyane	-	0.01
8	Liège (isolant thermique)	0.04	0.16
9	Pare vapeur	0.01	0.02
10	Dalle pleine	0.15	3.75
11	Enduit de ciment	0.02	0.36
		G	**7.83**

Tableau 2-6 : Charge permanente terrasse accessible

II.3.4.b. Etage :

N	Composants	Épaisseur (m)	Poids surfacique (KN/m^2)
1	Carrelage	0.02	0.44
2	Mortier de pose	0.04	0.40
3	Lit de sable	0.03	0.54
4	Etanchéité	0.02	0.12
5	Dalle pleine	0.15	3.75
6	Enduit de ciment	0.02	0.36
		G	**5.61**

Tableau 2- 7 : Charge permanente de la dalle d'étage

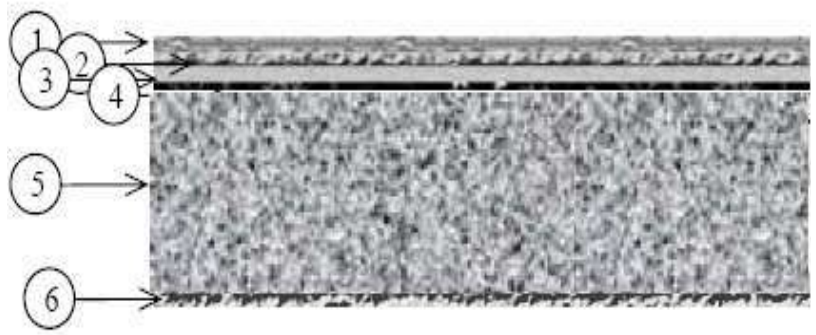


Figure 2-7 : composants de la dalle d'étage

II.4. Prédimensionnement des poutres:

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

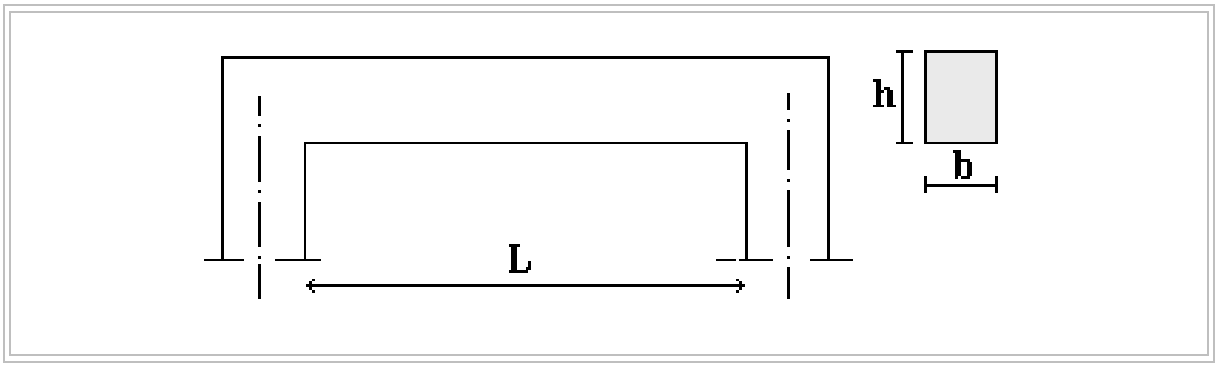


Figure 2-8 : Dimensionnement de la poutre

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

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

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

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

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

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

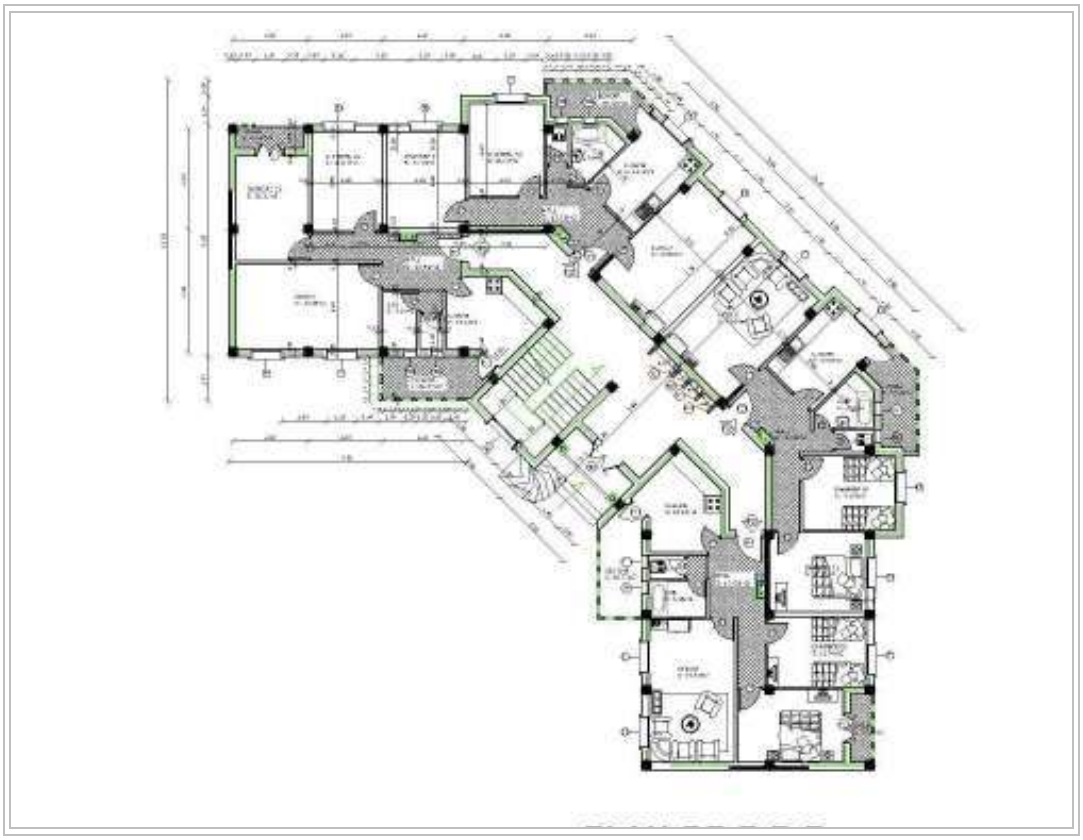


Figure 2-9 : détermination des axes

	poutres principales	poutres secondaires
Conditions de résistance	L_{max}= 5.00 m ⇒33.33cm ≤ h ≤50 on adopte h = **40** cm ⇒ 8 cm ≤ b ≤28.0cm on adopte b = **30** cm	L_{max} = 3.55m ⇒23.66cm ≤h≤35.5cm on adopte h = **35** cm ⇒ 7cm ≤ b ≤ 24.5 cm on adopte b = **30** cm

Vérification selon le RPA 99	h=40cm≥30cm ; b=30cm≥20cm h/b=1.33≤ 4	h=35cm≥30cm ; b=30cm≥20cm h/b=1.17≤ 4
Condition de rigidité (h/L ≥ 1/16)	(h/L=0.08) ≥ (1/16=0.0625) (condition vérifie)	(h/L=0.098) ≥ (1/16=0.0625) (condition vérifie)
Conclusion	h = **40**cm ; b **= 30**cm	h = **35** cm ; b = **30** cm

Tableau 2-8 : prédimensionnement des poutres

II.5. Prédimensionnement des poteaux :

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

II.5.1. Choix du poteau le plus sollicité :

Le poteau le plus sollicité est (G-2).

II.5.2. Dimensions des poteaux :

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

- ✓ MIN $(b_1, h_1) \geq 30cm$

Niveau d'étage		5	4	3	2	1	RDC	SS
Dimension du poteau	b_1 (cm)	35	35	40	40	45	45	50
	h_1 (cm)	35	35	40	40	45	45	50

Tableau 2-9 : prédimensionnement des poteaux

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

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

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

Avec $L_0 = 3.40m$: est comptée entre face supérieure de deux planchers consécutifs ou de sa jonction avec la fondation à la face supérieure du plancher. Pour cela on va procéder à la vérification suivante :

Et $L_0 = 3.74m$ pour le SS

	Dimension de poteau	L_f	$i = \frac{b}{\sqrt{12}}$	λ
Sous 5 eme étage	30 x30	$0.7L_0$	0.086	22.06
Sous 4 eme étage	30 x30	$0.7L_0$	0.086	22.06
Sous 3 eme étage	35 x35	$0.7L_0$	0.1	18.97

Sous 2 eme étage	35 x35	$0.7L_0$	0.1	18.97
Sous 1 eme étage	40 x40	$0.7L_0$	0.115	16.50
RDC	40 x40	$0.7L_0$	0.115	16.50
Sous sol	45 x45	$0.7L_0$	0.130	18.25

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

L'effort normal admissible est :

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

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

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

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

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

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

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

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

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

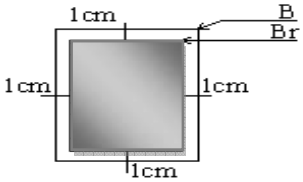


Figure 2-10 : Section réduite du poteau

	Dimension (cm×cm)	Br (mm²)	H	α	As (mm²)	$\overline{N}_u$ (kN)
le 5eme étage	30 x30	78400	22.06	0.787	90	**1167.244.**
le 4eme étage	30 x30	78400	22.06	0.787	90	**1167.244**
le 3eme étage	35 x35	108900	18.97	0.803	122.5	**1653.598**
le 2eme étage	35 x35	108900	18.97	0.803	122.5	**1653.598**
le 1er étage	40 x40	144400	16.5	0.813	160	**2219.267**
RDC	40 x40	144400	16.5	0.813	160	**2219.267**
SOUS SOL	45 x45	184900	18.25	0.806	202.5	**2816.574**

Tableau 2-11: calcule de $\overline{N}_u$

II.5.5. Détermination des charges et surcharges

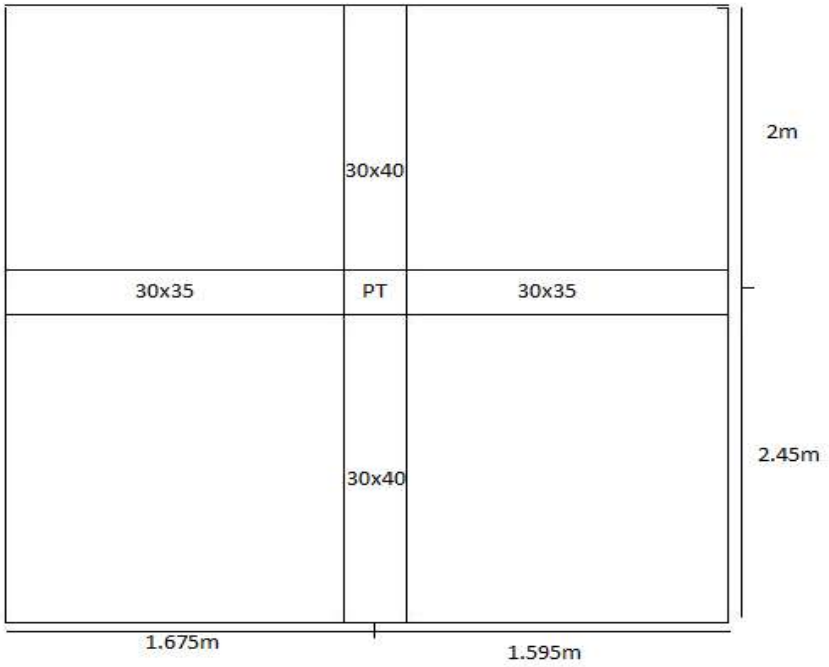


Figure. 2-11: représentation du poteau le plus sollicité

- Surface du plancher revenant au poteau:

  $S_p=(2.3+1.85)x(1.45+1.52) \Rightarrow$ **$S_p=9.15m^2$**

- Surface totale:

  $S_t=4.45x3.27 \Rightarrow$ **$St=14.55m^2$**

II.5.6. Descente des charges :

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

II.5.6.a. Charges Permanente

°

Étage	$G_{plancher}$ (KN)	G_{poteau} (KN)	G_{poutre} (KN)	G (KN)	G_{cum} (KN)
5ème	60.3	6.09	22.63	89.02	89.02
4ème	58.56	6.09	22.63	87.28	176.3
3ème	58.56	8.3	22.63	89.5	265.8
2ème	58.56	8.3	22.63	89.5	355.3
1er	58.56	10.84	22.63	92.03	447.33
RDC	58.56	10.84	22.63	92.03	539.36
SS	58.56	17.16	22.63	98.35	637.71

Tableau 2-12 : Tableau des charges permanentes

II.5.6.b. Charges d'exploitation :

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

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

Avec :

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

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

	Q (kN)		$\frac{3+n}{2n}$	Q_{cum} (kN)
5eme étage	Q0 =	14.55		14.55
4eme étage	Q1=	21.825	0.714	36.375

3eme étage	Q2=	21.825	0.69	56.0175
2eme étage	Q3=	21.825	0.67	73.477
1er étage	Q4=	21.825	0.65	88.755
RDC	Q5=	21.825	0.63	101.86
SOUS SOL	Q6=	21.825	0.625	112.762

Tableau 2-13 : Tableau des surcharges d'exploitation

Niveau	Dégression	$Q_{cumulé}$ [Kn]
Terrasse	Q_0	14.55
04eme	$Q_0 + Q_1$	36.375
03eme	$Q_0 + 0.95 (Q_1 + Q_2)$	56.0175
02eme	$Q_0 + 0.90 (Q_1+Q_2+Q_3)$	73.477
01ere	$Q_0 + 0.85 (Q_1+ Q_2+ Q_3+Q_4)$	88.755
RDC	$Q_0 + 0.80 (Q_1+ Q_2+ Q_3+ Q_4+Q_5)$	101.86
SOUS SOL	$Q_0 + 0.75 (Q_1 + Q_2+ Q_3+ Q_4+ Q_5+Q_6)$	112.762

Tableau II.8.Descente de charge avec dégression.

Effort normal de résistance :

$$\begin{cases} N_u = 1.35G + 1.5Q \\ \overline{N}_u = N_u + 10\% N_u = 1.1 N_u \end{cases} \quad [1]$$

Niveau	$G_{cumulé}$ (KN)	$Q_{cumulé}$ (KN)	N_u (KN)	$1.1N_u$ (KN)	$\overline{N_u}$ **(kN)**	$1.1N_u \leq \overline{N_u}$
5eme étage	89.02	14.55	142.002	156.20	**1167.244**	**OUI**
4eme étage	176.3	36.375	292.565	321.82	**1167.244**	**OUI**
3eme étage	265.8	56.0175	442.85	487.135	**1653.598**	**OUI**
2eme étage	355.3	73.477	589.91	648.90	**1653.598**	**OUI**
1er étage	447.33	88.755	737.02	810.722	**2219.267**	**OUI**
RDC	539.36	101.86	880.926	920.02	**2219.267**	**OUI**
SOUS SOL	637.71	112.762	1057.05	1162.75	**2816.574**	**OUI**

Tableau 2-14 : Tableau de vérification

II.5.7. Vérification selon le RPA99v2003 :

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

Condition à vérifier	Application de condition	Vérification
Min (b, h) ≥ 30 cm	Min (b, h) = 30cm ≥ 30 cm	**Oui**
Min (b, h)≥ he /20	Min (b, h) =30cm≥ (he/20) = (3.06 – 0.35)/20=13.55cm	**Oui**
0.25 ≤ (b/h) ≤ 4	0.25 ≤ (b/h)=1 ≤ 4	**Oui**

Tableau 2-15 : vérifications de coffrage des poteaux

II.5.8. Vérification aux zones nodales :

Il nous reste à vérifier :

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

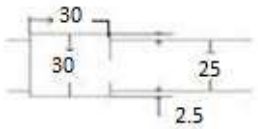
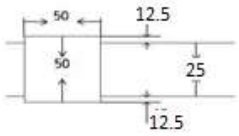
	b_{max} (cm)	h_1 (cm)	b_1 (cm)	$b_{max} \leq 1.5h_1+b_1$	d (cm)	Max $(b_1/2;h_1/2)$	$d \leq$ Max $(b_1/2;h_1/2)$
	30	30	30	Oui	0	15	Oui
	30	45	45	Oui	7.5	22.5	Oui

Tableau 2-16 vérification aux zones nodales

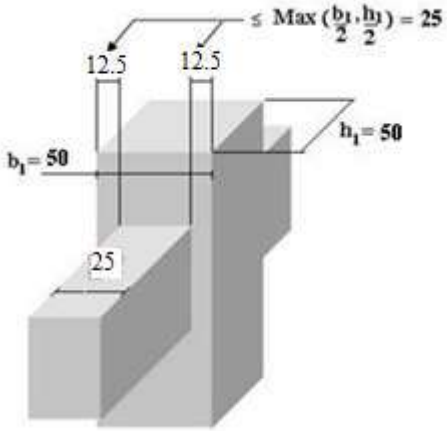


Figure 2-12 : les poutres principales et les poutres secondaires

II.6. Prédimensionnement des voiles :

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

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

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

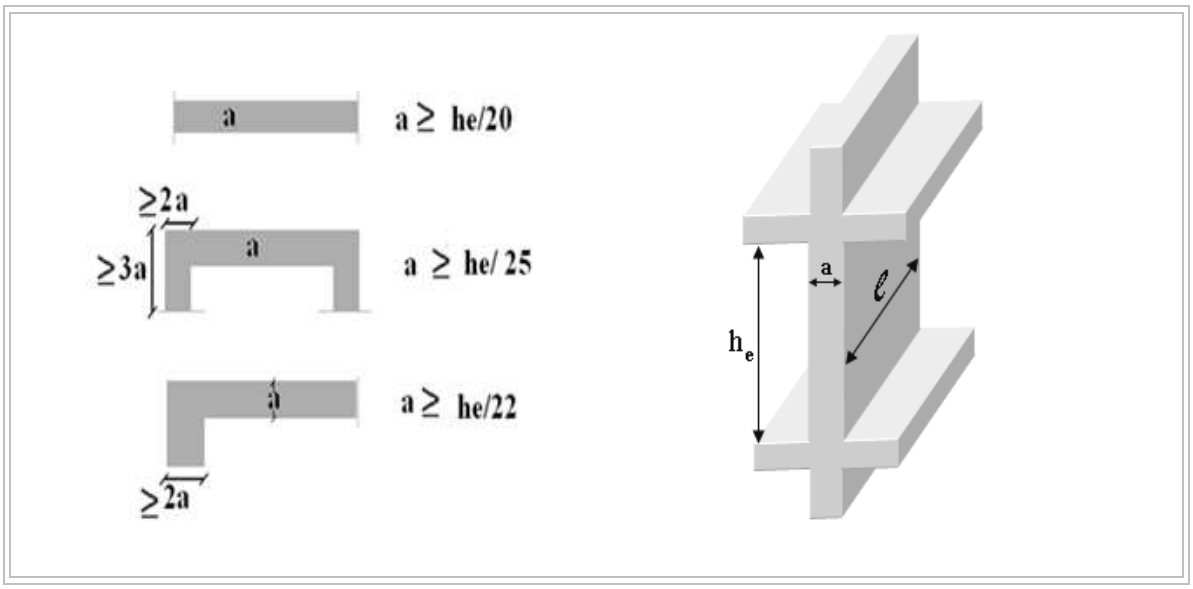


Figure 2- 13 : Coupe de voile en plan (gauche)
Voile en 3D (droite)

Dans notre cas on a :

- he= 3.74-0.35=3.39m.
- a ≥ MAX(15 cm ; he/25; he/22; he/20)
  a ≥MAX(15 cm ; 13.56cm;15.40m;16.95 cm)
  a ≥16.95 cm

On adopte **a =20 cm**

Remarque :

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

Chapitre III

Calcul des éléments secondaires

III.1. Calcul de l'acrotère :

L'acrotère est un élément non structural en béton armé de 10 cm d'épaisseur et de 120 cm de hauteur.

C'est un système isostatique assimilé à une console de 100 cm de largeur, encastrée au plancher terrasse et soumise à un effort normal dû à² son poids propre et un moment à l'encastrement dû à une charge d'exploitation de 1 kN/ml appliquée à son extrémité. La fissuration est considérée comme préjudiciable car l'acrotère est sujet aux intempéries.

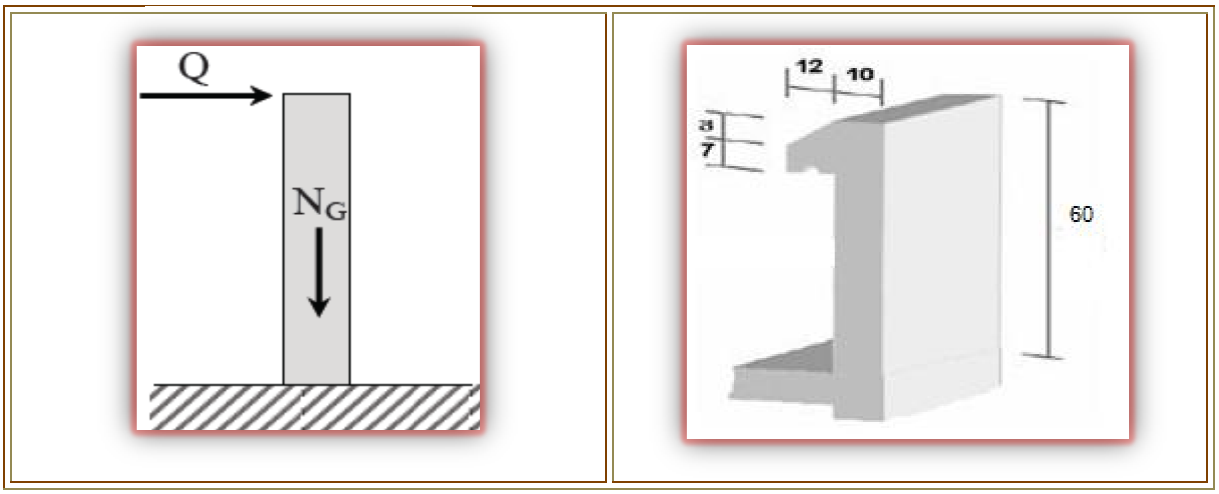


Figure III.1 : L'acrotère

III.1.1. Charges permanentes et d'exploitations :

Tableau III.1 : Les charges

Charge permanente G [KN/ml]	[(0.6*0.1)+(0.07*0.12)+(0.03*(0.12/2))]*25*1 = **1.775**
charge d'exploitation Q [KN/ml]	**1**

Tableau III.2 : Les efforts

	E.L.U	**E.L.S**
Effort normal : Nu (kN)	1,35 * G= 2.369	G = 1.755
Effort tranchant : Tu (kN)	1,5 * Q = 1.5	Q = 1
Moment d'encastrement : M u(kN.m)	1,5 * Q * h ==0.9	Q * h = 0.6

III.1.2. Calcul du ferraillage :

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

Tableau III .3 : Les données

Données			
f_{c28}	25 MPa	**h**	10 cm
f_{t28}	2,1 MPa	**d**	7.5 cm
f_e	400 MPa	**c**	2.5 cm
$\sigma_{b\ adm}$	14.2 MPa	**c'**	2.5 cm
$\sigma_{s\ adm}$	348 MPa	**b**	100 cm

III.1.2.a. À E L U :

❖ Calcul de l'excentricité:

À l'attention de : $e_0 = \frac{Mu}{Nu} = \frac{0.900}{2.369} \Rightarrow e_0 = 38$ cm

On a : $e_0 = 38\ cm > \frac{h}{2} - c = \frac{10}{2} - 2.5 = 2.5$ cm

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

❖ Calcul du moment de flexion :

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

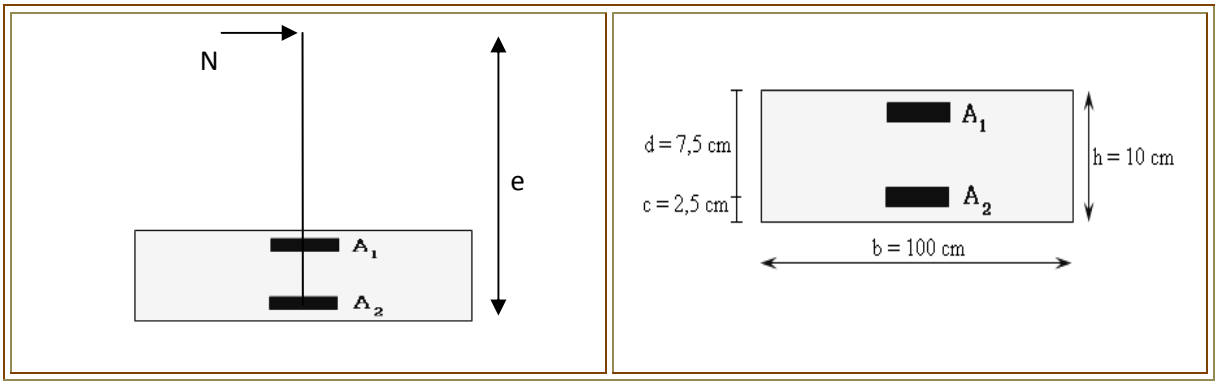


Figure III .2 : Section de B.A à l'ELU

$e = e0 + (\frac{h}{2} - C) \Rightarrow e = 0.405\ m$

$M1 = N * e \Rightarrow M1 = 0.96\ kN.m$

❖ Calcul des armatures verticales :

Le calcul se fait en flexion simple:

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

$\mu = 0.012 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow$ $A'_1 = 0$ (section sans armatures comprimés).

ß = 0.994

$A_1 = \frac{M_f}{(\overline{\sigma_s} * \beta * d)} \Rightarrow A1 = 0{,}370\ cm^2$

N : effort de compression, alors : $A = A_1 - \frac{N}{100 * \sigma_s} \Rightarrow A = 0.302\ cm^2$

Et : $A' = A'_1 \Rightarrow A' = 0\ cm^2$

Donc: $A = 0.302\ cm^2$, $A' = 0\ cm^2$

❖ Condition de non fragilité : [1]

$Amin = \frac{B}{1000} = \frac{10 \times 100}{1000} = 1\ cm^2$

$Amin = 1\ cm^2 > A = 0.302\ cm^2 \Rightarrow A = Amin = 1.00\ cm^2$

On adoptera : **A = 4 HA 8 = 2.01 cm²**

❖ Armatures de répartition : [1]

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

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

❖ Espacement : [1]

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

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

III.1.2.b. Vérification à l'E.L.S :[1]

Données: $N_{ser} = 1.755$ kN

$M_{ser} = 0.6$kN.m

❖ Calcul de l'excentricité:

On a $e_0 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{0.6}{1.755} = 34.19cm$

$\frac{h}{2} - c = 5 - 2.5 = 2.5\text{ cm} < e_0 = 34.19\text{cm}$

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

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

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

$\upsilon_2 = h - \upsilon_1 \Rightarrow \upsilon\,2 = 4{,}926$ cm.

$I = \frac{b}{3}(\upsilon_1^{3} + \upsilon_2^{3)} + 15\,[A(\upsilon_2 - c)^2 + A'(\upsilon_1 - c)^2] \Rightarrow I = 8513.68\ cm^4$.

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

Donc : $e_0 = 34{,}19\text{cm} > \frac{I_G}{B_o \upsilon_2} = 1{,}677$ cm.

Alors : on a une section partiellement comprimée.

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

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

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

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

$y_2^3 + py_2 + q = 0$……."*"

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

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

C: La distance entre la fibre la plus comprimée du béton et le point "c" et puisque "N" est un effort de compression donc " C = h/2 – e = -29.19cm < 0".

❖ Application numérique :

$$\begin{cases} p = -2489.80\text{cm}^2 \\ q = +47307.84\text{cm}^2 \end{cases}$$

Donc l'équation devient: $y_2^3 - 2489.80\, y_2 + 47307.84 = 0$

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

Les racines de l'équation sont: $y_2 = \begin{cases} a\cos(\dfrac{\varphi}{3}) = 31.20\,\text{cm} \\ a\cos(\dfrac{\varphi}{3} + 120) = -57.54\,\text{cm} \\ a\cos(\dfrac{\varphi}{3} + 240) = 26.34\text{cm} \end{cases}$

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

$$0 < y_1 = y_2 + C < h$$

$\mathbf{y_1}$: distance entre la fibre comprimée de béton la plus éloignée et l'axe neutre.

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

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

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

$$K = \frac{N_{ser}}{S_{xx'}} = \frac{1755}{36481} = 0.0481\,N/mm^3$$

$$\sigma_b = K\,y_1 = 0.0481 \times 20.1 = 0.967\ MPa < \overline{\sigma}_b = 0{,}6\,f_{c28} = 15\ MPa$$

$$\sigma_s = 15K(d - y_1) = 15 \times 0.0481 \times (75 - 20.1) = 39.61\ MPa$$

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

$$\sigma_s = 39.61\,MPa < \overline{\sigma}_s = 201.633\,MPa$$

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

III.1.3. Vérification de l'effort tranchant : [1]

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

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

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

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

Donc pas de vérification à faire.

III.1.4. Vérification de l'acrotère au séisme : [2]

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

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

- A: coefficient d'accélération, (groupe d'usage2, zone IIa)
- C_p: facteur de force horizontal, (R.P.A tab. 6.1)
- W_p: poids propre de l'acrotère pour une bande de 1m de longueur.
- A=0.25 ; Cp=0.80 ; Wp= 2.255 KN.

$$F_p = 4 \times 0.25 \times 0.8 \times 1.755 = 1.404\ KN$$

$$F_p = 1.404\ KN < T = 1.5\ KN \ldots\ldots\ldots \text{(Conditionvérifié)}$$

Donc l'acrotère résiste à la force horizontale.

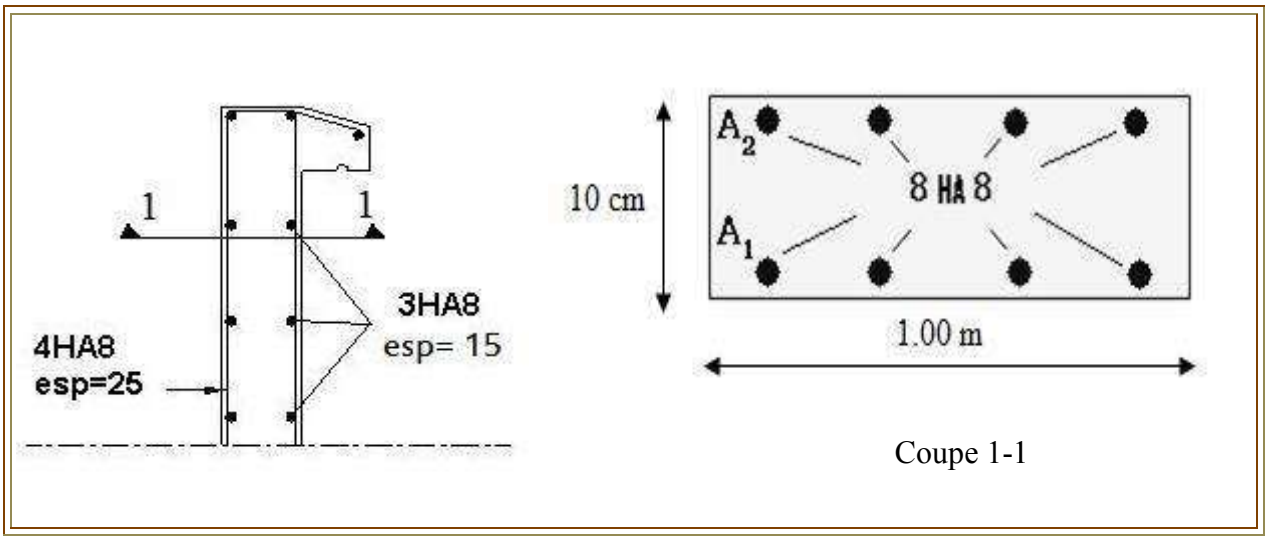


Figure III. 3 : Ferraillage de l'acrotère

III.2. Plancher à corps creux :

Ce type de plancher est très couramment utilisé dans les bâtiments d'administration, 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 : [1] ►►Art [B 6.8.4.2.3.] ◄◄

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

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

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

20 cm **[1]**

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

33 cm **[1]**

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

$$At \geq 0.02*L*\frac{200}{fe} = \frac{4L}{fe}\text{[1]}$$

Avec :

- L : espacements entre axes des nervures (65 cm dans notre ouvrage).
- fe : nuance de l'acier FeE520 (fe=520), le treillis soudé qui sera utilisé sera à maillage carré de 20cm x 20 cm.
- At : Section d'armatures perpendiculaires aux nervures.

$$50cm \leq (L=65cm) \leq 65cm \Rightarrow At \geq 0.5\ cm^2/m.l$$

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

$$Al \geq \frac{At}{2} = 0.25\ cm^2/m.l \quad \textbf{[1]}$$

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

TLE520 : de nuance FeE520 avec des armatures de Ø5.et un espacement 20cm x 20 cm.

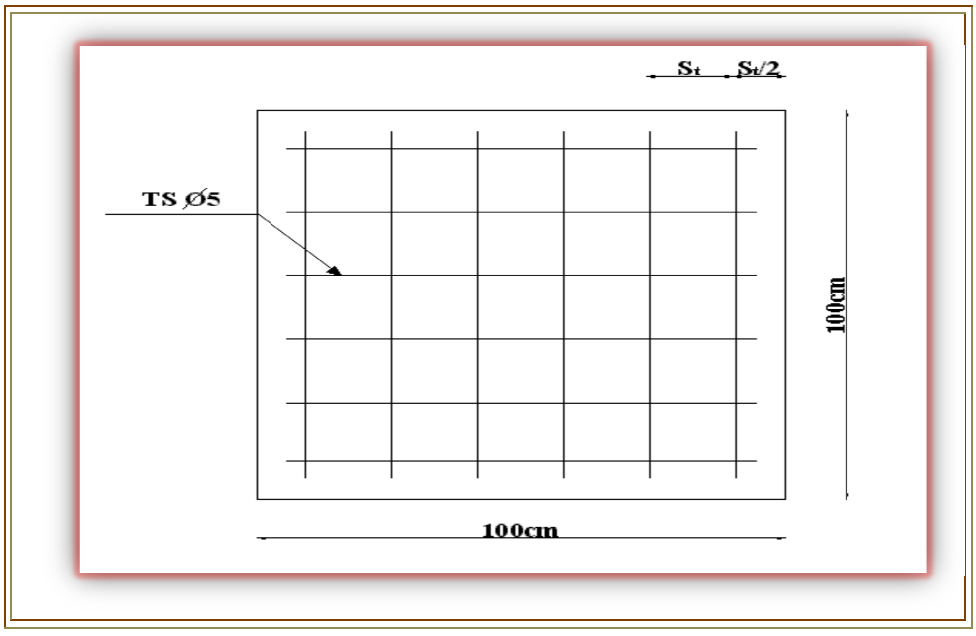


Figure III. 4. disposition constructive des armatures de la table de compression

III.2.2. Les poutrelles :

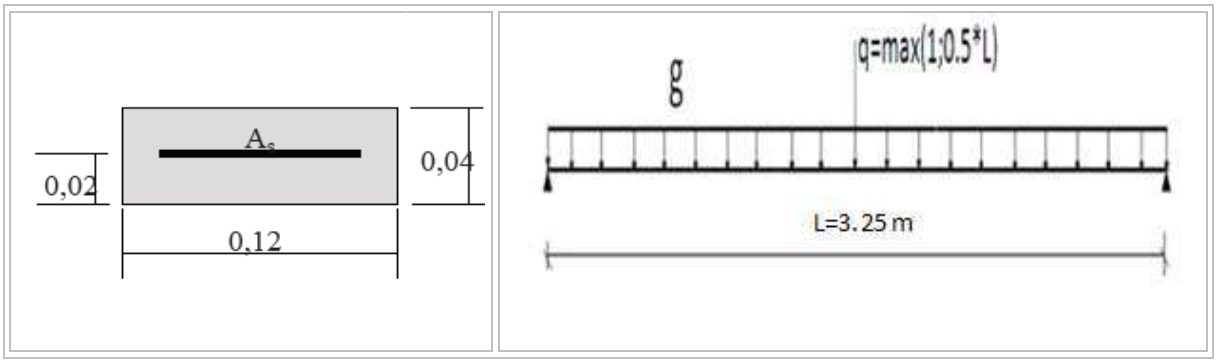
Les poutrelles sont préfabriquées, elles sont calculées par les sollicitations (G, Q), la surface revenant à chaque poutrelle est S = 0,65*L, on dispose les poutrelles dans le sens de la petite portée, le calcul des poutrelles se fait en deux étapes :

- Avant coulage.
- Après coulage.

III.2.2.a. avant coulage :

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

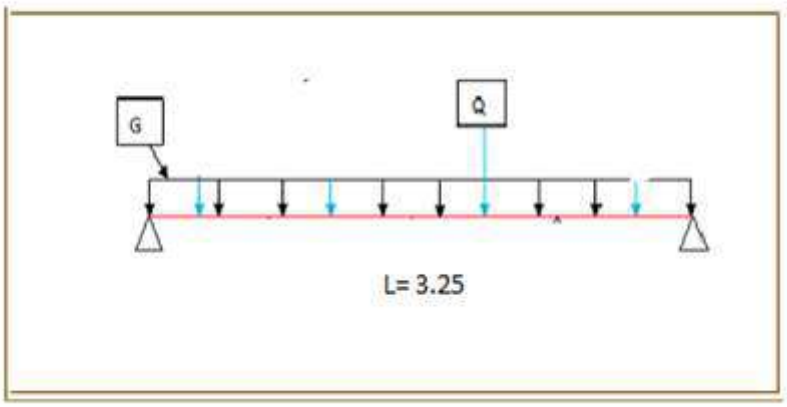
- son poids propre.
- le poids de corps creux (entrevous).
- une charge concentrée à son milieu dont l'intensité est la plus grande de 1 kN ou (0.5*L) kN, qui représente le poids d'un ouvrier.
- 1 kN ou (0.5*L) kN, qui représente le poids d'un ouvrier.



- **Calcul des étaiements:**

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

✓ **Pour étais:**



Poutrelle

La travée L (m)	Q (kN)	G (kN/ml)	
3.25	1.625	poids de poutrelle	poids du corps creux
		0.12*0.04*25 = 0.12	0.65*1 = 0.65
		0.77	

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

Le calcul en flexion simple nous octroie :

$M_G(KN.m)$	$M_Q(KN.m)$	$M_U(KN.m)$
$\frac{GL^2}{8} = 1.0166$	$\frac{QL}{4} = 1.320$	$1.35M_G+1.5M_Q=3.352$

Tableau 3-5 : Calcul des moments

$$\mu = \frac{Mu}{\bar{\sigma}b*b*d^2} = \frac{3.352*10^6}{14.2*120*20^2} = 4.92 \gg \mu max = 0.392 \text{ C N V}$$

✓ **Pour un seul étai au milieu :**

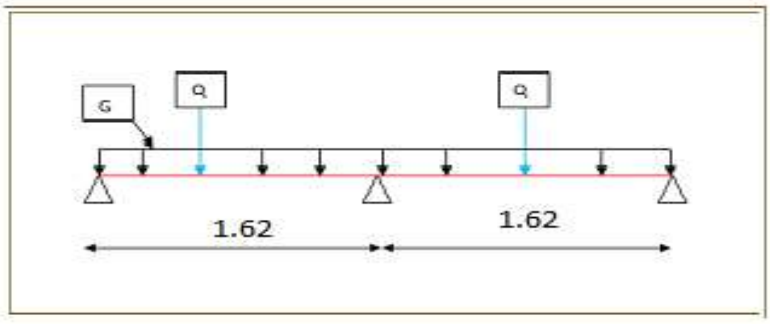


Figure III.8. Travée avec un seul étai au milieu

G = 0.77 KN/ ml

Q = Max [1 KN ; 0.81 KN] = 1 KN

Tableau III.8 : Calcul des moments

$M_G(KN.m)$	$M_Q(KN.m)$	$M_U(KN.m)$
$\frac{GL^2}{8} = 0.252$	$\frac{QL}{4} = 0.405$	1.35MG+1.5MQ=0.947

$M = \frac{Mu}{\bar{\sigma}b*b*d^2} = \frac{0.947*10^6}{14.2*120*20^2} = 1.398 > \mu max = 0.392$**(c.n.v)**

On ajoute un autre étaiement

✓ **Pour deux étais:**

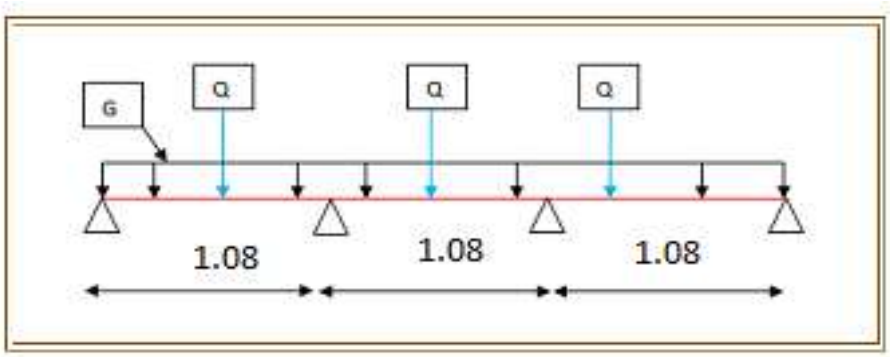


Figure III : Travée avec trois étais espacés de 1.08 m

G = 0.77 KN/ ml

Q = Max [1 KN ; 0.54 KN] = 1 KN

Tableau III .9 : Calcul des moments

$M_G(KN.m)$	$M_Q(KN.m)$	$M_U(KN.m)$
$\frac{GL^2}{8} = 0.11$	$\frac{QL}{4} = 0.27$	1.35MG+1.5MQ=0.553

$\mu = \frac{Mu}{\bar{\sigma}b*b*d^2} = \frac{0.553*10^6}{14.2*120*20^2} = 0.811 > \mu max = 0.392$**(c.n.v)**

On ajoute un autre étaiement.

✓ **Pour quatre étais:**

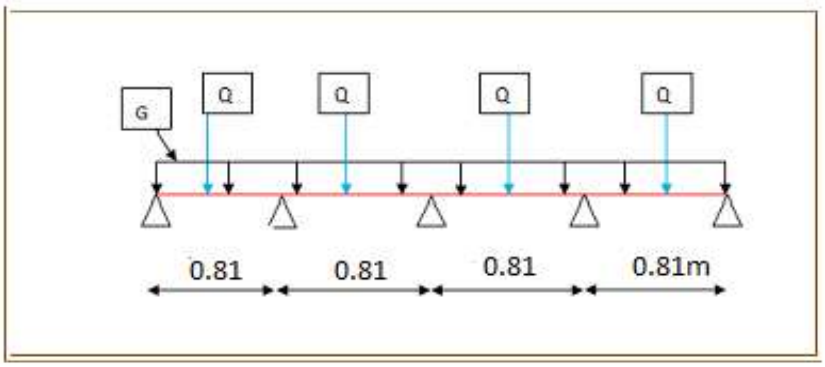


Figure III.10 : Travée avec trois étais espacés de 0.81 m

Quatre étais espacés de à 0.81 m

G = 0.77 KN/ ml

Q = Max [1 KN ; 0.405 KN] = 1 KN

Tableau III .10 : Calcul des moments

$M_G(KN.m)$	$M_Q(KN.m)$	$M_U(KN.m)$
$\frac{GL^2}{8} = 0.06$	$\frac{QL}{4} = 0.202$	1.35MG+1.5MQ=0.388

✓ $\mu = \frac{Mu}{\bar{\sigma}b*b*d^2} = \frac{0.388*10^6}{14.2*120*20^2} = 0.569 > \mu max = 0.392$**(c.n.v)**

✓ **Pour quatre étais:**

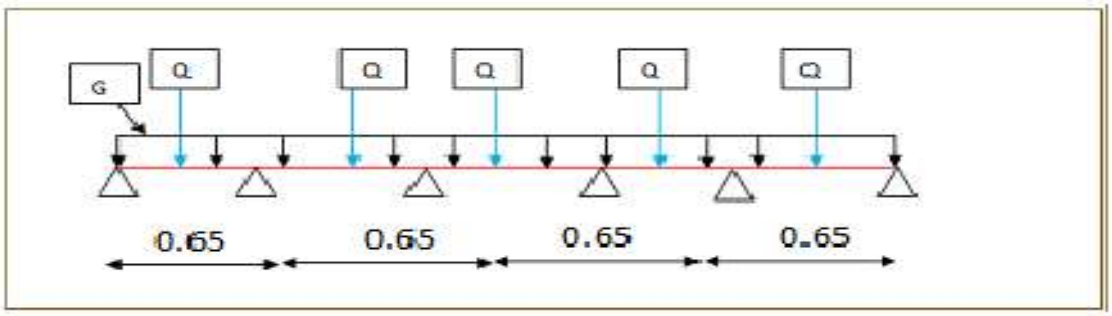


Figure III.10 : Travée avec trois étais espacés de 0.65 m

G = 0.77 KN/ ml

Q = Max [1 KN ; 0.325 KN] = 1 KN

Tableau III .10 : Calcul des moments

$M_G(KN.m)$	$M_Q(KN.m)$	$M_U(KN.m)$
$\frac{GL^2}{8} = 0.04$	$\frac{QL}{4} = 0.162$	1.35MG+1.5MQ=0.297

$\mu = \frac{Mu}{\bar{\sigma}b*b*d^2} = \frac{0.297*10^6}{14.2*120*30^2} = 0.345 < \mu max = 0.392$**(c.v)**

Alors il faut prévoir trois étaiements le long de la travée espacés de 1.04 cm pour que la poutrelle supporte les charges avant coulage de la dalle de compression.

III.2.2.b. Après coulage :

- G = poids du plancher (20+5)= 3.20*0.65= 2.08 (kN/ml)
- Q =1*0.65=0.65 (kN/ml)
- 1.35G+1.5Q=3.783 (kN/ml)

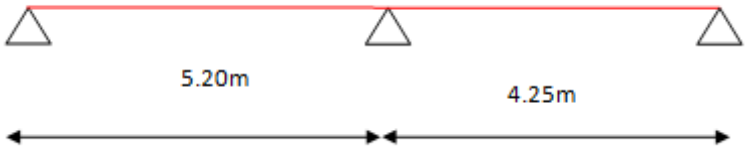
Dans cette étape, l'ensemble des poutrelles est considéré comme une poutre continue.

2 types de poutres continues sont à envisager :

III.2.2.b.1 Méthode de calcul :

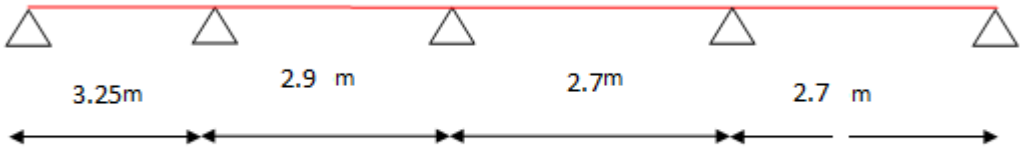
On a 5 types de poutrelles à calculer :

- **Poutrelles à deux travées :**

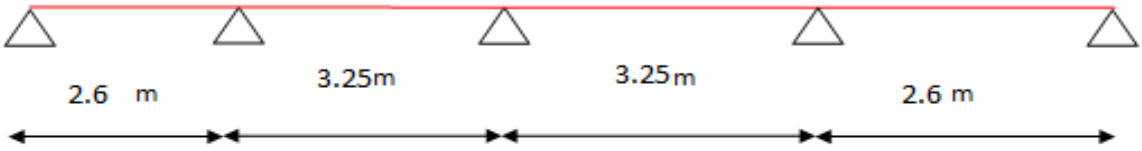


- **Poutrelles à quatre travées**

- **Poutrelles à quatre travées :**



- **Poutrelles à quatre travées :**



a.1. conditions d'application :

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

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

Charges uniformément réparties :

$$Q \leq \text{Min}\ (2.G \text{ et } 5\ kN/m^2)\ \ cv$$

Charges concentrées :

$$P \leq \text{Min}\ (Q/4 \text{ et } 2\ kN)\ \ cv$$

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).

a. 2. 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 : $\alpha = \frac{Q}{G+Q}$

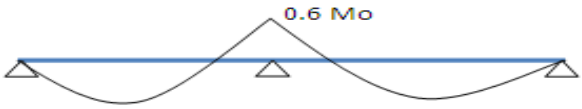
Il s'agira de vérifier les trois conditions suivantes :

$$Mt + ((Mw+Me)/2) \geq \text{Max } (1.05Mo \text{ et } (1+0.3\ \alpha)\ Mo)$$

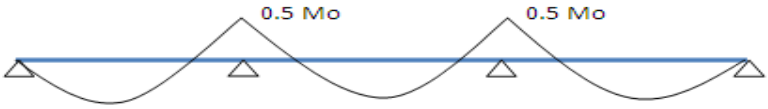
$$Mt \geq \begin{cases} ((1.2+0.3\ \alpha)/2).Mo & \text{pour les travées de rive.} \\ ((1+0.3\ \alpha)/2).Mo & \text{pour les travées intermédiaire.} \end{cases}$$

les moments d'encastrements des appuis :

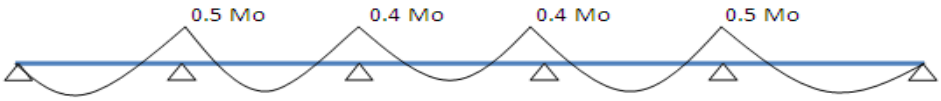
$Ma \geq 0.6\ Mo$ cas des poutres à 2 travées.



Ma ≥ 0.5 Mo pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de 2 travées.



Ma ≥ 0.4 Mo pour les autres appuis intermédiaire d'une poutre à plus de 3 travées.



Remarque :

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

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

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

4) si la première condition n'est pas vérifiée donc on a besoin d'augmenter les momentsd'extrémités, alors supposant qu'on a des semi-encastrements avec un moment (Ma=0.2 Mo).

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 Mo

Ma = Mb = -0.5 Mo

a.3.Evaluation des charges et surcharges :

Tableau III.14 : Actions de calcul des poutrelles après coulage

Niveau	G (kN/m)	Q (kN/m)	q_u (kN/m)	q_{ser} (kN/m)
Terrasse	6.59*0.65=4.28	1*0.65=0.650	6.755	4.93
Plancher courant	6.4*0.65=4.16	1.5*0.65=0.975	7.078	5.135

a.4.Sollicitations de calcul :

1ier type :

- ✓ **poutrelles à quatre travées :**
  - *a.* **Détermination des moments à l'Etat Limite Ultime:**

Tableau.III.8. Moments en appuis et en travées des poutrelles à l'ELU.

Travées	*A*	*M_0(KN.m)*	*M_t(KN.m)*	*M_w(KN.m)*	*M_e(KN.m)*	*T_e(KN)*	*T_w (KN)*
A – B	*0.19*	*9.5*	*6.715*	*1.9*	*4.75*	*-12.92*	*10.07*
B – C	*0.19*	*7.52*	*4.57*	*3.76*	*3.00*	*-9.85*	*10.61*
C – D	*0.19*	*6.56*	*3.98*	*2.62*	*3.28*	*-9.88*	*9.22*
D– E	*0.19*	*6.56*	*4.65*	*3.28*	*1.31*	*-8.56*	*10.53*

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

Tableau.III.8. Moments en appuis et en travées des poutrelles à l'ELS.

Travée	*A*	*M_0 (kN.m)*	*M_t (kN.m)*	*M_ω (kN.m)*	*M_e(kN.m)*	*T_ω (kN)*	*T_e (kN)*
A-B	*0.36*	*19.55*	*13.37*	*4.29*	*12.12*	*13.53*	*-16.55*
B-C	*0.36*	*13.06*	*8.5*	*8.06*	*2.83*	*13.52*	*-11.06*

- ✓ **poutrelles à trois travées inclinées :**
  - *b.* **Détermination des moments à l'Etat Limite Ultime:**

Tableau.III.8. Moments en appuis et en travées des poutrelles à l'ELU.

Travées	A	M_0(KN.m)	M_t(KN.m)	M_w(KN.m)	M_e(KN.m)	T_e(KN)	T_w (KN)
A – B	0.28	26.70	19.60	7.91	15.92	-22.30	19.18
B – C	0.28	27.22	13.58	14.18	14.18	-20.94	20.94
C – D	0.28	18.18	11.62	10.81	4.50	-15.63	18.60

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

Tableau.III.8. Moments en appuis et en travées des poutrelles à l'ELS.

Travée	A	M_0 (kN.m)	M_t (kN.m)	M_ω (kN.m)	M_e(kN.m)	T_ω (kN)	T_e (kN)
A-B	0.28	19.17	12.30	4.73	10.48	13.77	-14.90
B-C	0.28	19.55	11.46	10.18	10.18	15.04	-15.04
C-D	0.28	13.06	7.15	6.53	2.61	13.21	-11.37

✓ **poutrelles à trois travées :**

c. **Détermination des moments à l'Etat Limite Ultime:**

Tableau.III.8. Moments en appuis et en travées des poutrelles à l'ELU.

Travées	A	M_0(KN.m)	M_t(KN.m)	M_w(KN.m)	M_e(KN.m)	T_e(KN)	T_w (KN)
A – B	0.28	22.24	14.24	5.52	12.19	-20.35	17.51
B – C	0.28	22.24	12.99	11.54	11.54	-18.92	18.92
C – D	0.28	22.24	14.20	12.14	5.53	-17.52	20.33

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

Tableau.III.8. Moments en appuis et en travées des poutrelles à l'ELS.

Travée	A	M_0 (kN.m)	M_t (kN.m)	M_ω (kN.m)	M_e(kN.m)	T_ω (kN)	T_e (kN)
A-B	0.28	15.97	13.35	4.54	9.33	12.78	**-14.40**
B-C	0.28	15.97	12.15	8.73	8.73	13.59	-13.59
C-D	0.28	15.97	13.35	9.33	4.54	14.61	-12.57

✓ **poutrelles à quatre travées :**

d. **Détermination des moments à l'Etat Limite Ultime:**

Tableau.III.8. Moments en appuis et en travées des poutrelles à l'ELU.

Travées	A	M_0(KN.m)	M_t(KN.m)	M_w(KN.m)	M_e(KN.m)	T_e(KN)	T_w (KN)
A – B	0.19	9.5	6.715	1.9	4.75	-12.92	10.07
B – C	0.19	7.52	4.57	3.76	3.00	-9.85	10.61
C – D	0.19	6.56	3.98	2.62	3.28	-9.88	9.22
D– E	0.19	6.56	4.65	3.28	1.31	-8.56	10.53

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

Tableau.III.8. Moments en appuis et en travées des poutrelles à l'ELS.

Travée	A	M_0 (kN.m)	M_t (kN.m)	M_ω (kN.m)	M_e(kN.m)	T_ω (kN)	T_e (kN)
A-B	0.19	6.78	4.80	1.36	3.39	7.32	-9.35
B-C	0.19	5.36	3.26	2.68	2.14	7.69	-7.15
C-D	0.19	4.68	2.85	1.87	2.34	6.69	-7.16
D-E	0.19	4.68	3.32	2.34	0.93	7.63	-6.22

✓ **poutrelles à cinq travées :**

e. **Détermination des moments à l'Etat Limite Ultime:**

Tableau.III.8. Moments en appuis et en travées des poutrelles à l'ELU.

Travées	A	M_0(KN.m)	M_t(KN.m)	M_w(KN.m)	M_e(KN.m)	T_e(KN)	T_w (KN)
A – B	0.19	5.98	4.52	1.19	2.99	-10.05	8.3
B – C	0.19	9.34	5.68	4.67	3.73	-11.03	11.97
C – D	0.19	9.34	5.68	3.73	4.67	-11.97	10.03
D– E	0.19	5.98	4.24	2.99	1.19	-11.07	10.01

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

Tableau.III.8. Moments en appuis et en travées des poutrelles à l'ELS.

Travée	*A*	*M_0 (kN.m)*	*M_t (kN.m)*	*M_ω (kN.m)*	*M_e(kN.m)*	*T_ω (kN)*	*T_e (kN)*
A-B	*0.19*	*4.34*	*3.08*	*0.86*	*2.71*	*6.01*	*-7.32*
B-C	*0.19*	*6.78*	*4.13*	*3.39*	*2.71*	*8.68*	*-8.00*
C-D	*0.19*	*6.78*	*4.13*	*2.71*	*3.39*	*11.39*	*-8.68*
D-E	*0.19*	*4.34*	*3.08*	*2.71*	*0.87*	*8.19*	*-6.05*

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

Tableau III.15 : méthode CAQUOT

Moment isostatique Mo	$ql^2/8$	
Moment en travée Mt	$M_0 - \left(\frac{M_e + M_w}{2}\right)$	
Moment à l'appui Ma	**Appuis de rives**	$0.2M_0$
	Appuis intermédiaires	$(q_w l'^3_w + q_e l'^3_e)/(8.5(l'_w + l'_e))$
longueurs fictives l'	**Travée de rive**	L
	Travée intermédiaire	0.8 l
Effort tranchant T	Tw	$(ql/2) + ((M_w - M_e)/l)$
	Te	$-\left(\frac{ql}{2}\right) + ((M_w - M_e)/l)$

Avec :

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

- T_e : Effort tranchant à droite de l'appui considéré.

b.1.Evaluation des charges et surcharges :

Tableau III.16 : Actions de calcul des poutrelles après coulage

	G (kN/m^2)	Q (kN/m^2)	P_u(kN/m)	P_{ser} (kN/m)
Plancher terrasse	6.59*0,65 = 4.28	1.00*0,65 = 0,65	6.753	4.93
Plancher cou	6.40*0.65=4.16	1.5*0.65=0.975	7.078	5.135
RDC	6,40*0,65 = 4.16	1.5*0,65=0.975	7.078	5.135

III.2.2.b.2. Récapitulations :

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

Tableau III.24 : Récapitulations des efforts internes

	E.L.U			E.L.S	
	Ma (kN.m)	Mt (kN.m)	Tu (kN)	Ma ser (kN.m)	Mt ser (kN.m)
Sollicitations	4.75	6.715	12.92	3.39	4.80

III.2.2.c. Calcul du ferraillage :

- **Armatures longitudinales :**

Le ferraillage est calculé en flexion simple :

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

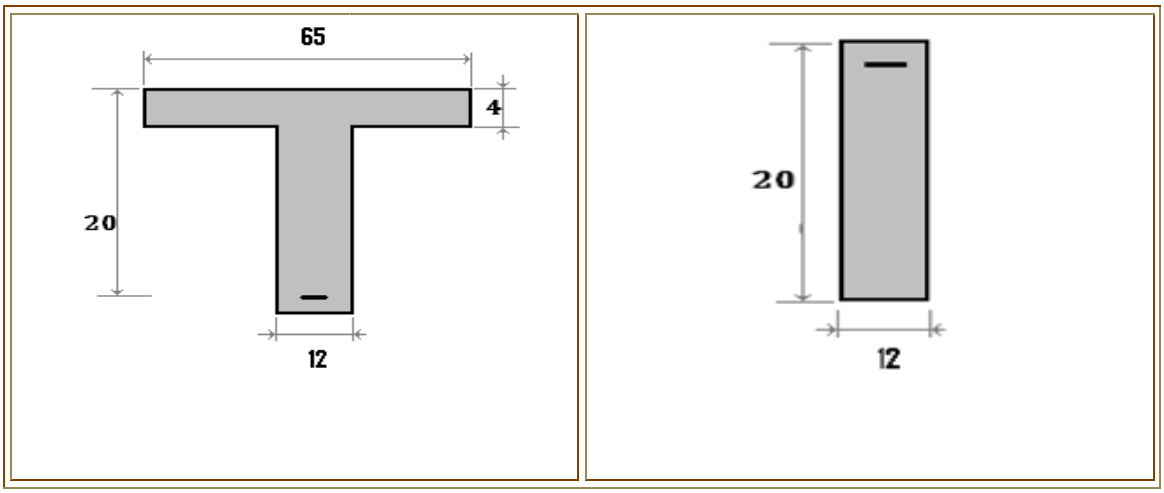


Figure III.22 : les sections considérées pour le calcul des ferraillages

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

La fissuration est peu nuisible, la situation est durable.

Tableau III -25 : ferraillages longitudinaux des poutrelles

		En travée	Aux appuis
ELU	M_u (kN.m)	6.715	4.75
	M_0 (kN.m)	Mo=b.ho.σb_{adm}.(d-ho/2)=65.10^{-2}.4. 10^{-2}.14,2.(180-40/2) =59.072(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	0.0224	0.016
	μ_l	0.392	
	$\mu < \mu_l$	Oui	Oui
	B	0.989	0.992
	A' (cm^2)	0	0
	A (cm^2)	1.08	0.76
	Amin (cm^2)	1.3	0.24
	Le choix	3HA10=2.35	1HA12=1.13

Vérification a ELS	M_{ser} (kN.m)	4.80	3.39
	$\sigma_{b\ adm}$(MPa)	15	
	y_1 (cm)	6.22	8.72
	I_G (cm^4)	13905.51	8090.59
	K (N/cm^3)	110.512	160.00
	σ_b (MPa)	7.55	13.025
	$\sigma_b \leq \sigma_{badm}$	Oui	Oui

Position de l'axe neutre :

$$S_{xx'} = \frac{bh_0}{2} - 15A(d - h_0); A' = 0$$

On a: b=65 cm; b_0 =12 cm; d=20 cm; h_0=4 cm; A=2.35 cm². A'=0

$$S_{xx'} = \frac{65 \cdot 4}{2} - 15 \cdot 2.35 \cdot (20 - 4) = -43.4 < 0$$

Donc l'axe neutre se trouve dans la nervure, et leur position déterminée par l'équation suivante :

y_1^2+Dy$_1$-E=0 avec : $0 < y_1 \leq d$

$$D = \frac{2(b - b_0)h_0 + 30A}{b_0} \Rightarrow D = \frac{2(65 - 12)4 + 30(2.35)}{12} \Rightarrow D=41.20$$

$$E = \frac{2(b - b_0)h_0^2 + 30Ad}{b_0} \Rightarrow E = \frac{2(65 - 12)4^2 + 30 \cdot 2.35 \cdot 20}{12} \Rightarrow E=258.83$$

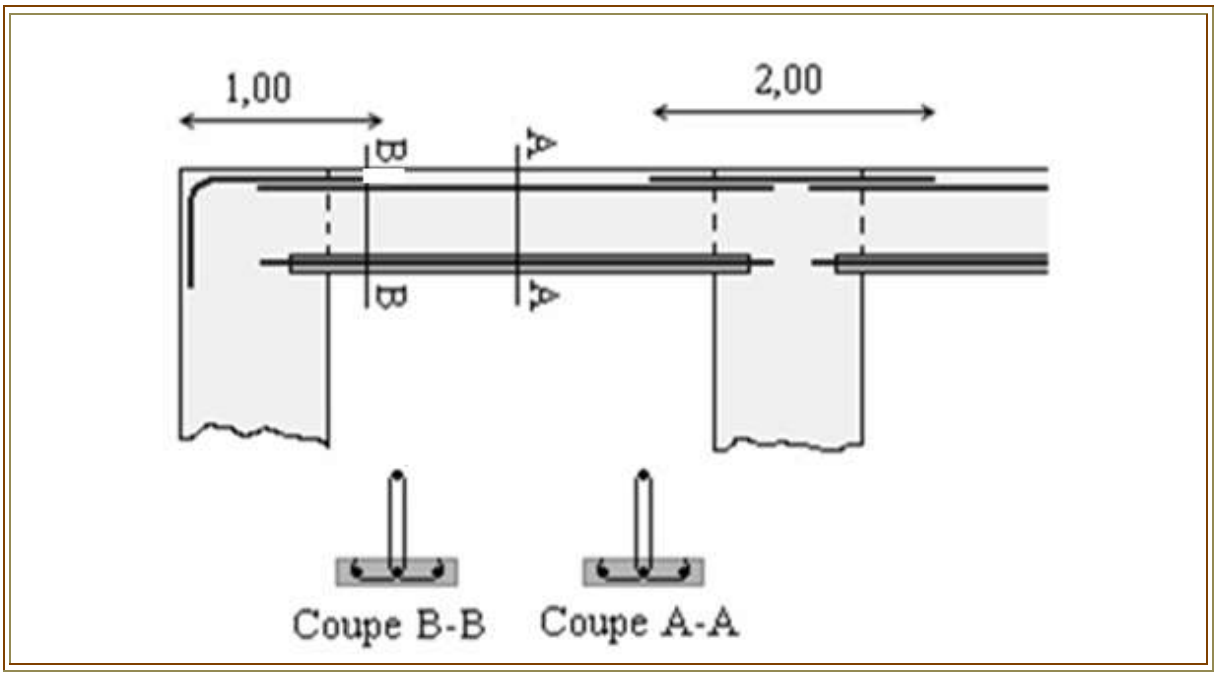
$\Rightarrow y_1$=5.53 cm.

$$I = \frac{1}{3}\left(by_1^3 - (b - b_0)(y_1 - h_0)^3\right) + 15A(d - y_1)^2 \Rightarrow I=10995.97 cm^4$$

$$\sigma_b = \frac{M_{ser} \cdot y_1}{I} \Rightarrow \sigma_b = \frac{4.80 \cdot 10^6 \cdot 55.3}{10995.97x10^4} \Rightarrow \sigma_b = 2.41 MPa$$

$$\overline{\sigma_b} = 0.6 f_{c28} \Rightarrow \overline{\sigma_b} = 15 MPa \Rightarrow \sigma_b < \overline{\sigma_b}$$ **(C.V)**

Figure III .23 : Disposition constructive des armatures.



- **Armatures transversales :**

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

On a: $\phi \leq \text{Min}\left[\frac{h}{35};\frac{b_0}{10};\phi_l\right] \rightarrow \phi \leq [5.71;\ 12;\ 14]$

On adopt: $\phi_t = 5\text{mm}$.

$a_t = \frac{\pi\phi_t^2}{4} = 0{,}19\text{cm}^2$; $n_t = 2$

$A_t = a_t.n_t = 0{,}38\text{cm}^2$

- **Espacement:**

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

$A_{t\,min} \leq 0.003\ S_t.b$ **RPA99Version2003 ►►Art [7.5.2.2] ◄◄**

$\Rightarrow S_t \geq \frac{A_t}{0.003.b} = 1.94\text{cm}$, on adopte: S_t = 15cm.

On doit vérifier les deux relations suivantes:

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

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

$$\frac{0.38\times10^{2}}{120\times150}=0.0021\geq\frac{1.15(0.53-0.3\times2.1\times1)}{0.9\times400\times(0+1)}=-0{,}0003 \quad \text{(C.V)}$$

$$A_t \geq A_{t\,min}=\frac{0.4.b_0.S_t}{f_e}=\frac{0{,}4.12.15}{400}=0.18cm^2$$

$$A_t = 0{,}38cm^2 \geq A_{tmin} = 0{,}18cm^2 \qquad \text{(C.V)}$$

Tableau III.26 : Les armatures transversales dans les poutrelles et leur

A transversales	Espacement
2ϕ5	15cm

III.2.2.d. Vérification au cisaillement : [1]

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

$$\tau u=\frac{T}{b0*d}=\frac{11.39*10^3}{120*200}=0.53\ MPa\leq\overline{\tau_u}=Min\left[\frac{0.2f_{c28}}{\gamma_b};5MPa\right]=3.33\ \text{Mpa}$$

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

Section d'armatures transversales (F_eE400).

$$\frac{A_t\cdot f_e}{b_0\cdot S_t}\geq 0.4\,\text{MPa}.\Rightarrow\frac{39\times400}{120\times150}=0.86\ \text{MPa}\geq0.4\ \text{MPa} \qquad \textbf{(C.V)}$$

$$\frac{A_t}{b_0\cdot S_t}\geq\gamma_s\left(\frac{\tau_u-0.3Kf_{t28}}{0.9\cdot f_e[\cos\alpha+\sin\alpha]}\right)\Rightarrow\frac{A_t}{b_0\cdot S_t}=0.002>-0.0003\ \textbf{(C.V)}$$

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

α=90° Pour les armatures transversales.

III.2.2.e. Vérifications préliminaires de la flèche : [1]

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

Tableau III .27 : vérifications préliminaires de la flèche des poutrelles

1ere condition	2eme condition
h/L ≥ Mt/(15 Mo)	$\rho \leq 3.6/fe$
h/ L = 0.20 / 3.25 = 0.061 Mt/ (15 Mo)=6.715/(15*9.5)=0.047	ρ=A/(bo*d)= 2.35/(12*18)=0.0108 3.6/ fe = 3.6 / 400 = 0.009
Condition vérifiée	**Condition non vérifiée**

Donc : le calcul de la flèche est nécessaire.

III.2.2.f. Évaluation détaillée de la flèche : [1]

- L=3.25m

5m >3.25 m $\Rightarrow f = \left(\frac{L}{500}\right) = 0.65$ cm

$$I = \frac{b * h^3}{12} * \frac{\beta + (1-\beta) * [\alpha^4 - \beta * (1-\alpha)^4]}{\beta + \alpha * (1-\beta)} = 15426.67\ cm^4$$

Tel que :

- $\boldsymbol{\beta}$=bo/b=12/65=0.184
- $\boldsymbol{\alpha}$=ho/h= 4/20=0.2

$$f = \frac{5 * q * L^4}{384 * E * I} = \frac{5 * 5.135 * 10^{-3} * 3.25^4}{384 * 32164.2 * 15426 * 10^{-8}} = 0.0015\ m$$

$f = 0.15cm < \bar{f} = 0.94cm \Rightarrow$ Condition vérifiée

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

III.3. Les dalles pleines :

Les dalles pleines sont des éléments minces et plans dont la largeur est supérieure à l'épaisseur, reposant sur 2,3, ou 4 appuis avec ou sans continuité.

On distingue 3 types :

- Type 1 : dalle pleine triangulaire encastrée sur3 cotés de (0.5*3.71*3.71) m²
- Type2 : dalles pleines rectangulaires encastrees sur 3 cotes de (5.06*2.80) m2

On va étudier les trois cas par la méthode des lignes de rupture, puis on adopte les moments les plus défavorables pour ferrailler.

On va utiliser la méthode des lignes de rupture qui ne concerne que l'état limite, et est basée sur le mécanisme de rupture.

Cette méthode est plus exacte et plus puissante et considère les matériaux à leur état limite élastoplastique.

On prévoit des fissures suivant le type de charge et les conditions d'appuis. Les hypothèses de calcul sont :

- Les lignes de rupture divisent la dalle en plusieurs régions rigides.
- Les lignes de rupture sont des lignes droites qui terminent toujours sur les poteaux de la dalle.
- Ces lignes sont entre deux régions rigides et doivent passer par l'intersection des axes de rotation de ces régions.
- l'axe de rotation se trouve toujours le long du support.

III.3.1. Exposé de la méthode de ligne de rupture:

III.3.1.1.Principe de calcul :

La méthode des lignes de rupture est une méthode de détermination des moments de flexion pour les panneaux de dalles pleines valable pour touts les cas de charges, touts 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 assurer l'équilibre statique du point de vue travail tel que $\sum travaux = 0$

Les travaux sont de 2 types, on appellera travail externe (T_{ext}) qui est le produit de la force et le déplacement. On appellera travail interne (T_{int}) qui est le produit du moment et la rotation(θ).

a) travail externe :

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

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

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

Avec:

P : Charge totale

S : Surface de répartition de la charge.

f : flèche du centre de gravité de S.

b) Travail interne :

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

T_{int}= M. L .θ.

Avec :

M : Moment de flexion.

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

θ : Angle de rotation.

Le principe de l'état d'équilibre consiste à poser :$\sum Text = \sum Tint$

III.3.1.2.Evaluation des sollicitations :

Tableau III.28 : Evaluations des sollicitations

	G (KN/m^2)	Q (KN/m^2)	Qu	Qser
Terrasse	10.02	1	15.02	11.02
Etage courant	6.86	1.5	11.51	8.36
RDC	6.86	2.5	13.01	9.36

On choisi la sollicitation la plus défavorable :

P_u = 15.02

P_s = 11.02

III.3.1.2 .a.Calcul du 1^{ier} type de rupture de la dalle (Type 1) :

Travail externe

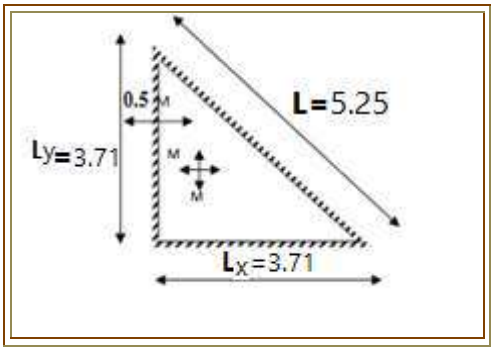


Figure III -24 : Dalle pleine

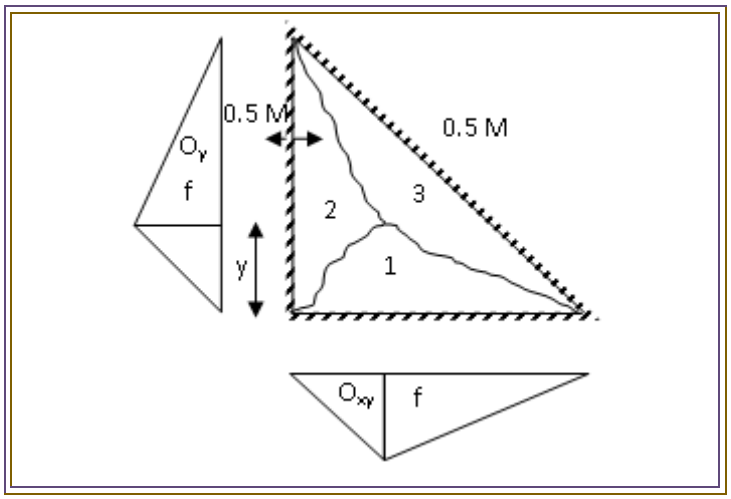


Figure III -25 : efforts et déplacements des zones rigides.

Travail interne:

Text (1)= Pu Ly $\frac{x}{2}\frac{f}{3}$

Text (2) = Pu Lx $\frac{y}{2}\frac{f}{3}$

Text (2) = Pu (S- Lx $\frac{y}{2}$ - Ly $\frac{x}{2}$) $\frac{f}{3}$

Donc :

Text= $\sum_{i=1}^{3} T_{ext}(i)$ = Pu S $\frac{f}{3}$ = Text = Pu $\frac{L_x L_y}{2}\frac{f}{3}$

D'où :

Text =2.29Pu f

b. Travail interne :

Tint (1) = MLx $\frac{f}{y}$ + 0.5MLx $\frac{f}{y}$ =1.5 MLx $\frac{f}{y}$

Tint (2) = MLy $\frac{f}{x}$ + 0.5MLy $\frac{f}{x}$ =1.5 MLy $\frac{f}{x}$

Tint (3) = 1.5Mf $\frac{L}{2}$ ($\frac{L}{L_x-2x}+\frac{L}{L_y-2y}$)

D'où :

Tint= $\sum_{i=1}^{3} T_{int}(i)$ = 1.5Mf [$\frac{L_x}{y}+\frac{L_y}{x}+\frac{L}{2}$ ($\frac{L}{L_x-2x}+\frac{L}{L_y-2y}$)]

Par l'application de principe du travail virtuel : ∑Tint= ∑Text

On obtient : M= 2.29 Pu /1.5 [$\frac{L_x}{y}+\frac{L_y}{x}+\frac{L}{2}$ ($\frac{L}{L_x-2x}+\frac{L}{L_y-2y}$)]

$$Pu = 1.5\left[\frac{L_x}{y}+\frac{L_y}{x}+\frac{L}{2}\left(\frac{L}{L_x-2x}+\frac{L}{L_y-2y}\right)\right]\times\frac{M}{2.29}$$

$$Pu = f(x, y)\,dx \begin{cases} \frac{dP}{dx}=0 \longrightarrow \frac{-3.71}{x^2}+\frac{2\times5.25}{(3.71-2x)^2} \\ \frac{dP}{dy}=0 \longrightarrow \frac{-3.71}{y^2}+\frac{2\times5.25}{(3.71-2x)^2} \end{cases}$$

Après le calcul on trouve $\begin{cases} X = 1.007\ m \\ Y = 1.007\ m \end{cases}$

Donc :

$$Pu = 15.47\ Mu \longrightarrow Mu = \frac{P_u}{15.47}$$

$$Pser = 15.47 Mser \longrightarrow Mser = \frac{P_{ser}}{15.47}$$

Alors :

$$\begin{cases} Mu = 0.97KN.m \\ Mser = 0.71KN.m \end{cases}$$

III.4. 3 .1Calcul du ferraillage à l'ELU :

Le moment en travée suivant les deux sens :

Mtx= Mty= 0.85Mu= 0.825 KN.m

Le moment on appuis :

Max= May = 0.5Mu = 0.485KN.m

Le ferraillage se fait pour une bande de 1 m en flexion simple.

Tableau III.29 :les données.

Béton	fc28 = 25 MPa	γb = 1.5	σbc = 14.2 MPa	C = 25 cm
	ft28 = 2.1 MPa	b = 100 cm	h= 15 cm	
Acier	FeE400	fe=400Mpa	γs = 1.15	$\overline{\sigma}$s = 348 MPa

$\mu = \frac{Mu}{b_0 \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}}$; A= $\frac{Mu}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s}$;

Condition d'espacement :

En travée : St =$\frac{100}{4}$ = 25cm ≤ $\overline{St}$ =Min [3h=45cm, 33cm] = 33cm

En appuis : St =$\frac{100}{4}$ = 25cm ≤ $\overline{St}$ =Min [4h=60cm, 45cm] = 45cm

Tableau III.24 : Ferraillage de la dalle pleine.

	Sens	Mu (KN.m)	μ	β	Amin (cm²)	Acalculée (cm²)	Aadop (cm²)	St (cm)
travée	X	0.825	0.037	0.981	1.50	1.93	4HA10=3.14	25
	Y	0.825	0.037	0.981	1.50	1.93	4HA10=3.14	25
appui	X	0.485	0.022	0.989	1.50	1.13	4HA10=3.14	25
	Y	0.485	0.022	0.989	1.50	1.13	4HA10=3.14	25

Tableau III.24 : Ferraillage de la dalle pleine.

III.4. 3.2 Vérification à l'ELS :

Mtx= Mty= 0.85Mser =0.603 KN.m
Max= May= 0.5Mser =0.355 KN.m

Mt +$\frac{Me+Mw}{2}$ ≥ 1.2Mx ⟹ 0.603 + $\frac{0.355\times2}{2}$ = 0.958 ≥ 1.2×0.603 =0.723 …..c.v

Donc on adopte la section calculée à l'ELU.

Détermination de la valeur de(y) :

$\frac{b}{2}$ Y2+ n A's (d – c') –n As (d – y) = 0 avec n = 15

Moment d'inertie :

I= $\frac{b\,y^3}{3}$ + n A's (d – c') 2+ n As (d- y) 2

positon	Mser (KN.m)	Y (cm)	IG (cm4)	K (MPa)	σb (Mpa)	$\overline{\sigma b}$ (Mpa)	Vérification
travée	0.603	1.013	5720.280	0.0105	0.106	15	Oui
appuis	0.355	1.013	5720.280	0.0062	0.062	15	Oui

Tableau III.25 Vérification a l'ELS

* Vérification de l'effort tranchant :

	Suivant x	Suivant y
V	$Vx = \frac{p \times l_x \times l}{2l_x + l_y} = \frac{15.02 \times 2.625 \times 3.71}{2 \times 2.625 + 3.71} = 16.33$ KN	$Vy = \frac{p \times l_x \times l}{3l_y} = \frac{15.02 \times 2.625 \times 3.71}{3 \times 3.71}$ =13.14KN
τu	$\tau u = \frac{v_x}{bd} = \frac{16.33 \times 10^3}{1000 \times 125}$ =0.130 Mpa	$\tau u = \frac{v_y}{bd} = \frac{13.14 \times 10^3}{1000 \times 125}$ =0.105Mpa
	$\overline{\tau}$ =0.07fc28/ γb =1.17Mpa	$\overline{\tau}$ =0.07fc28/ γb =1.17Mpa
$\tau u \leq \overline{\tau}$	Oui	Oui

TableauIII-20 : Vérification au cisaillement

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

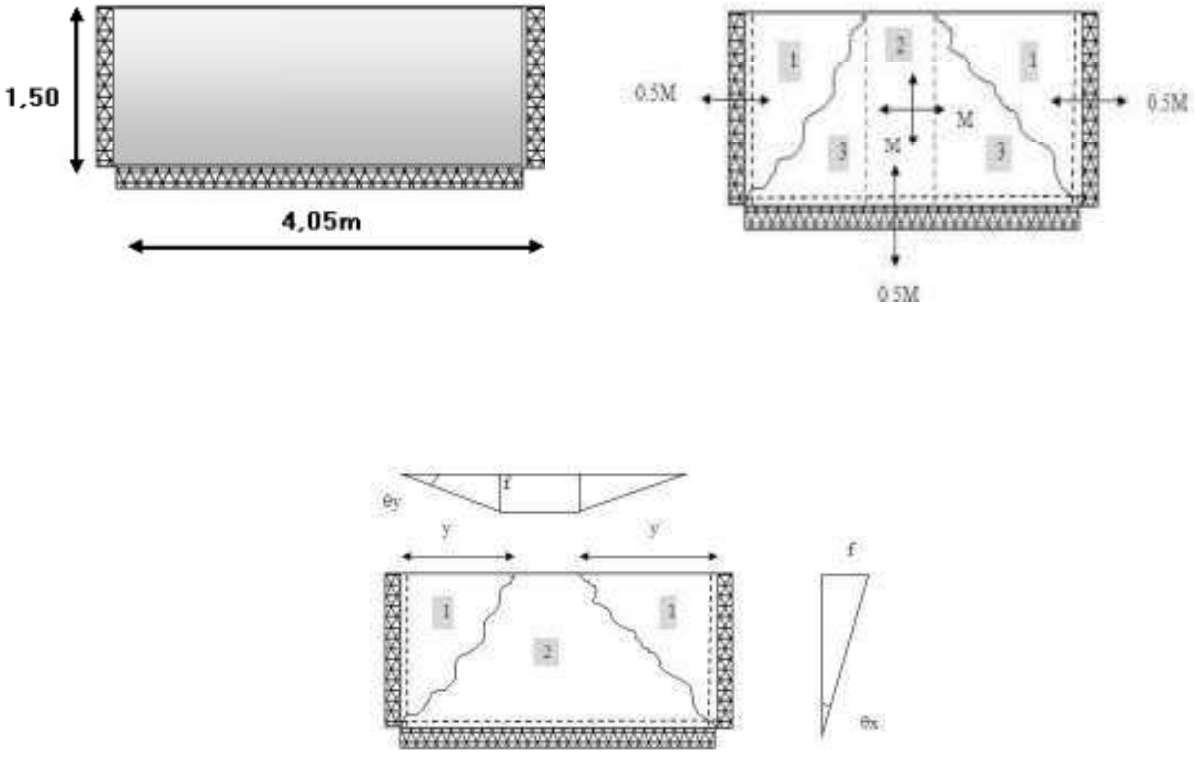
***Vérification de la flèche :**

Si les conditions suivantes sont vérifiées, alors le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

TableauIII-20 : Vérification de la flèche

1er condition	$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{20} \times \frac{M_t}{M_0} = 0.057 > 0.0031$
2eme condition	$\frac{A}{bd} \leq \frac{2}{f_e} = 0.002 < 0.005$
vérification	Oui

Type2 : dalles pleines rectangulaires encastrees sur 3 cotes de (5.06*2.80) m2
On va etudier tous les cas par la methode des lignes de rupture, puis on adopte les moments les plus defavorables pour ferrailler.
Figure 3.31:



Lx=1.50m.
Ly=5.06m.

Détermination de M :

Principe de travail virtuel :

$T_{int} = T_{ext}$

a. travaille externe :

$T_{ext}(1) = P_u L_x \frac{y}{2} \frac{f}{3}$

$T_{ext}(2) = P_u L_x (L_y - 2y) \frac{f}{2}$

Donc :

$T_{ext} = \sum_{i=1}^{3} T_{ext}(i)$

$= 4T_{ext}(1) + T_{ext}(2) = P_u L_x f \left[\frac{2 \times y}{3} + \frac{(Ly - 2y)}{2} \right]$

D'où :

$$T_{ext} = P_u f [3.79 - 0.51y]$$

b. Travail interne :

$T_{int}(1) = ML_x \frac{f}{y} + 0.5ML_x \frac{f}{y} = 1.5\ ML_x \frac{f}{y}$

$T_{int}(2) = M2y \frac{f}{L_x} + ML_y \frac{f}{L_x}$

Donc :

$T_{int} = \sum_{i=1}^{3} T_{int}(i) = Mf \left[1.5 \frac{L_x}{y} + \frac{2y}{L_x} + \frac{L_y}{L_x}\right]$

D'où :

$T_{int} = M\ f \left[\frac{2.25}{y} + 1.33y + 3.37\right]$

Par l'application de principe du travail virtuel :

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

On obtient : $M = [3.79 - 0.51y]\ P_u / \left[\frac{2.25}{y} + 1.33y + 3.37 \right]$

$P_u = M \left[\frac{2.25}{y} + 1.33y + 3.37 \right] / [3.79 - 0.51y]$

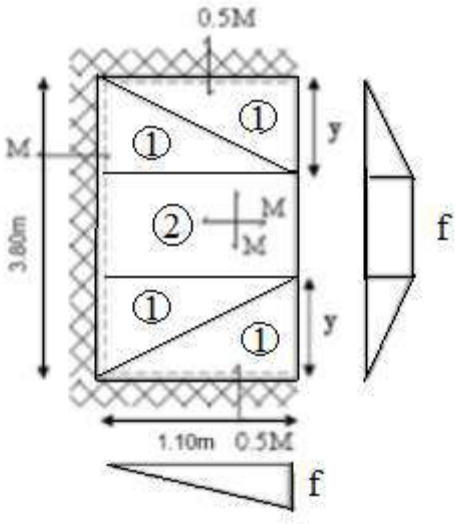


fig.III.36.Efforts dans la dalle rectangulaire

$\frac{dP}{dy}=0 \longrightarrow 6.76y^2+2.29y-8.52$

Après le calcul on trouve : Y = 0.96 m

Donc :

$P_u = 2.11\ M_u \longrightarrow M_u = \frac{P_u}{2.11}$

$P_{ser} = 2.11 M_{ser} \longrightarrow M_{ser} = \frac{P_{ser}}{2.11}$

Alors :

$$\begin{cases} M_u = 7.11\ KN.m \\ M_{ser} = 5.22 KN.m \end{cases}$$

III.5. 3.b.1 Calcul du ferraillage à l'ELU :

Le moment en travée suivant les deux sens :
$M_{tx} = M_{ty} = 0.80 M_u = 5.68$ KN.m
Le moment on appuis :
$M_{ax} = M_{ay} = 0.5 M_u = 3.55$KN.m
Le ferraillage se fait pour une bande de 1 m en flexion simple.
Avec : b = 100 cm ; h = 15 cm ; C = 3cm ; σb = 14.2 Mpa ; σs = 348 Mpa.

$$\mu = \frac{Mu}{b_0 \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} \text{ ; } A = \frac{Mu}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} \text{ ;}$$

Tableau III.29 :les données.

Béton	fc28 = 25 MPa	γb = 1.5	σbc = 14.2 MPa	C = 3 cm
	ft28 = 2.1 MPa	b = 100 cm	h= 15 cm	
Acier	FeE400	fe=400Mpa	γs = 1.15	$\overline{\sigma}$s = 348 MPa

Condition d'espacement :

En travée : St = $\frac{100}{4}$ = 25cm ≤ $\overline{St}$ =Min [3h=45cm, 33cm] = 33cm

En appuis : St = $\frac{100}{4}$ = 25cm ≤ $\overline{St}$ =Min [4h=60cm, 45cm] = 45cm

Tableau III.24 : Ferraillage de la dalle pleine.

	Sens	Mu (KN.m)	μ	β	Amin (cm²)	Acalculée (cm²)	Aadop (cm²)	St (cm)
travée	X	5.68	0.027	0.986	1.50	1.41	4HA10=3.14	25
	Y	5.68	0.027	0.986	1.50	1.41	4HA10=3.14	25
appui	X	3.55	0.017	0.991	1.50	0.86	4HA10=3.14	25
	Y	3.55	0.017	0.991	1.50	0.86	4HA10=3.14	25

Tableau III.24 : Ferraillage de la dalle pleine.

III.4. 3.2 Vérification à l'ELS :

Mtx= Mty= 0.85Mser =4.430 KN.m
Max= May= 0.5Mser =2.610 KN.m

Mt + $\frac{Me+Mw}{2}$ ≥ 1.2Mx ⟹ 4.430 + $\frac{2.610\times2}{2}$ = 5.73 ≥ 1.2×4.430 =5.31 …..c.v

Donc on adopte la section calculée à l'ELU.

Détermination de la valeur de(y) :

$\frac{b}{2}$ Y2+ n A's (d – c') –n As (d – y) = 0 avec n = 15

Moment d'inertie :

I= $\frac{b\,y^3}{3}$ + n A's (d – c') 2+ n As (d- y) 2

positon	Mser (KN.m)	Y (cm)	IG (cm4)	K (MPa)	σb (Mpa)	$\overline{\sigma b}$ (Mpa)	Vérification
travée	4.430	1.013	5720.28	0.0774	0.784	15	Oui
appuis	2.610	1.013	5720.28	0.0462	0.462	15	Oui

Tableau III.25 Vérification a l'ELS

* Vérification de l'effort tranchant :

	Suivant x
V	$Vx = \frac{p \times l_x}{2} = \frac{15.02 \times 1.50}{2} = 11.26$ KN
τu	$\tau u = \frac{v_x}{bd} = \frac{11.26 \times 10^3}{1000 \times 120} = 0.09$ Mpa
	$\overline{\tau} = 0.07 fc28 / \gamma b = 1.16$Mpa
$\tau u \leq \overline{\tau}$	Oui

TableauIII-20 : Vérification au cisaillement

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

***Vérification de la flèche :**

Si les conditions suivantes sont vérifiées, alors le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

TableauIII-20 : Vérification de la flèche

1er condition	$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{20} \times \frac{M_t}{M_0} = 0.100 > 0.084$
2eme condition	$\frac{A}{bd} \leq \frac{2}{f_e} = 0.0026 < 0.005$
vérification	Oui

III.5.Les escaliers:

Un escalier est une suite de plans horizontaux disposés en gradins, afin de permette de se déplacer à pied d'un niveau à un autre.

III.5.1.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.

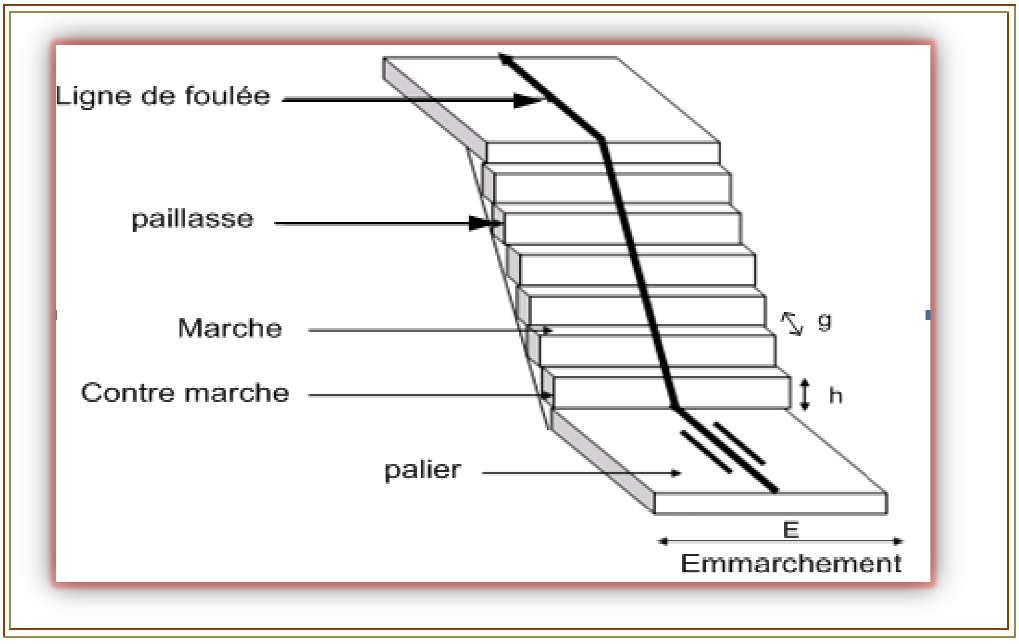


Figure III.34 : Représentation d'un escalier

III.5.2. Escalier à deux volées :

III.5.2.1..Pré-dimensionnement :

Les caractéristiques de la première volée d'escalier sont :

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

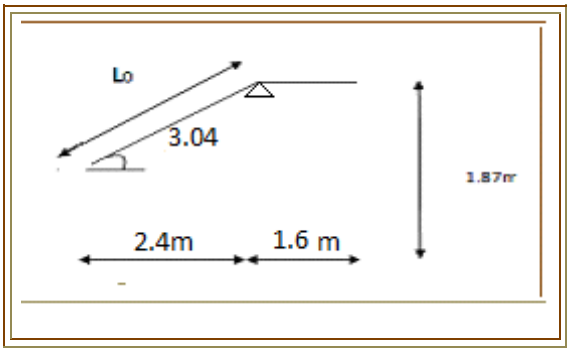


Figure III.35: Dimensions de l'escalier

A verifai

❖ Vérification de la formule de BLONDEL :

60cm ≤ g+ 2h = 64cm ≤ 66cm. (Condition vérifiée)

Détermination de l'épaisseur de l'escalier:

tg α = H / L = 1.87/2.4 =0.78

donc : α = 37.95

$$L_0 = \sqrt{1.87^2 + 2.4^2} = 3.04m$$

l =1.6+3.04=4.64m

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

$$\frac{l}{35} \le e \le \frac{l}{30} \Rightarrow 13.25 \le e \le 15.46$$

On adopte**: e = 15cm.**

III.5.2.1.B.Evaluation des charges et surcharges :

Charges permanentes :

Tableau III.38: Poids propre du palier de repos de l'escalier

N°	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m²)	Poids surfacique (KN/m²)
1	Carrelage	0.02	22	0.44
2	Lit de sable	0.03	18	0.54
3	Mortier de pose	0.02	20	0.40
4	Poids propre du palier	0.16	25	4
5	Enduit ciment	0.02	18	0.36
			G	**5.74**

Tableau III.39: Poids propre de la paillasse de l'escalier.

N°	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m²)	Poids surfacique (KN/m²)
1	Carrelage	0.02	22	0.44
2	Lit de sable	0.03	18	0.54
3	Mortier de pose	0.02	20	0.40
4	Poids propre de la paillasse	0.16 / cos α	25	4.75
5	Poids des marches	0.119 / 2	25	1.48
6	Enduit ciment	0.02	18	0.36
			G	**8.08**

Charge d'exploitation :

Q = 2.5KN/m2

III.5.2.1.C.Détermination des efforts :

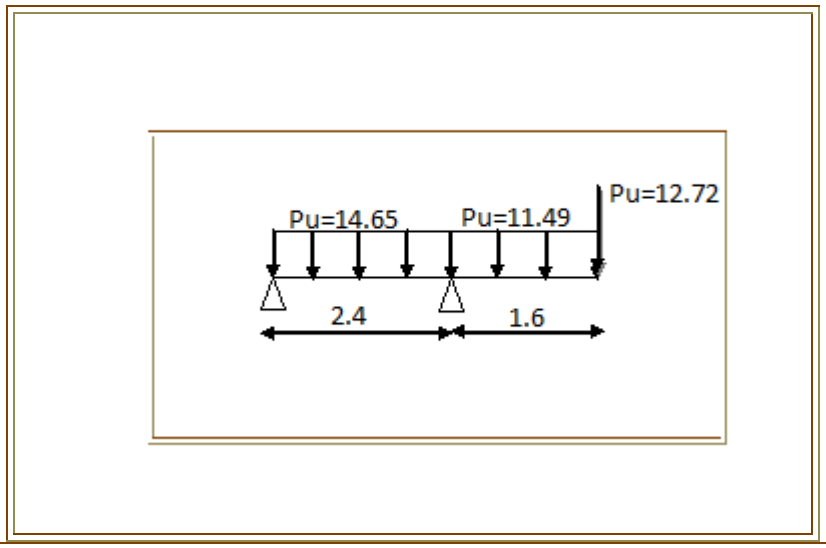
Al'E.L.U: P_u =1.35 G + 1.5 Q

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

Tableau III.40: Combinaison des charges de l'escalier

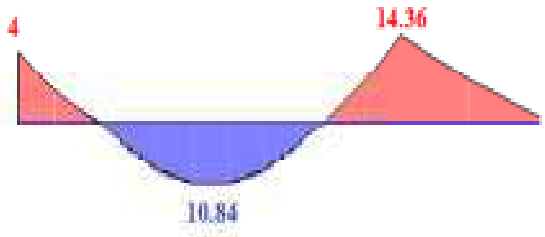
	G (KN/m^2)	Q (KN/m^2)	P_u (KN/m^2)	P_{ser} (KN/m^2)
Palier	**5.74**	2.5	11.5	8.24
Paillasse	**8.08**	2.5	14.65	10.58

a. l'E.L.U



M_{umax} (en travée) =10.54 KN.m

M_{umax} (en appui) = 13.31 KN.m



V_{umax} =26.9KN

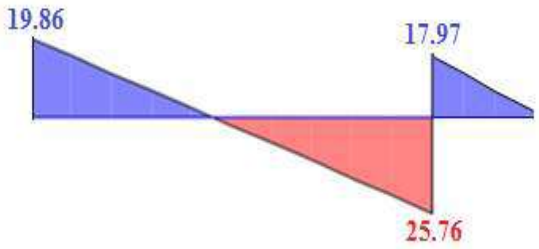


Figure III.36: Schéma statique à l'E.L.U

b. l'E.L.S :

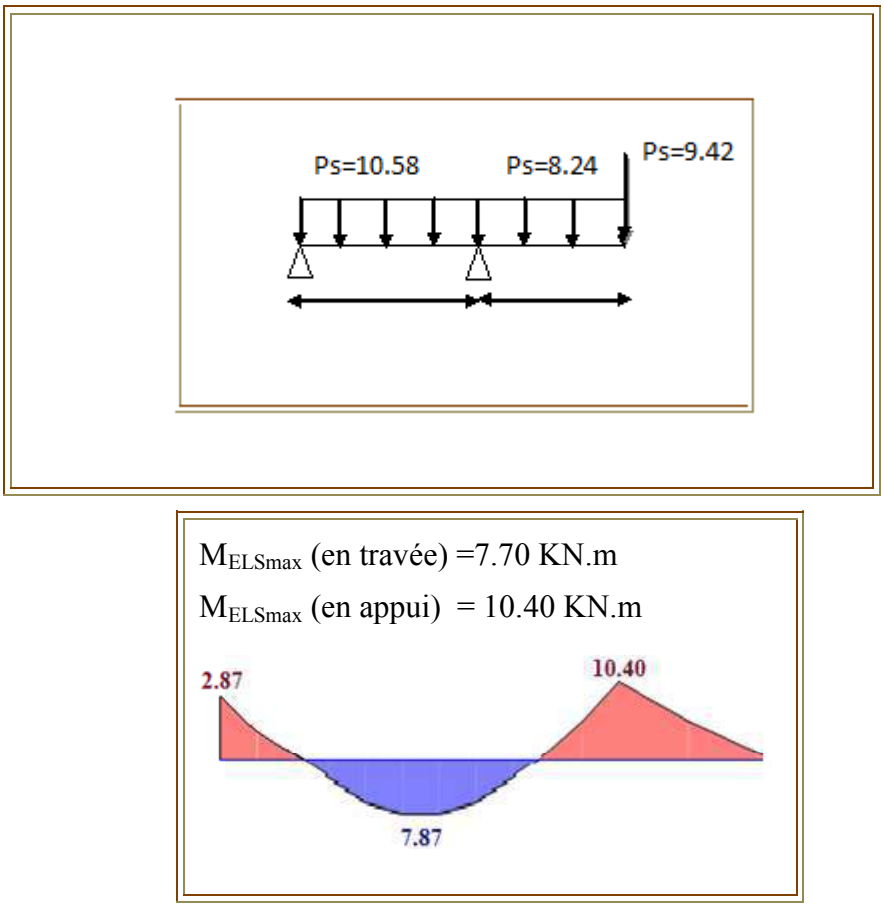


Figure III.37: Schéma statique à l'E.L.S

III.5.2.4.Récapitulations :

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

Tableau III.47: Récapitulations des efforts internes

	ELU			ELS	
	Mau (kN.m)	**Mtu (kN.m)**	**Tu (kN)**	**Maser (kN.m)**	**Mtser (kN.m)**
sollicitations	15.07	30.14	32.75	11.07	22.13

II.5.2.5.Ferraillage des escaliers :

Tableau III.48: les données

Béton	f_{c28} = 25 MPa	γ_b = 1.5	σ_{bc} = 14.2 MPa	c = 2.5 cm
	f_{t28} = 2.1 MPa	b = 100 cm	h= 15cm	d=12.5 cm
Acier	FeE400	f_e=400Mpa	γ_s = 1.15	σ_s = 348 MPa

- **Armatures principales :**

En travée :

$M_t = 30.15KN.m$

$h = 15cm \quad d = 12.5\ cm$

$$\mu = \frac{M_{tu}}{bd^2\sigma_b} = \frac{30.15 * 10^5}{100 * 12.5^2 * 14.2 * 10^2} = 0.135 < \mu l = 0.392 \Rightarrow A' = 0$$

$\beta = 0.927$

$$At = \frac{M_{tu}}{\beta d\sigma_s} = \frac{30.15 * 10^5}{348 * 10^2 * 12.5 * 0.927} = 7.47\ cm^2$$

On adopte :**5HA14**=7.69cm²

En appui :

$M_a = 15.07KN.m$

$h = 15\ cm \quad d = 12.5\ cm$

$$\mu = \frac{M_{tu}}{bd^2\sigma_b} = \frac{15.07 * 10^5}{100 * 12.5^2 * 14.2 * 10^2} = 0.06 < \mu l = 0.392 \Rightarrow A' = 0$$

$\beta = 0.969$

$$Aa = \frac{M_{au}}{\beta d\sigma_s} = \frac{15.07 * 10^5}{348 * 10^2 * 12.5 * 0.988} = 3.57\ cm^2$$

On adopte : **4HA12**=4.52cm²

Tableau III.49: Calcul des sections d'acier de l'escalier

	M_u (KN.m)	M	B	A (cm²)	A' (cm²)	A_{adopt} (cm²)/ml
En travée	*30.15*	0.135	0.927	7.47	*0.00*	**5HA14**=7.69cm²
En appuis	*15.07*	0.06	0.969	3.57	*0.00*	*4HA12=4.52*

III.5.2.5.a. Condition de non fragilité : [1]9

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

En travées: $A = 7.69\,cm^2 \geq A_{min} = \frac{100 \times 15}{1000} = 1.50\,cm^2$ (c.v)

En appuis : $A = 4.52cm^2 \geq A_{min} = \frac{100 \times 15}{1000} = 1.50\,cm^2$ (c.v)

III.5.2.5.b. Les armatures de répartition : [1]

Tableau III.50: Les armatures de répartition

	A_x (cm²)	on adopte
En travée	$\frac{A}{4} = \frac{7.69}{4} = 1.92$	4HA 8= 2.01cm²
En appuis	$\frac{A}{4} = \frac{4.52}{4} = 1.13$	4HA 8 = 2.01 cm²

III.5.2.5.c. Vérification de l'espacement : [1]

Tableau III.51: Vérification de l'espacement

	les armatures longitudinales	les armatures de répartitions
En travée	St=25cm≤min[3h=45cm;33cm]=33cm	St=25cm ≤ min[3h=45cm;33cm]=33cm
En appuis	St=25cm≤min[4h=60cm;45cm]=45cm	St=33.33cm≤min[4h=60cm;45cm]=45cm

III.5.2.5.d. Vérification de l'effort tranchant :[1]

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0.d} = \frac{32.75 \times 10^3}{1000 \times 125} = 0.262MPa$$

On considère la fissuration comme peu nuisible :

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

$\tau_u = 0.262\ MPa < \overline{\tau}_u = 3.33\ MPa$ (c.v)

III.3.4.5.e. Vérification à l'E.L.S : [1]

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

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

Tableau III.52: Vérification à l'E.L.S

	En travées	En appuis
A (cm²)	7.69	4.52
M_{ser} (kN.m)	22.13	11.07
Y (cm)	$50y^2 + 15A.y - 15A.d = 0 \Rightarrow y = 4.35$	$50y^2 + 15A.y - 15A.d = 0 \Rightarrow y = 3.5$
I (cm^4)	$I = \frac{b}{3}y^3 + 15A(d-y)^2 \Rightarrow I = 10218.72$	$I = \frac{b}{3}y^3 + 15A(d-y)^2 \Rightarrow I = 8970.76$
$\overline{\sigma}_b$ (Mpa)	15	
σ_b (Mpa)	$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I}.y = 9.42$	$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I}.y = 1.9$
$\sigma_b \leq \overline{\sigma}_b$	Oui	Oui

III.5.2.5.f. Vérification de la flèche : [1]

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

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{20} \times \frac{M_t}{M_o} \Rightarrow \frac{15}{304} = 0.05 \geq \frac{30.15}{20 \times 10.58} = 0.09 \qquad (c.v)$$

$$\frac{A}{b_0.d} \leq \frac{2}{f_e} \Rightarrow \frac{4.52}{100 \times 12.5} = 0.0034 \leq \frac{2}{400} = 0.005 \qquad (c.v)$$

Donc la vérification de la flèche nécessaire.

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

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

❖ pour les flèches aux charges instantanées:

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

Avec :

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

❖ pour les flèches aux charges de longues durées:

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

Avec :

- ✓ $E_v = \frac{1}{3} E_i$
- ✓ $I_{fv} = 1.1\frac{I_0}{1+\lambda_v \mu}$
- ✓ $\lambda_v = \frac{2}{5}\lambda i$

❖ Détermination de l'axe neutre:

$$Y_G = \frac{\frac{b.h^2}{2} + 15A.d}{b.h + 15} = 8.37\ cm$$

❖ Moment d'inertie de la section totale:

$$I_0 = b/3\left[y^3 + (h-y)^3\right] + 15A(y-d)^2 \Rightarrow I_0 = 50627.58\,cm^4$$

Tableau III.53: Vérification de la flèche de l'escalier

Mser(KN.m)	P	σs (MPa)	μ	λ_i	λ_v	I_0 (cm^4)	Ei(MPa)
22.13	0.0061	348	0.65	3.44	1.376	50627.58	32164.19
Ev(MPa)	Ifi (cm^4)	Ifv (cm^4)	fi (mm)	fv (mm)	Δf (mm)	fadm (mm)	Δf < fadm
10721.39	17209.622	29310.70	3.69	6.50	2.80	6.08	oui

III.5.3.Calcul de la poutre palière :

La poutre palière à pour rôle de supporter le poids d'escalier, elle sera calculée en flexion simple. Elle a une section (b×h)

III.5.3.1.Pré- dimensionnement :

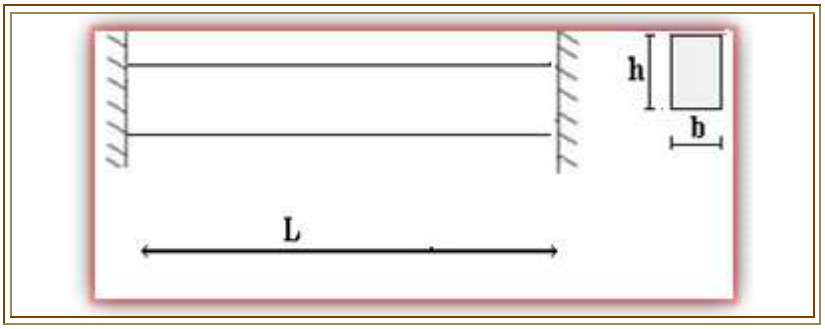


Figure III.44: Dimensionnement de la poutre palière

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

Le pré-dimensionnement de la poutre palière est donné par les formules empiriques suivantes:

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

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

- h ≥ 30cm
- b ≥ 20 cm **[2]**
- h/b ≤ 4

bmax ≤ 1.5+b

Tableau III.54: pré-dimensionnement de la poutre palière

poutre palière	
Conditions de résistance	L_{max}=3.25m ⇒21.66cm≤ h ≤32.5cm on adopte h = **30** cm ⇒ 9cm ≤ b ≤21cm on adopte b = **20** cm
Vérification selon le RPA 99	h=30cm≥30cm ; b=20cm≥20cm ; h/b=1.5
Condition de rigidité (h/L ≥ 1/16)	(h/L=0.092) ≥ (1/16=0.0625) (condition vérifie)
Conclusion	h = **30**cm ; b = **20**cm

III.5.3.2. Evaluation des charges :

✓ Poids propre de la poutre : $p_p = (0.30 \times 0.20) \times 25 \rightarrow p_p = 1.5 KN/m$

✓ Réaction d'escalier :➔ $Ru = 33.64 KN$, $Rs = 29.8 KN$

P_u=1.35(P_p+P_m)+R_u➔**P_u=48.78KN/m**

P_s = (P_p+R_S+ P_m) ➔**P_s =44.86KN/m**

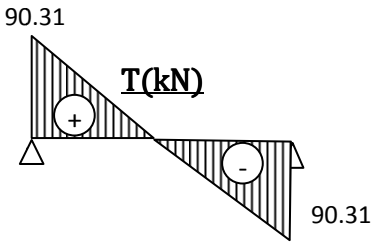
III.5.3.3. Calcul des efforts:

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

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

Tableau III.55: Les efforts agissants sur une poutre palière

Niveau	Ra(kN)	Ma(kNm)	Mt(kNm)
ELU	79.26	42.94	21.47
ELS	72.89	39.5	19.75



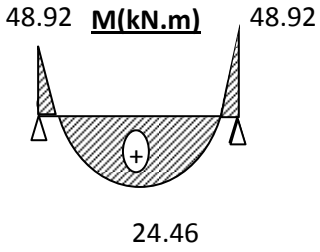


Figure 3-39: Différents efforts dans la poutre palière(ELU)

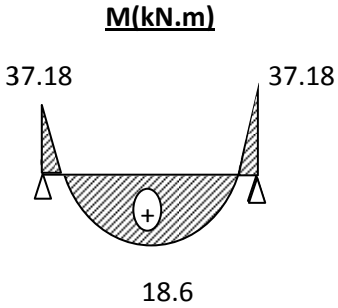


Figure 3-40: Différents efforts dans la poutre palière(ELS)

III.5.3.4. Ferraillage de la poutre palière

Tableau III.56: les données

Béton	f_{c28} = 25 MPa	γ_b = 1.5	σ_{bc} = 14.2 MPa	c = 2.5 cm
	f_{t28} = 2.1 MPa	b =20 cm	h= 30cm	d= 27.5cm
Acier	FeE400	f_e=400Mpa	γ_s = 1.15	σ_s = 348 MPa

T

ableau III.57: Calcul des sections d'acier de la poutre palière

	M_u (KN.m)	M	B	A (cm²)	A' (cm²)	A_{adopt} (cm²)
En Travée	21.47	0.099	0.995	2.25	0.00	3HA12=3.39
En appuis	42.94	0.199	0.889	5.04	0.00	4HA14=6.15

III.5.3.4.A. Condition de non fragilité :[1]

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

En travées: $A = 3.39\,cm^2 \geq A_{min} = \frac{20 \times 30}{1000} = 0.60\,cm^2$ (c.v)

En appuis : $A = 6.15\,cm^2 \geq A_{min} = \frac{20 \times 30}{1000} = 0.6\,cm^2$ (c.v)

III.5.3.4. B. Vérification de l'effort tranchant :[1]

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0.d} = \frac{79.26 \times 10^3}{200 \times 275} = 1.44MPa$$

On considère la fissuration comme peu nuisible :

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

$\tau_u = 1.44\,MPa < \overline{\tau}_u = 3.33\,MPa$ (c.v)

III.5.3.4.C. Vérification de compression dans la bielle de béton: [1]

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

$$a = Min[b - c - 2\,; 0.9d] = Min[25.5cm; 24.75cm] = 25.5cm$$

$$V_u = 79.26KN \leq 0.4\left(\frac{25}{1.5}\right) \times 200 \times 255 = 340.00KN \quad \ldots\ldots (c.v)$$

III.5.3.4.D. Vérification au voisinage de l'appui: [1]

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

$$\frac{2 \times 79.26 \times 10^3}{200 \times 255} = 3.108 < 0.8 \times \frac{25}{1.15} = 17.39 \ldots\ldots (c.v)$$

$$A = 3.39\,cm^2 \geq \frac{\gamma_s \cdot V_u}{f_e} = \frac{1.15 \times 79.26}{400} = 0.22\,cm^2 \ldots\ldots (c.v)$$

III.5.3.4.E. Armatures transversales: [1]

$$\varphi_t = Min\left[\frac{h}{35} = 0.86\,cm\,;\ \varphi_l = 16\,mm; \frac{b_0}{10} = 2.00cm\right]$$

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

$$A_t = \frac{\pi.\varphi_t^2}{4} = 0.50cm^2$$

Donc on adoptera: **A_t = 3 Ø 8 = 1.51 cm².**

III.5.3.4.E.1. Vérification du R.P.A 99: [2]

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

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

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

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

On a A_t = 1.51 cm².

$$S_t = 5\,cm \Rightarrow A_t = 1.51\,cm^2 > A_{t\,min} = 0.003.b.S_t = 0.30\,cm^2$$

$$S_t = 15\,cm \Rightarrow A_t = 1.51\,cm^2 > A_{t\,min} = 0.003.b.S_t = 0.90\,cm^2$$

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

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

et on procédera à la vérification des paramètres suivants:

- $\frac{A_t}{b_0 \cdot S_t} \geq \frac{\gamma_s\left(\tau_u - 0.3 f_{t28}.k\right)}{0.9.f_e.(\cos\alpha + \sin\alpha)}$ **[1]**

avec k = 1 (flexion simple)

$\alpha = 90°$

Zone nodale: $\frac{2 \times 10^2}{200 \times 50} = 0.02 \geq \frac{1.15(1.44 - 0.3 \times 2.1 \times 1)}{0.9 \times 400 \times (0+1)} = 0.0025$ … (c.v)

Zone courante: $\frac{2 \times 10^2}{200 \times 150} = 0.006 \geq \frac{1.15(1.44 - 0.3 \times 2.1 \times 1)}{0.9 \times 400 \times (0+1)} = 0.0025$ … (c.v)

❖ $A_t \geq A_{min} = \frac{0.4 \cdot b_0 \cdot S_t}{f_e}$ [1]

Zone nodale: $A_t = 2\,cm^2 \geq A_{min} = \frac{0.4 \times 200 \times 50}{400} = 0.1 cm^2$ … (c.v)

Zone courante: $A_t = 2\,cm^2 \geq A_{min} = \frac{0.4 \times 200 \times 150}{400} = 0.3\,cm^2$ …. (c.v)

III.5.3.4.F. Vérification à l'E.L.S : [1]

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

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

Tableau III.58: Vérification à l'E.L.S

	En travées	En appuis
A (cm²)	3.39	6.15
M_{ser} (kN.m)	19.75	39.5
Y (cm)	$17.5y^2 + 15A.y - 15A.d = 0 \Rightarrow y = 7.60$	$17.5y^2 + 15A.y - 15A.d = 0 \Rightarrow y = 14.96$
I (cm^4)	$I = \frac{b}{3}y^3 + 15A(d-y)^2 \Rightarrow I = 23131.07$	$I = \frac{b}{3}y^3 + 15A(d-y)^2 \Rightarrow I = 36817.16$
$\overline{\sigma}_b$ (mpa)	15	
σ_b (mpa)	$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I}.y = 0.06$	$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I}.y = 0.16$
$\sigma_b \leq \overline{\sigma}_b$	Oui	Oui

III.5.3.4.G. Vérifications préliminaires de la flèche : [1]

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

Tableau III.59: vérifications préliminaires de la flèche de la poutre palière

1ere condition	2eme condition
h/L ≥ Mt/ (10 Mo)	$\rho \leq 4.2/fe$
h/ L = 0.3 / 3.25= 0.092 Mt/ (10 Mo)=19.75/(10*59.29)=0.03	ρ=A/(bo*d)=3.39/(20*27.5)=0.006 4.2/ fe = 4.2 / 400 = 0.008
Condition vérifiée	Condition vérifiée

III.6-CALCUL DES CONSOLES :

III.6.1.Console, sur laquelle repose l'escalier :

- R_u=52.01 kN
- Poids propre de la poutre console : 0.3x0.3x25 **=2.25kN/m**
- R_{ser}=38.48kN

III.6.1.1.Calcul des efforts :

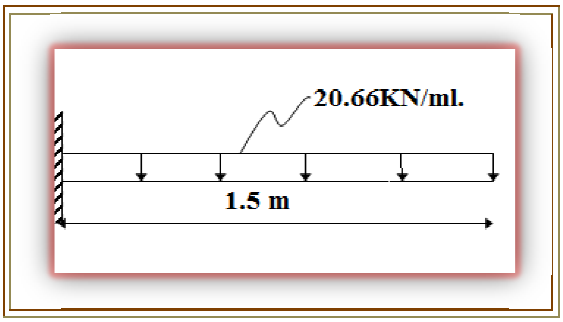


Figure III.47:. Schéma statique de la console

❖ l'E.L.U :

P_u=1.35(2.25) + 44.14 $\Rightarrow$ **P_u=49.54kN/ml**

$$M_u = \frac{P_u \cdot L^2}{2} = \mathbf{109.23kN.m}$$

❖ l'E.L.S :

P_{ser}= 2.25 + **36.65** $\Rightarrow$ **P_{ser} = 38.90kN/ml**

$$M_{ser} = \frac{P_{ser} \cdot L^2}{2} = \mathbf{85.77\ kN.m}$$

III.6.1.2.Ferraillage :

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

h = 30 cm; b = 30 cm; d = 27.5 cm.

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

Tableau III.60: Calcul des sections d'acier de la console

	M_u kN.m	M	β	A cm²	A' cm²	A_{min} cm²	A_{adopt} cm²
A l'appui	**109.23**	0.093	0.951	6.67	0	0.90	6HA12 6.78

III.6.1.3.Vérification de l'effort tranchant :

$T_u = 29.34 + 1.35$ (**2.25**x 2.10) $\Rightarrow$ **T_u =35.72 kN** ,

$$\tau_u = Tu / b_0 \cdot d = 0.433MPa$$

$$\bar{\tau}_u = \min[0.20 f_{c28} / \gamma_b ; 5MPa] = 3.33MPa \Rightarrow \tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

III.6.1.4.Armatures transversales :

$$S\tau \leq Min[0.9d ; 40cm] = 24.75cm.$$ Soit : $S\tau = 15$ cm.

$$\Phi\tau \leq Min[h/35, \Phi_l ; b/10] = Min[8.57mm ; 12mm ; 30mm] = 8.57mm.$$ Soit : $\Phi\tau$ **=8mm**

$\varphi_t = 8$ mm < 0.86 cm

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

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

III.6.1.4.a.Vérification de la section minimale:

$\frac{A_t}{b_0 \cdot S_t} \cdot f_e = 0.88 MPa \geq 0.4\ MPa$ (avec: $A_t = 2\Phi 8 = 1\ cm^2$) **(C.V)**

$$\frac{A_t}{b_0 \cdot S_t} = 0.00222 \geq \frac{\tau_u - 0.3 \cdot K \cdot f_{tj}}{0.9 \frac{f_e}{\gamma_s}(\cos\alpha + \sin\alpha)} = -0.63 \text{ où : } \begin{cases} K = 1 \\ \alpha = 90° \end{cases} \textbf{(C.V)}$$

- Zone nodale : $S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_l\right) \Rightarrow S_t = 7.5$ cm.
- Zone courante : $S_t \leq \frac{h}{2} \Rightarrow S_t = 15$ cm.

III.6.1.4.b.Vérification au voisinage de l'appui:

a) $\sigma_b = \frac{2 \cdot V_a}{a \cdot b} = 3.17\ MPa \leq \overline{\sigma} = \frac{0.8 f_{c28}}{\gamma_b} = 13.33\ MPa$ **(C.V)**

Donc, la contrainte dans la bielle est vérifiée.

b) $A_t = 1.00 cm^2 \geq \frac{\gamma_s \cdot V_a}{f_e} = 0.10 cm^2$ **(C.V)**

Donc, la section droite longitudinale peut équilibrer l'effort tranchant.

III.6.1.4.c.Vérification à l'E.L.S :

Tableau III.61**: Vérification à l'E.L.S**

M_{ser} kN.m	A_u cm^2	y_1 cm	I_G cm^4	k N/mm^3	σ_b MPa	$\overline{\sigma}_b$ MPa	Observation
44.27	6.78	10.67	40984.85	0.108	1.15	15.00	(CV)

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

III.6.1.4.d.Vérification de la flèche:

$\frac{h}{l} = \frac{30}{30} = 1 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \longrightarrow$ **CV.**

$\frac{A_s}{bd} = \frac{6.78}{30\ X\ 27.5} = 0.0082 \leq \frac{6.78}{400} = 0.0167 \longrightarrow$ **CV.**

$\frac{h}{L} = \frac{30}{210} = 0.14 \geq \frac{M_t}{10M_0} = \frac{27.38}{10*32.21} = 0.085 \longrightarrow$ **CV.**

Donc le calcul de la flèche est inutile.

Chapitre IV

Calcul dynamique

VI.1 Introduction

L'Algérie est un pays où règne une activité sismique très importante. Il est impératif d'effectuer une analyse rigoureuse afin de s'assurer qu'en cas d'un séisme la structure ne subira pas de grandes déformations, et que les déplacements resteront dans le domaine limite admissible pour qu'il n'y aura pas de dégradations importantes d'éléments structuraux.

La présente étude est faite en modélisant la structure en tridimensionnel 3D avec le logiciel SAP2000. La méthode d'analyse est la méthode dynamique modale spectrale qui prend en compte le spectre de réponse proposé par le RPA99/version 2003.

VI.2 Objectifs de l'étude dynamique :

L'objectif initial d'étude dynamique d'une structure est la détermination des caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de Vibrations Libres Non Amorties (VLNA).
L'étude dynamique d'une structure telle qu'elle se présente, est souvent très complexe à cause du nombre de fonctions et éléments existants dans une structure. C'est pour cela qu'on fait souvent appel à des modélisations qui permettent de simplifier suffisamment le problème pour pouvoir l'analyser.

VII-4- Choix du type de contreventement et classification de la structure selon leur configuration :

Notre structure est contreventée par une ossature mixte (structures portiques contreventées par des voiles « portiques -voiles »).

A/ Régularité en plan : (RPA99/version 2003 art- 3-5)

Selon l'article (a, 1), la structure est irrégulière en plan.

B/ Régularité en élévation :

Selon l'article (b,1),la structure est classée irrégulière en élévation ;

Donc l'ouvrage est classé comme irrégulier en plan et en élévation.

VI.6 .1 Caractéristiques géométriques et massique de la structure

Quel que soit le problème que l'on se propose de résoudre dans l'étude dynamique d'une structure, il est indispensable de connaître en premier lieu les caractéristiques géométriques qui interviennent dans l'évaluation des efforts horizontaux d'origine sismique. Les caractéristiques à déterminer sont :

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

IV.2. 1. Centre de masse :

Le principe de calcul est de déterminer le centre de masse de chaque niveau des éléments constructifs qui ont une influence sur la stabilité du bâtiment (planchers, maçonnerie, escaliers, voiles, poutres, poteaux).

Le centre de masse est repéré dans un système d'axes choisi, il est défini par la formule suivante :

$$X_G = \frac{\sum Wi * Xi}{\sum Wi} \qquad YG = \frac{\sum Wi * Yi}{\sum Wi}$$

Avec :

- W_i : Le poids total de la masse concentrée de l'élément (i) du niveau considéré
- X_i et Y_i : Les coordonnées du centre de gravité de l'élément (i) par rapport au repère global.

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

Vue de la Structure en 3D :

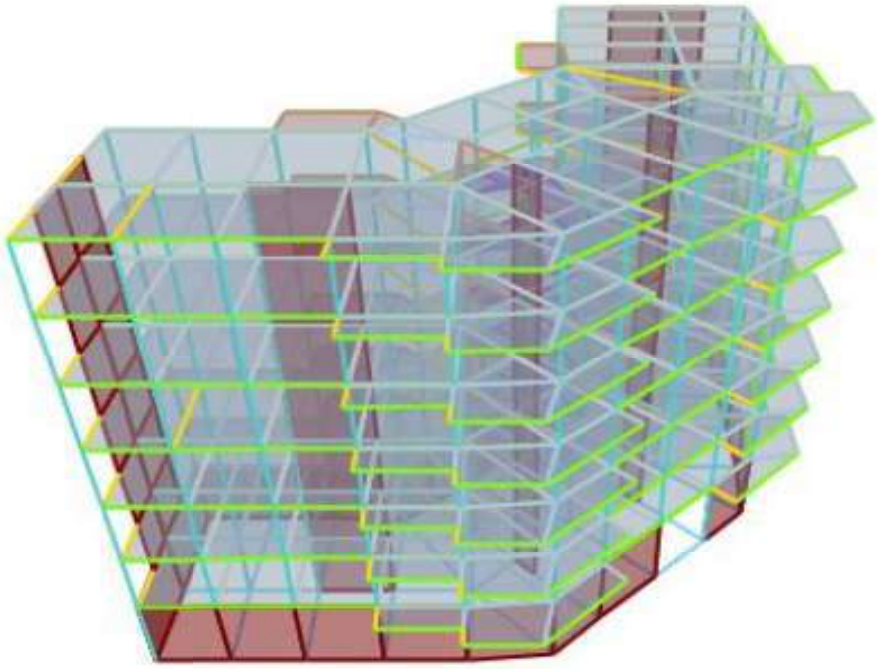


Figure 4-1 : bâtiment en 3D

Les

1 er disposition des voiles en 3D :

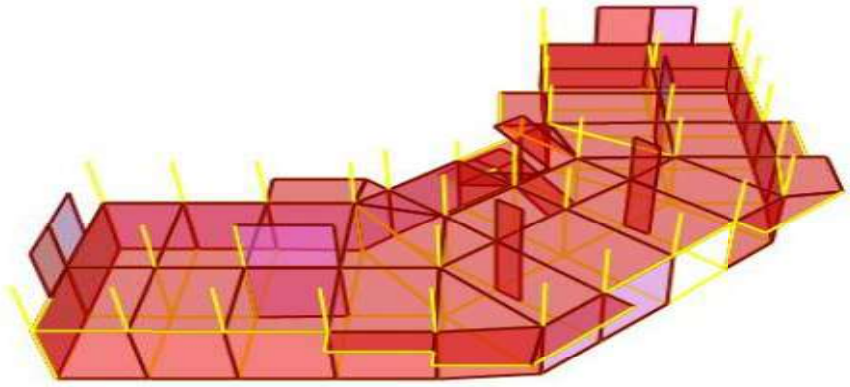
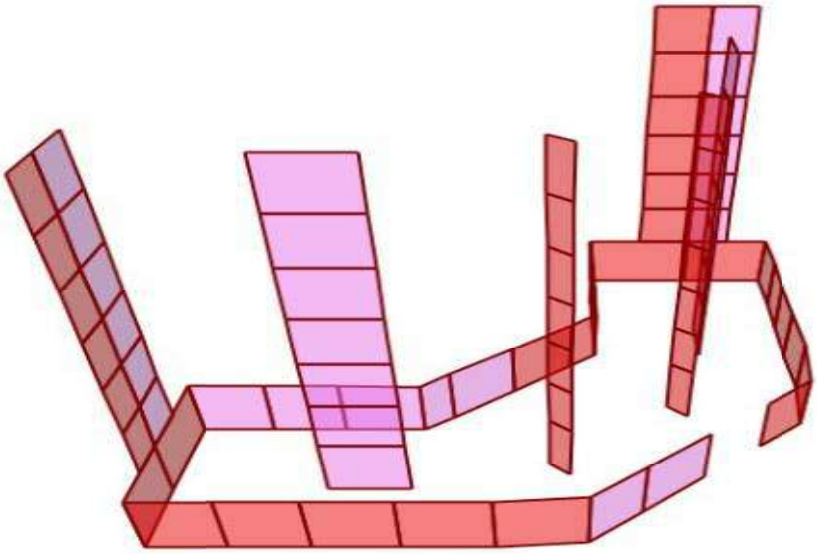
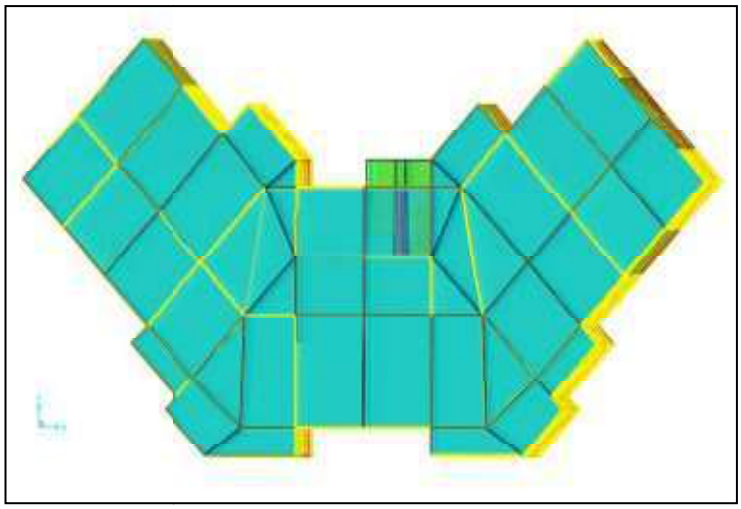


Figure 4-2

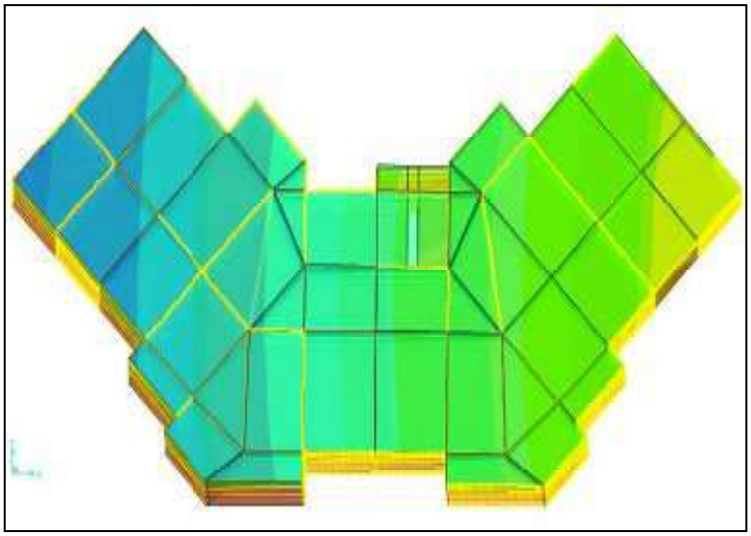
❖ **Disposition des voiles :**



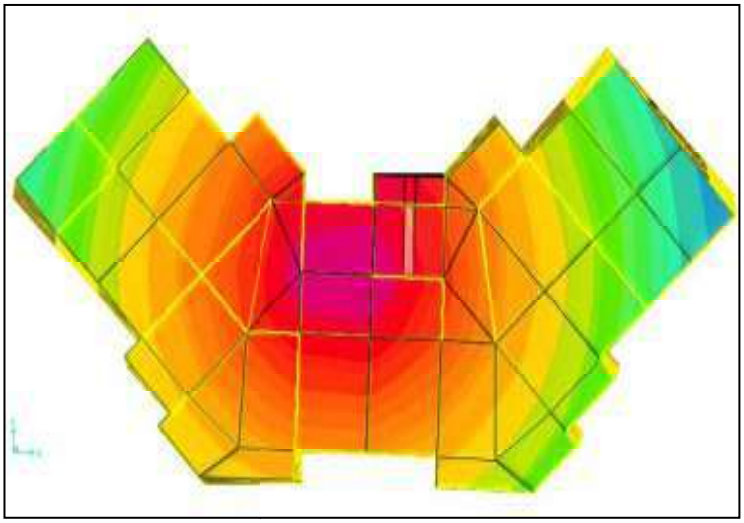
1er Mode



2eme Mode



3eme Modes



Calcul d'excentricité selon RPA version 2003 ►► [Art 3.5.1-a] ◄◄ :

a2. À chaque niveau et pour chaque direction de calcul, la distance entre le centre de gravité des masses et le centre des rigidités ne dépassent pas 15% de la dimension du bâtiment mesurée perpendiculairement à la direction de l'action sismique considérée.

Dimensions du bâtiment :

Longueur du bâtiment = 35.88 m
Largeur du bâtiment = 18.63 m

Excentricité admissible :

Excentricité suivant Lx = 15 %.Lx = 5.38 m
Excentricité suivant Ly = 15 %.Ly = 2.79 m

Centre de Rigidité & Centre de Masse :

Niveau		Inertie et centre d'inertie				Masse et centre de Masse		
Diaphragme N°	Niveau	∑ Ix	∑ Iy	XR	YR	Masse.g	XG	YG
G_ DIAPH_	3.74	7.6831	4.8649	18.07	9.09	2622.65	17.92	8.33
F_ DIAPH_ 6.8	6.80	0.7698	0.8134	17.94	9.05	1899.57	17.94	8.18
E_ DIAPH_	9.86	0.7698	0.8134	17.94	9.05	1899.57	17.94	8.18
D_ DIAPH_	12.92	0.7698	0.8134	17.94	9.05	1899.57	17.94	8.18
C_ DIAPH_	15.98	0.7698	0.8134	17.94	9.05	1899.57	17.94	8.18
B_ DIAPH_	19.04	0.7698	0.8134	17.94	9.05	1898.14	17.94	8.20
A_ DIAPH_	22.10	0.7698	0.8134	17.94	9.05	1390.43	17.94	8.01

Excentricité :

Excentricité				
Diaphragme N°	Niveau (m)	Ex = |XR-XG| (m)	Ey = |YR-YG| (m)	Vérification
G_ DIAPH_ 3.74	3.74	0.15	0.76	Ok
F_ DIAPH_ 6.8	6.80	0.00	0.87	Ok
E_ DIAPH_ 9.86	9.86	0.00	0.87	Ok
D_ DIAPH_ 12.92	12.92	0.00	0.87	Ok
C_ DIAPH_ 15.98	15.98	0.00	0.87	Ok
B_ DIAPH_ 19.04	19.04	0.00	0.85	Ok
A_ DIAPH_ 22.1	22.10	0.00	1.04	Ok

VI.5 Calcul dynamique du bâtiment :

Le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes :

- La méthode statique équivalente.
- La méthode d'analyse modale spectrale.
- La méthode d'analyse dynamique temporelle par accélérographes.

Ici les conditions d'application de la méthode statique équivalent ne sont pas toutes remplies. Il faut donc utiliser la méthode dynamique modale spectrale en utilisant le spectre de réponse défini dans le RPA 99 version 2003. Néanmoins, à cause de certaines vérifications nécessaires il est indispensable de passer par la méthode statique équivalente.

VI.5 .1 Méthode modale spectrale.

VI.5 .1.1 Hypothèses de calcul.

- Les masses sont supposées concentrées au niveau du plancher.
- Seul les déplacements horizontaux des noeuds sont pris en compte
- Les planchers et les fondations doivent être rigides dans leurs plans (vis-à-vis des déplacements horizontaux)

VI.5 .1.2 Analyse de la structure :

Il est à présent clair que l'une des « **SAP 2000 V17** » incontournables lors d'une analyse dynamique

d'une structure est sa modélisation adéquate.

La structure que nous nous proposons de modéliser est un bâtiment qui se distingue par sa

forme irrégulière en plan, contreventée par un système mixte (portique voiles).et présente une architecture (vue en plan) déférente d'un niveaux à l'autre. Tous cela complique de manière conséquente le choix du positionnement des voiles. En effet le choix du positionnement des voiles doit satisfaire un certain nombre de conditions :

- Le nombre doit être suffisamment important pour assurer une rigidité suffisante tout en restant dans le domaine économique et facilement réalisable.
- La position de ces voiles doit éviter des efforts de torsion préjudiciable pour la structure.

VI.3 Modélisation mathématique :

La modélisation revient à représenter un problème physique possédant un nombre de degré de liberté (DDL) infini, par un modèle ayant un nombre de DDL fini, et qui reflète avec une bonne précision les paramètres du système d'origine (la masse, la rigidité et l'amortissement). En d'autres termes, la modélisation est la recherche d'un modèle simplifié qui nous rapproche le plus possible du comportement réel de la structure, en tenant compte le plus correctement possible de la masse et de la rigidité de tous les éléments de la structure.

VI.4 Modélisation de la structure étudiée.

Etant donné la difficulté et la complexité d'un calcul manuel des efforts internes (Moments, efforts normaux..etc), dans les éléments structuraux, le logiciel de calcul par éléments finis « sap 2000 V17 » est utilisé.

VI.4.1 Description du logiciel « SAP 2000 » :

« SAP 2000 V17 » est un logiciel de calcul conçu exclusivement pour le calcul des bâtiments. Il permet de modéliser facilement et rapidement tous types de bâtiments grâce à une interface graphique unique. Il offre de nombreuses possibilités pour l'analyse statique et dynamique «SAP 2000V17 » permet également le transfert de donnée avec d'autres logiciels (AUTOCAD, ETABS et SAFE).

VI.4.2 Modélisation des éléments structuraux :

La modélisation des éléments structuraux est effectuée comme suit :

- Les éléments en portique (poutres-poteaux) ont été modélisés par des éléments finis de type.

poutre « *frame* » à deux noeuds ayant six degrés de liberté (d.d.l.) par noeud.

- Les voiles ont été modélisés par des éléments coques « Shell » à quatre noeuds.
- Les planchers sont simulés par des diaphragmes rigides et le sens des poutrelles peut être automatiquement introduit.
- Les dalles sont modélisées par des éléments dalles qui négligent les efforts membranaires.

VI.4.3 Modélisation de la masse.

La masse des planchers est calculée de manière à inclure la quantité βQ RPA99/version 2003 (dans notre cas β =0,2) correspondant à la surcharge d'exploitation. La masse des éléments modélisés est introduite de façon implicite, par la prise en compte du poids volumique correspondant à celui du béton armé à savoir 2,5t/m3.
La masse des éléments concentrés non structuraux, comme l'acrotère et les murs extérieurs (maçonnerie), a été repartie sur les poutres concernées.

IV. 3. Choix de la méthode de calcul :

IV. 3. 1. Introduction :

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

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

Pour notre structure étudié présente une configuration irrégulière et la hauteur dépassant les 17 m, donc selon le RPA Art 4.1.2.b, la Méthode statique équivalente n'est pas applicable, et en même temps pour simplifier les calculs, en utilise le logiciel d'analyse 'SAP2000'

IV.3.2. Méthode dynamique modale spectrale :

IV.3.2.1. Principe :

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

IV. 3.2.2. Modélisation :

Le modèle choisi dans la modélisation sur le SAP2000 est le diaphragme, la théorie du plancher rigide est mise en évidence par l'intermédiaire du nœud maître.

Suite à la concentration de la masse son mouvement est donné par le mouvement du nœud maître, les autres nœuds du même plancher sont emportés par le mouvement du nœud maître et sont appelés nœuds esclaves.

IV 3.2.3. Le spectre de réponse de calcul :

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

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1{,}25\,A\left(1+\frac{T}{T_1}\left(2{,}5\eta\frac{Q}{R}-1\right)\right) & 0 \le T \le T_1 \\ 2{,}5\eta(1{,}25\,A)\left(\frac{Q}{R}\right) & T_2 \le T \le T_2 \\ 2{,}5\eta(1{,}25\,A)\left(\frac{Q}{R}\right)\left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \le T \le 3.0\ s \\ 2{,}5\eta(1{,}25\,A)\left(\frac{Q}{R}\right)\left(\frac{T_2}{3}\right)^{\frac{2}{3}}\left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & T \ge 3.0\ s \end{cases}$$

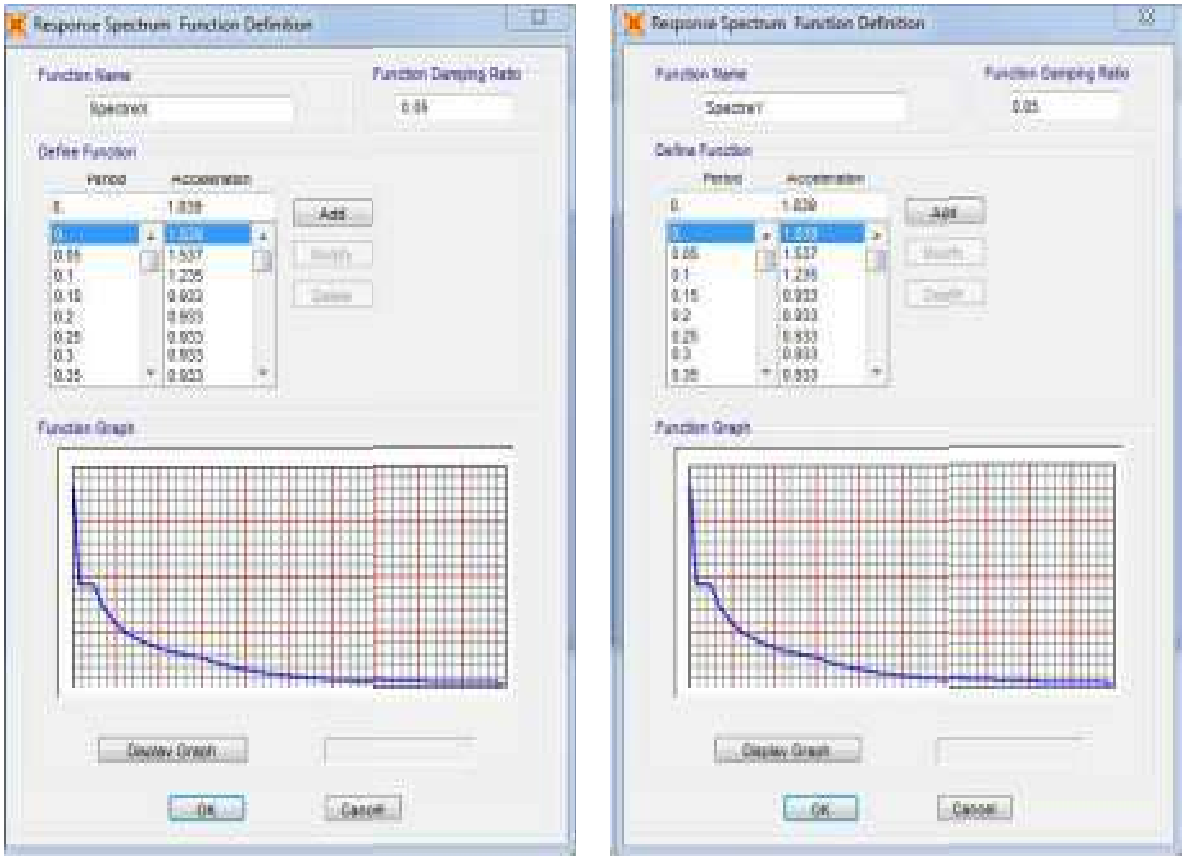


Fig. IV.39. Spectre de réponse.

a. Coefficient d'accélération A : [RPA : Tab.4.1]

A : est en fonction de la zone ainsi que le groupe d'usage, pour notre ouvrage on a : (zone III, groupe d'usage 2) ➔ A = 0,15

b. facteur de correction d'amortissement η:

$\eta = \sqrt{7/(2+\xi)}$

$\xi = 7\ \%$ [RPA : Tab.4.2].

Avec remplissage dense → $\eta = 0{,}882$

c. coefficient de comportement R : [1] ►► [Tab4.3] ◄◄

Conformément à l'article 3.4.A.4.b du RPA 99v2003, ce type de contreventement doit vérifier les conditions suivantes :

- les voiles reprennent au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales et la totalité des sollicitations dues aux charges horizontales,
- Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultant de leurs interactions à tous les niveaux.
- Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant d'étage.

Donc : R = 5.

Justification du coefficient de comportement R selon RPA version 2003 ► [Art 3.5] ◄ :

Suivant Ex :

Les valeurs en pourcentages

Étage	Sollicitations dues aux charges verticales			Sollicitations dues aux charges horizontales		
Niveau	Poids Nz (%)	Nz /Poteaux (%)	Nz /Voiles (%)	Effort tranchant Tx (%)	Tx /Poteaux (%)	Tx /Voiles (%)
22.1	100%	89.56%	10.44%	100%	79.25%	20.75%
19.04	100%	89.07%	10.93%	100%	68.46%	31.54%
15.98	100%	89.33%	10.68%	100%	63.81%	36.19%
12.92	100%	89.54%	10.46%	100%	59.95%	40.05%
9.86	100%	89.62%	10.38%	100%	54.21%	45.79%
6.8	100%	90.32%	9.68%	100%	51.68%	48.32%
3.74	100%	68.63%	31.37%	100%	21.02%	78.98%

Suivant Ey :

Étage	Sollicitations dues aux charges verticales			Sollicitations dues aux charges horizontales		
Niveau	Poids Nz (%)	Nz /Poteaux (%)	Nz /Voiles (%)	Effort tranchant TY (%)	TY/Poteaux (%)	TY /Voiles (%)
22.1	100%	86.04%	13.96%	100%	63.21%	36.79%
19.04	100%	86.17%	13.83%	100%	60.43%	39.57%
15.98	100%	86.36%	13.64%	100%	58.05%	41.95%
12.92	100%	86.57%	13.43%	100%	54.90%	45.10%
9.86	100%	86.64%	13.36%	100%	51.33%	48.67%
6.8	100%	87.42%	12.58%	100%	43.60%	56.40%
3.74	100%	59.29%	40.71%	100%	12.17%	87.83%

d. facteur de qualité Q : [RPA : Tab.4.4.]

Le facteur de qualité est égale à 1 additionné à la somme de 6 pénalités selon que les critères de qualité sont satisfaits ou non :

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

Ces pénalités sont rappelées dans le tableau suivant :

Tableau IV.7 : détermination du facteur de qualité Q

Critère		Suivant X		Suivant Y	
		observé	Valeur	Observé	Valeur
1	Conditions minimales sur les files de contreventement	Oui	**0.00**	Non	0.00
2	Redondance en plan	Oui	**0.00**	Oui	0.00
3	Régularité en plan	Non	0.05	Non	0.05
4	Régularité en élévation	Non	0.05	Non	0.05
5	Contrôle de la qualité des matériaux	Oui	**0.00**	Oui	**0.00**
6	Contrôle de la qualité de l'exécution	non	0.1	Oui	**0.1**

En récapitulant les résultats on trouve :

$$Q_X = 1 + 0.20 = 1.20$$
$$Q_Y = 1 + 0.20 = 1.20$$

e. périodes caractéristiques : [RPA : Tab.4.7.]

$$\left.\begin{array}{l} T_1 = 0.15\,\text{s} \\ T_2 = 0.4\,\text{s} \end{array}\right\} \text{siteS2.}$$

Un séisme est considéré comme un chargement dynamique alterné pouvant être défini comme une succession d'impulsions. Une analyse temporelle ou fréquentielle permettrait de connaître - à partir de l'accélération - la réponse du système à tout instant pour chacun des modes. Cependant, seule la valeur maximale de la réponse est requise (efforts, déplacements), d'où l'intérêt d'introduire la notion de spectre de réponse.
Ce spectre enveloppe de la pseudo-accélération n'est représentatif d'aucun mouvement sismique réel mais donnera la réponse la plus défavorable du système.

IV .4. Résultats de l'analyse dynamique :

Communément aux deux méthodes de calcul (statique et dynamique), le RPA99 exige les vérifications suivantes :

- Vérification de comportement pour les trois premiers modes
- Vérification de participation massique.
- Vérification des périodes.
- Vérification de la Force sismique à la base.
- Vérification de la stabilité au renversement.
- Vérification des déplacements (en tête et inter étage).
- Vérification de cisaillement des éléments.
- Vérification de l'effort normal réduit à la base.
- Vérification vis à vis de l'effet P-Δ (Art. 5.9 : RPA 99 VERSION 2003).

IV.4.1. Vérification de comportement :

Figure IV.6 : Le comportement des trois premiers modes

Tableau IV.8 : Le comportement des trois premiers modes

Mode 1	Mode 2	Mode 3
translation pure suivant l'axe X	translation pure suivant l'axe Y	rotation pure autour de l'axe Z
T_1=0.243 sec	T_2=0.232 sec	T_3=0.221 sec

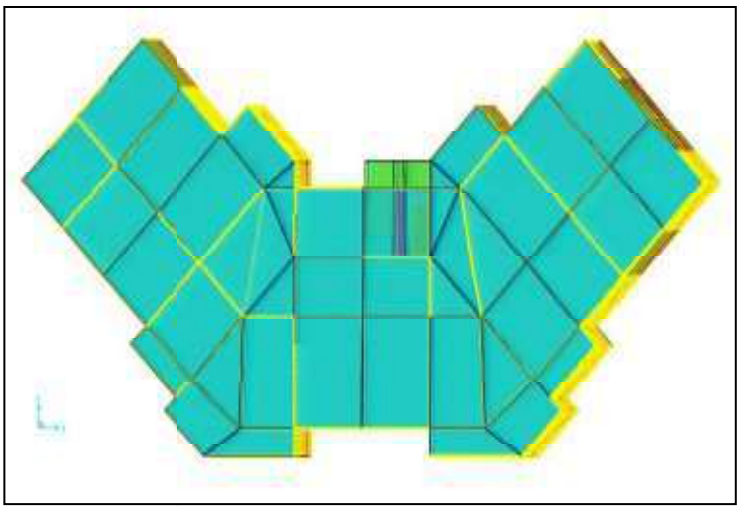


Fig. IV.40. Comportement de 1er mode (translation pur suivant l'axeX).

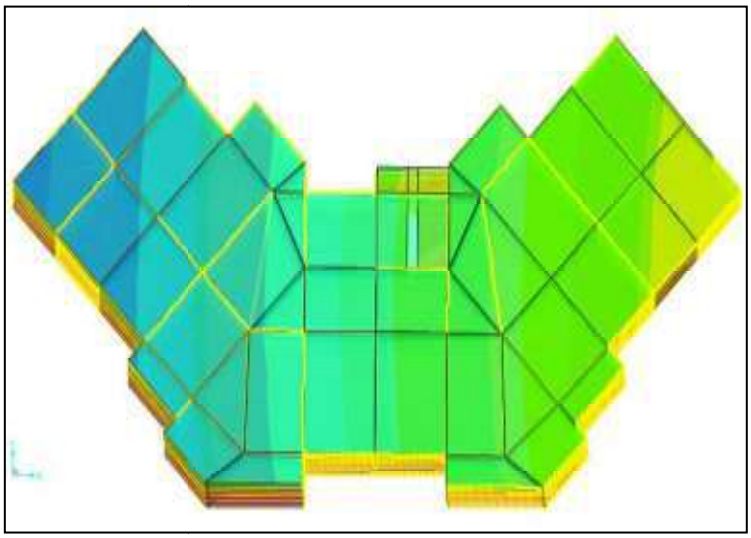


Fig. IV.40. Comportement de 1er mode (translation pur suivant l'axe Y).

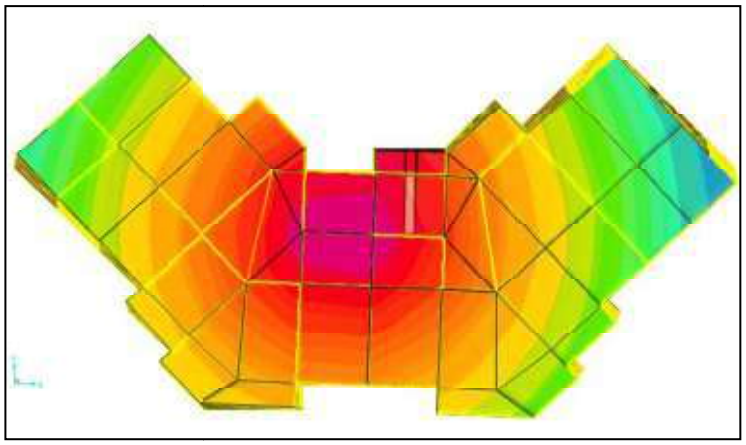


Fig. IV.42.comportement de 3ème mode (rotation autour de l'axe Z).

IV .4.2 . Vérification de participation massique :

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

La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure d'après RPA99 version 2003, Art 4.3.4.a.

IV .4.3.

	Period	facteure de participation massique (en %)			
		UX	UY	UX cumule	UY cumule
1	0.24	80.00%	0.02%	80.00%	0.02%
2	0.23	0.04%	77.76%	80.04%	77.78%
3	0.22	0.05%	1.73%	80.09%	79.51%
4	0.07	11.22%	0.00%	91.31%	79.51%
5	0.07	0.00%	12.81%	91.31%	92.32%

Vérification des périodes :

Coéfficient de clacification massique

Les valeurs de T, calculées à partir de SAP2000 ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques appropriées de 30%. [RPA 99 version 2003Art 4.2.4.4]

- T : période fondamentale suivant les deux directions on utilise la formule :

$T=0.09*hN/\sqrt{D}$

- D : la dimension du bâtiment mesuré à sa base dans la direction de calcul considéré.
- hN : hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N)

Tx= 0.33s

Ty=0,46

$T=C_T .h_N^{\frac{3}{4}}$ avec : $h_N=22.10$; $C_T=0.05$ ⟶ T =0.515s

Tableau IV.10 : vérification des périodes.

	T empirique(s)	**T numérique(s)**	**1.3*T emp**	**T num ≤ 1.3*T emp**
Suiv X	0,33	0,24	0,43	CV
Suiv Y	0,46	0,23	0,59	CV

IV .4.4. Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul :

La résultante des forces sismique à la base Vt obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inferieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V pour une valeur de période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée [RPA99 version 2003 Art 4. 3.6]

Donc il faut vérifier que $\frac{Ed}{V} > 0,8$

❖ Calcul de la force sismique totale [RPA99 version 2003 Art 4.2.3] :

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

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

Tel que :

- **A : coefficient d'accélération de zone**

A = 0.15

- **D : facteur d'amplification dynamique moyen**

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

T2 = 0.4 s ……tableau 4.7 (avec site S2)

η : facteur de correction d'amortissement : $\eta = \sqrt{7/(2+\xi)}$

ξ = 7 % tableau 4.2 (avec remplissage dense) → η = 0,882

T : période fondamentale suivant les deux directions on utilise la formule : $T = 0{,}09h_n / \sqrt{D}$

[RPA99 version 2003 Art 4.2.4]

Dx= 2.20

Dy= 2.20

- **R : coefficient de comportement global de la structure**

R = 5

- **Q : facteur de qualité**

Q_x=Q_y=1.20

- **W : poids total de la structure**

$$W = \sum_{i=1}^{n} W_i \qquad \text{avec } W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

$\beta = 0.2$ tableau 4.5

W= 33316,415 KN

Tableau IV.11 : Calcul de la force sismique (M.S.E)

A	D_x	D_y	R	Q_x	Q_y	$\sum W_i$ (kN)	V_x (kN)	V_y (kN)
0.15	2.20	2.20	5	1.20	1.20	33316,415	2881,388	2881,388

Tableau IV.12 : Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul

	V (kN)	Vt (kN)	0.8*V	$V_t \geq 0.8*V$
X	2881,388	**2367,99**	2305,11	**OUI**
Y	2881,388	**2305,214**	2305,11	**OUI**

IV .4.5. Vérification de la stabilité au renversement :

Le moment de renversement est égal à : $M_{0x} = \sum_{i=1}^{n} h_i . F_{ix}$ $M_{0y} = \sum_{i=1}^{n} h_i . F_{iy}$

Avec :

- F_{ix} , F_{iy}: la force distribuée en hauteur suivant X et Y
- h_i : la hauteur de l'étage par rapport à la base 0

Le moment de stabilité qui est égal à : $Mtx = X_G.Wi$, $MtY = G_Y.Wi$

Avec :

- X_G , Y_G : les coordonnées du centre de gravité de la structure
- Wi : la masse de plancher dans chaque niveau

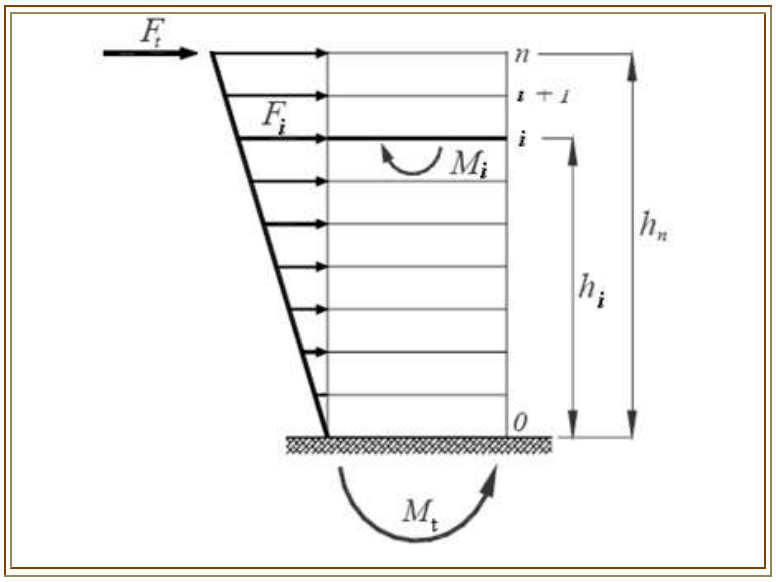


Figure IV.7: Les forces agissent sur la stabilité au renversement

❖ **Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur :**[Art 4.2.5]

$$F_i = \left(\frac{W_i h_i}{\sum_{j=1}^{n} W_J h_j} \right).(V - F_t)$$

$$F_t = \begin{cases} 0{,}07TV \le 0{,}25V & \text{si } T \ge 0{,}7\,s \\ 0 & \text{si } T < 0{,}7\,s \end{cases}$$

On a :

- TX = 0,420s → Ft = 0
- TY = 0, 420 s → Ft = 0

Donc:

$$F_{iX} = \left(\frac{W_i h_i}{\sum_{j=1}^{n} W_J h_j} \right).V_X = \alpha_x.V_X$$

$$F_{iY} = \left(\frac{W_i h_i}{\sum_{j=1}^{n} W_J h_j} \right).V_Y = \alpha_Y.V_Y$$

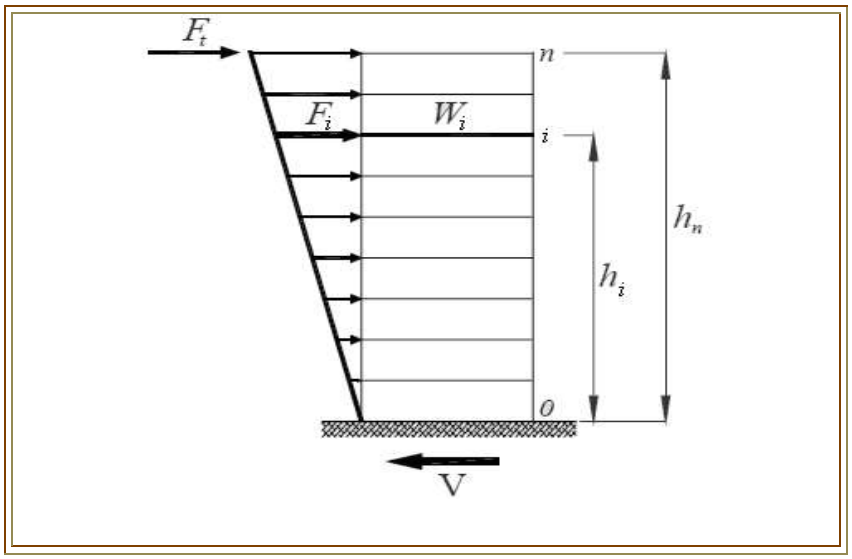


Figure IV.8 : Distribution des forces sismiques

❖ Moment de renversement :

Tableau IV.15 : calcul du moment de renversement

Diaphragme N°	hi (m)	Masse (KN)	Wi.hi (KN.m)	SAX (KN)	SAY (KN)	FiX(KN)	FIY(KN)	Fix*hi(KN.m)	FiY*hi(KN.m)
DIAPH_ 22.1	22.1	1390.43	30728.50	2367.98	2305.21	445.80	433.98	9852.18	9591.04
DIAPH_	19.04	1898.14	36140.59	2367.98	2305.21	524.32	510.42	9983.00	9718.38
DIAPH_	15.98	1899.57	30355.13	2367.98	2305.21	440.38	428.71	7037.33	6850.79
DIAPH_	12.92	1899.57	24542.44	2367.98	2305.21	356.05	53.54	4600.23	691.70
DIAPH_ 9.86	9.86	1899.57	18729.76	2367.98	2305.21	271.73	264.52	2679.22	2608.20
DIAPH_ 6.8	6.8	1899.57	12917.08	2367.98	2305.21	187.40	182.43	1274.30	1240.52
DIAPH_ 3.74	3.74	2622.65	9808.71	2367.98	2305.21	142.30	138.53	532.21	518.10
		∑	**163222.21**				**∑**	**35958.46**	**31218.73**

❖ Moment stabilisant :

Tableau IV.16 : calcul du moment stabilisant

Diaphragme N°	hi (m)	Masse (KN)	XG (m)	YG (m)	Mi *XG(KN.m)	Mi *YG(KN.m)
A_ DIAPH_	22.1	1390.43	17.94	8.01	24944.31	11137.34
B_ DIAPH_ 19.04	19.04	1898.14	17.94	8.2	34052.63	15564.75
C_ DIAPH_ 15.98	15.98	1899.57	17.94	8.18	34078.29	15538.48

D_ DIAPH_ 12.92	12.92	1899.57	17.94	8.18	34078.29	15538.48
E_ DIAPH_ 9.86	9.86	1899.57	17.94	8.18	34078.29	15538.48
F_ DIAPH_ 6.8	6.8	1899.57	17.94	8.18	34078.29	15538.48
G_ DIAPH_ 3.74	3.74	2622.65	17.92	8.33	46997.89	21846.67
				∑	**242307.98**	**110702.70**

Donc il faut vérifier que : $\frac{M_t}{M_0} \geq 1{,}5$

Tableau IV.17: Vérification de stabilisation.

M_{tx} (kN.m)	M_{ty} (kN.m)	M_{ox} (kN.m)	M_{oy} (kN.m)	M_{tx}/M_{ox}	M_{ty}/M_{oy}	$\frac{M_t}{M_0} \geq 1{,}5$
242307.98	**110702.70**	**35958.46**	**31218.73**	**6,74**	**3,55**	**OUI**

La condition est vérifiée se qui implique la stabilité de l'ouvrage vis-à-vis du renversement suivant les deux directions.

IV.3.7. Vérifications du déplacement en tête du bâtiment

d = R δ_{ek}

δ_{ek} : déplacement théorique dû aux forces sismiques Fi

R : coefficient de comportement

Déformation sous l'effet de la force Ed

δ x. R = 0,57 x 5 = 2,85 cm < H/250 =2210/250 = 8,84 cm

δ y. R = 0,63 x 5 = 3,15 cm < H/250 =2210/250 = 8,84 cm

IV.3.8. Vérifications des déplacements inter-étage

d = R δek ⟶ R = 5

Niveau	δ ek x	R* δek x	Δx	δek y	R* δ eky	Δy	$\bar{\Delta}$	Δ<$\bar{\Delta}$
	cm	cm	cm	cm	cm	Cm	Cm	cm
3.74	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	3.74	OK
6.8	0.03	0.14	0.14	0.03	0.13	0.13	3.06	OK
9.86	0.06	0.31	0.17	0.06	0.30	0.16	3.06	OK
12.92	0.10	0.48	0.31	0.09	0.46	0.30	3.06	OK
15.98	0.13	0.64	0.33	0.12	0.61	0.31	3.06	OK
19.04	0.15	0.77	0.44	0.15	0.74	0.42	3.06	OK
22.1	0.18	0.88	0.43	0.17	0.84	0.42	3.06	OK

Tableau IV.7 : Vérification des déplacements inter-étage

IV.3.11. Vérification du cisaillement des éléments

1/Les poutres

La contrainte de cisaillement du béton " τ_u " sera calculée par la formule donnée par le

règlement " CBA 93 " $\tau_u = \frac{T_u}{S}$ avec T_u: effort tranchant

$\tau_{max} = \frac{T}{bd}$

$\bar{\tau}$ =Min $[0.2\frac{f_{c28}}{\gamma_b}$; 5Map]

il faut vérifier que : $\tau_{max} \leq \bar{\tau}$

- ✓ $\bar{\tau}_u = 3.33MPa$ (Situation durable).
- ✓ $\bar{\tau}_u = 3.26\,MPa$ (Situation accidentelle).

✓ **Les poutres principales (30x40)**

T_u=94,86 KN (G+Q+Ed_y)

$\tau = \frac{94{,}86\ x10^3}{300x400} = 0.79 < 3.26\ Mpa$ CV

✓ **Les poutres secondaires (30x35)**

T_u=70,98 KN (G+Q+Ed_x)

$\tau = \frac{70{,}98\ x10^3}{300x350} = 0{,}67 < 3.26\ Mpa$ CV

b-les poteaux : Selon *RPA99 version2003* ► [Art 7.4.3.2] ◄

$\tau_{max} = \frac{T}{bd}$

$\bar{\tau} = \rho_d f_{c28}$ avec : ρ_d= 0.075 si $\lambda \geq 5$; 0.04 si $\lambda < 5$ et f_{c28}= 25Mpa

Il faut vérifier que : $\tau_{max} \leq \bar{\tau}$

T_u=95,07 KN (G+Q+Ed_y)

$\tau = \frac{94{,}86\ x10^3}{500x500} = 0.37 < 1\ Mpa$ CV

IV.5.Vérification des sollicitations normales : [1]►► [Art.7.4.3.1] ◄◄:

Outre les vérifications prescrites par le C.B.A93 et dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme.

L'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$\nu = \frac{N_d}{B_c * f_{c28}} \leq 0.3$$

Avec :

- υ : effort normal réduit.
- Nd : l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton.
- Bc : l'air (section brute) de cette section de béton.
- F_{c28} : la résistance caractéristique de béton.

$\tau = \frac{1540{,}68x10^3}{500x500x25} = 0.24 < 0{,}3$ CV

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

Les effets du 2° ordre (ou effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$\theta = P_k \ \Delta_k \ / \ V_k * h_k \ \leq \ 0.10$

- P_k : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au dessus du niveau « k ».
- V_k : effort tranchant d'étage au niveau "k".
- Δ_k : déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 ».
- h_k : hauteur de l'étage « k ».

Si $0.10<\theta\leq0.20$, Les effets P-Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1° ordre par le facteur :

$$\frac{1}{(1-\theta_K)}$$

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

Tableau IV.20 : Vérification l'effet P-Δ sens X et Y

Diaphragme N°	hi (m)	hK (cm)	Masse (KN)	FiX(KN)	FIY(KN)	Δx(cm)	Δy(cm)	θ	θ	θ≤ 0.10
DIAPH_ 22.1	22.1	306	1390.43	445.8	433.98	0.43	0.42	0.004	0.004	CV
DIAPH_ 19.04	19.04	306	1898.14	524.32	510.42	0.44	0.42	0.005	0.005	CV
DIAPH_ 15.98	15.98	306	1899.57	440.38	428.71	0.33	0.31	0.005	0.004	CV
DIAPH_ 12.92	12.92	306	1899.57	356.05	53.54	0.31	0.3	0.005	0.035	CV
DIAPH_ 9.86	9.86	306	1899.57	271.73	264.52	0.17	0.16	0.004	0.004	CV
DIAPH_ 6.8	6.8	306	1899.57	187.4	182.43	0.14	0.13	0.005	0.004	CV
DIAPH_ 3.74	3.74	374	2622.65	142.3	138.53	0	0	0.000	0.000	CV

Conclusion général :

A travers les résultats obtenus et les vérifications, nous pouvons conclure que la conception adoptée reflète le comportement typique de la structure.

Chapitre V

Ferraillage des élément structuraux

VI.1. Introduction :

Le ferraillage des éléments résistants devra être conforme aux règlements en vigueur en L'occurrence le C.B.A93 et R.P.A.99 version 2003.
Les combinaisons sont en fonction du type de sollicitation, nous distinguons les différentes combinaisons suivantes :

- les combinaisons données par les règles du C.B.A 93 :
  - ✓ E.L.U :1,35G +1,5Q et G +Q ± E
  - ✓ E.L.S G + Q

- les combinaisons données par les règles du R.P.A99 version 2003 :
  - ✓ G +Q ± E
  - ✓ 0,8 G ± E

Avec :

- G : charges permanentes.
- Q : charges d'exploitations.
- E : charges sismiques.

VI.2. Ferraillage des poutres :

VI.2.1. Introduction :

Les poutres sont ferraillées en flexion simple à l'état limite ultime de résistance, sous l'effet des moments les plus défavorables.
On calcule les poutres en tenant compte des règlements en vigueur sous deux situations :

situation durable		situation accidentelle	
Béton	Acier	Béton	Acier
γ_b =1,5	γ_s =1,15	γ_b = 1, 15	γ_s =1,00
σ_b = 25 Mpa	FeE 400	σ_b =25 Mpa	FeE 400
$\overline{\sigma_b}$ =14,2Mpa	$\overline{\sigma_s}$ = 348 *Mpa*	$\overline{\sigma_b}$ =18,48 Mpa	$\overline{\sigma_s}$ = 400 *Mpa*

Tableau 6-1 : Les données de calcul

VI.2.2. Recommandations du R.P.A99 :

VI.2.2.a. Armatures longitudinales :

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux pour toute la poutre est de 0,5% en toute section.
- Le pourcentage maximum des aciers longitudinaux est de :
  - 4% en Zone courante.
  - 6% en Zone nodale.
- Les poutres supportant 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 50ϕ en Zone III.

VI.2.2.b. 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 ; 12ϕ) en zone nodale.

Les moments fléchissants ainsi que les sections d'aciers adoptées sont résumés dans les Tableaux suivants :

	Niveau	position	Mu (KN.m)	Combinaison	A' (cm^2)	A_{calcul} (cm^2)	A_{min} RPA(cm^2)	$A_{choisie}$ (cm^2)	$A_{adoptée}$ (cm^2)
Intermédiaire	Terrasse	Travée	46	1.35G+1.5 Q	0.00	3.67	**6.00**	**7,7**	**5HA14**
		Appui	-60	G+Q+EX	0.00	4.86	**6,00**	**7,7**	**3HA12**
	Etages	Travée	46, 36	1.35G+1.5 Q	0.00	3.7	**6,00**	**7,7**	**3HA12**
		Appui	-68.93	G+Q+EX	0.00	5.63	**6,00**	**7,7**	**3HA12**
Rive	Terrasse	Travée	19,48	1.35G+1.5 Q	0.00	1.52	**6,00**	**7,7**	**3HA12**
		Appui	-32,00	G+Q+EY	0.00	2 .52	**6,00**	**7,7**	**3HA12**
	Etages	Travée	23,74	1.35G+1.5 Q	0.00	1.86	**6,00**	**7,7**	**3HA12**
		Appui	--36,14	G+Q+EY	0.00	.2.86	**6,00**	**7,7**	**3HA12**

Tableau 6-2 : Ferraillage longitudinal des poutres principales

	Niveau	position	Mu (KN.m)	Combinaison	A' (cm^2)	A_{calcul} (cm^2)	A_{min} RPA(cm^2)	$A_{choisie}$ (cm^2)	$A_{adoptée}$ (cm^2)
Intermédiaire	Terrasse	Travée	21,14	1.35G+1.5 Q	0.00	1.65	**6.00**	**6.15**	**4HA14**
		Appui	-31, 36	G+Q+EX	0.00	2.47	**6.00**	**6.15**	**4HA14**
	Etages	Travée	23,25	1.35G+1.5 Q	0.00	1.82	**6.00**	**6.15**	**4HA14**
		Appui	-34,29	0.8G –EY	0.00	2.71	**6.00**	**6.15**	**4HA14**
Rive	Terrasse	Travée	11,06	G+Q-EX	0.00	1.24	**6.00**	**6.15**	**4HA14**
		Appui	-14,53	0.8G +EX	0.00	1.24	**6.00**	**6.15**	**4HA14**
	Etages	Travée	17,53	1.35G+1.5 Q	0.00	1.36	**6.00**	**6.15**	**4HA14**
		Appui	-29,05	G+Q+EY	0.00	2.28	**6.00**	**6.15**	**4HA14**

Tableau 6-3 : Ferraillage longitudinal des poutres secondaires

VI.2.3. Vérification des contraintes à l'état limite de service :

Après le choix des armatures longitudinales, une vérification à L'E.L.S est nécessaire.
Les contraintes sont calculées à L'E.L.S sous M_{ser} :

- Béton : La contrainte admissible du béton est donnée par la formule :
  $\overline{\sigma_b}$ = 0,6 fc_{28}=15 MPa . et on doit vérifier que $\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$.

- Acier : on considère que la fissuration est préjudiciable, donc :
  $\overline{\sigma_s}$ = min ((2/3)*fe ; 110$\sqrt{\eta \times f_{tj}}$)=202 Mpa et on doit vérifier que $\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$.

	Niveau	Position	M_{ser} (KN.m)	$A_{adoptée}$ (cm^2)	σ_b (MPa)	$\overline{\sigma_b}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\overline{\sigma_s}$ (MPa)	$\sigma_b \leq [\sigma_b]$ $\sigma_s \leq [\sigma_s]$
Intermédiaire	Terrasse	Travée	30,76	**7.69**	4.6	15	121.1	202	c.v
		Appui	-43,26	**7.69**	6.4		170.4		
	Etages	Travée	33,50	**7.69**	5.00	15	131.9	202	c.v
		Appui	-50,11	**7.69**	7.5		197.4		
Rive	Terrasse Dalle machine	Travée	7.48	**7.69**	0.9	15	26.2	202	c.v
		Appui	-8.27	**7.69**	1.80		28.9		
	Terrasse	Travée	14,28	**7.69**	1.6	15	17.5	202	c.v
		Appui	-20,03	**7.69**	3.00		78.9		
	Etages	Travée	14,62	**7.69**	1.6	15	17.9	202	c.v
		Appui	-21,07	**7.69**	3.1		83		

7U

Tableau 6-4 : Vérification des contraintes à l'ELS des poutres principales

	Niveau	position	M_{ser} (KN.m)	$A_{adoptée}$ (cm^2)	σ_b (MPa)	$\overline{\sigma_b}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\overline{\sigma_s}$ (MPa)	$\sigma_b \leq [\sigma_b]$ $\sigma_s \leq [\sigma_s]$
Intermédiaire	Terrasse	Travée	15.48	**6.15**	3.2	15	87.7	202	c.v
		Appui	-22.89	**6.15**	4.7		129.7		
	Etages	Travée	15.05	**6.15**	3.1	15	85.3	202	c.v
		Appui	-24.93	**6.15**	5.1		141.2		
	Terrasse Dalle machine	Travée	10.09	**6.15**	2.1	15	-	202	c.v
		Appui	-1.57	**6.15**	0.3		-		
Rive	Terrasse	Travée	8.04	**6.15**	1.2	15	13.0	202	c.v
		Appui	-10.25	**6.15**	1.3		-		
	Etages	Travée	7.65	**6.15**	1.1	15	12.4	202	c.v
		Appui	-9.21	**6.15**	1.2		-		
	Terrasse Dalle machine	Travée	2.42	**6.15**	0.5	15		202	c.v
		Appui	-12.30	**6.15**	2.6		70.8		

Tableau 6-5 : Vérification des contraintes à l'ELS des poutres secondaires

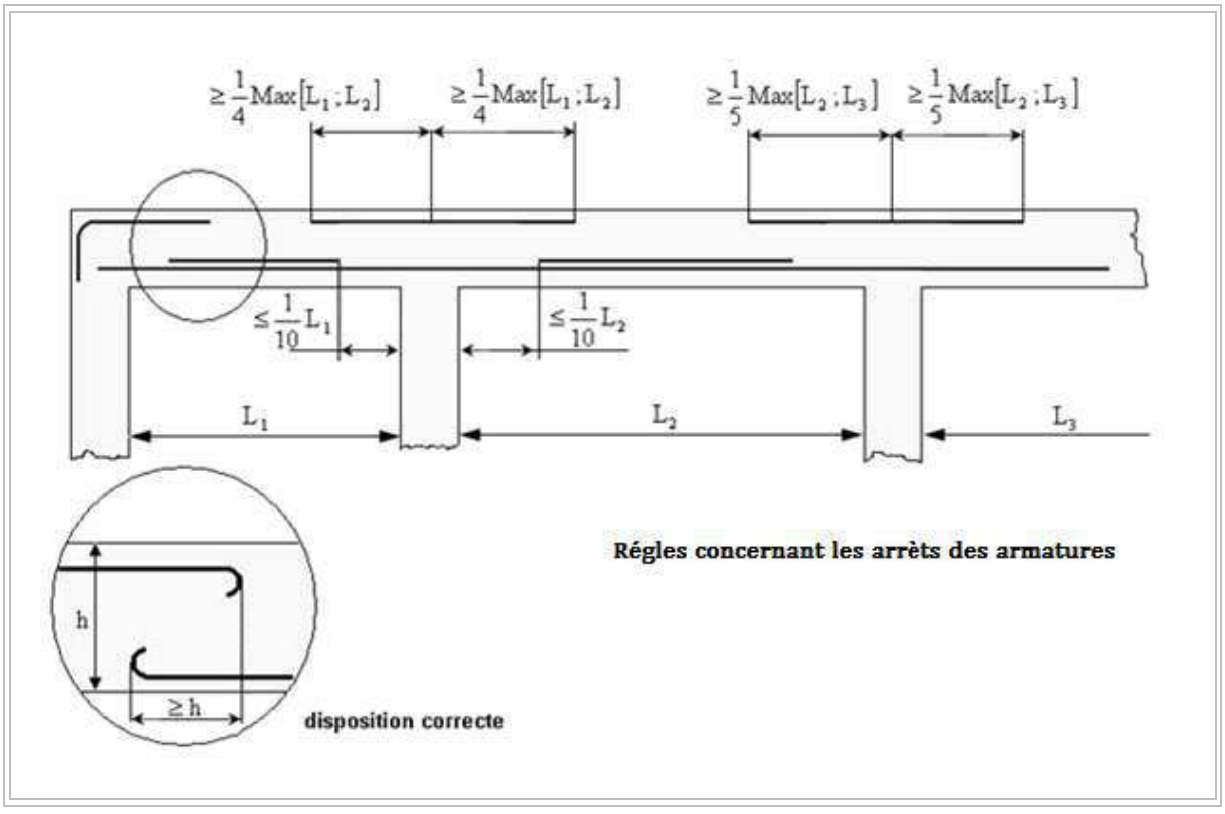


Figure 6-1 : Disposition des armatures pour les poutres

VI.2.4. Vérification des poutres selon les conditions RPA et CBA :

Il faut vérifier que :

- $A_{tendue} \geq A_{min\ CBA}$
- $A_{Travée} \geq A_{min\ RPA}$ et $A_{Travée} \leq A_{max\ RPA}$
- $A_{appui} \geq A_{min\ RPA}$ et $A_{appui} \leq A_{max\ RPA}$

	Niveau	position	$A_{adoptée}$ (cm^2)	A_{min} CBA (cm^2)	Condition vérifiée
Intermédiaire	Terrasse	Travée	7.69	1.2	c.v
		appui	7.69	1.2	c.v
	Etages	Travée	7.69	1.2	c.v
		Appui	7.69	1.2	c.v
Rive	Terrasse	Travée	7.69	1.2	c.v
		Appui	7.69	1.2	c.v
	Etages	Travée	7.69	1.2	c.v
		Appui	7.69	1.2	c.v
	Terrasse Dalle machine	Travée	7.69	1.2	c.v
		Appui	7.69	1.2	c.v

Tableau 6-6 : vérification des poutres principales selon la condition CBA

	Niveau	position	$A_{adoptée}$ (cm^2)	A_{min} RPA(cm^2)	A_{max} RPA(cm^2)	Condition vérifiée
Intermédiaire	Terrasse	Travée	7.7	6.00	48.00	c.v
		appui	7.7		48.00	c.v
	Etages	Travée	7.7	6.00	48.00	c.v

		appui	7.7		48.00	c.v
Rive	Terrasse	Travée	7.7	6.00	48.00	c.v
		appui	7.7		48.00	c.v
	Etages	Travée	7.7	6.00	48.00	c.v
		appui	7.7		48.00	c.v
	Terrasse Dalle machine	Travée	7.7	6.00	48.00	c.v
		appui	7.7		48.00	c.v

Tableau 6-7 : vérification des poutres principales selon les conditions RPA

Niveau	position	$A_{adoptée}$ (cm^2)	A_{min} CBA (cm^2)	Condition vérifiée
Terrasse	Travée	6.15	1.20	c.v
	appui	6.15	1.20	c.v
Etage	Travée	6.15	1.20	c.v
	appui	6.15	1.20	c.v
Terrasse Dalle machine	Travée	6.15	1.20	c.v
	appui	6.15	1.20	c.v

Tableau 6-8 : vérification des poutres secondaires selon la condition CBA

Niveau	position	$A_{adoptée}$ (cm²)	A_{min} RPA(cm²)	A_{max} RPA(cm²)	Condition vérifiée
Terrasse	Travée	6.15	5.25	42.00	c.v
	appui	6.15		42.00	c.v
Etage	Travée	6.15	5.25	42.00	c.v
	appui	6.15		42.00	c.v
Terrasse Dalle machine	Travée	6.15	5.25	42.00	c.v
	appui	6.15		42.00	c.v

Tableau 6-9 : vérification des poutres secondaires selon les conditions RPA

VI.2.5. Justification des poutres sous sollicitations des efforts tranchants :

La contrainte de cisaillement du béton est donnée par :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0.d}$$

- T_u: effort tranchant

	poutres de rive	poutres intermédiaires
Fissuration	la fissuration est préjudiciable	la fissuration est peu nuisible
$\overline{\tau}_u$	$\min\left[0.15\frac{f_{ci}}{\gamma_b}; 4MPa\right]$	$\min\left[0.2\frac{f_{ci}}{\gamma_b}; 5MPa\right]$
situation durable	$\overline{\tau}_u = 2.5$ MPa	$\overline{\tau}_u = 3.3$ MPa
Situation accidentelle	$\overline{\tau}_u = 3.26$ MPa	$\overline{\tau}_u = 4.34$ MPa

Tableau 6-10 : Calcul de $\overline{\tau}_u$

	Niveau	Vu (KN)	Combinaison	τu (Mpa)	$\overline{\tau_u}$ (Mpa)	τu≤ $\overline{\tau_u}$
Intermédiaire	Terrasse	86.87	1.35G+1.5Q	0.77	3.3	c.v
	Etage	99.52	1.35G+1.5Q	0.88	3.3	c.v
Rive	Terrasse	43.07	1.35G+1.5Q	0.38	2.5	c.v
	Etage	44.00	1.35G+1.5Q	0.39	2.5	c.v
	Terrasse Dalle machine	69.37	1.35G+1.5Q	0.51	2.5	c.v

Tableau 6-11 : Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres principales

	Niveau	Vu (KN)	Combinaison	τu (Mpa)	$\overline{\tau_u}$ (Mpa)	τu≤ $\overline{\tau_u}$
Intermédiaire	Terrasse	67.40	G+Q-EX	069	4.34	c.v
	Etage	39.37	G+Q-EX	0.4	4.34	c.v
	Terrasse Dalle machine	9.28	1.35G+1.5Q	0.088	3.3	c.v
Rive	Terrasse	38.39	G+Q-EX	0.39	3.26	c.v
	Etage	71.16	G+Q-EX	0.72	3.26	c.v
	Terrasse Dalle machine	19.24	G+Q-EX	0.18	3.26	c.v

Tableau 6-12 : Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres secondaires

VI.2.6. Calcul des armatures transversales :

L'acier choisi est de type rond lisse de nuance FeE235 .
L'espacement entre les armatures d'âme successives doit être le plus faible des valeurs suivantes :
D'après RPA 99 version 2003 Art 7.5.2.2 :

$$\begin{cases} \frac{A_t}{S_t} \geq 0.003 \times b & : \text{Zone courante} \\ S \leq Min(\frac{h}{4} et 12\varphi) & : \text{Zone nodale} \\ S' \leq \frac{h}{2} \end{cases}$$

D'après CBA 93 : $\begin{cases} \frac{A_t}{b_0 . S_t} \geq \frac{\gamma . (\tau_u . 0.3 . f_{tj} . K)}{0.9 . f_e (\cos \alpha + \sin \alpha)} \\ S_t \leq Min\ (0.9 d\ ;\ \ 40\ cm) \\ \frac{A_t . f_e}{b . S_t} \geq 0.4\ MPa \end{cases}$

Les valeurs des sections d'armatures transversales (A_t) ainsi que leurs espacements (St) pour chaque poutre sont résumés dans le tableau suivant :

		CBA 93		RPA 99			$S_{t\ adopté}$ (cm)		
Section	τ_u (Mpa)	S_t (cm)	A_t (cm²)	S (ZN) (cm)	S'(ZC) (cm)	At (cm²)	S (ZN) (cm)	S'(ZC) (cm)	$A_{t\ choisie}$ (cm²)
30×40	0.88	33.75	2.01	10	20	1.8	10	15	**2.01=4Φ8**
30×35	0.72	29.25	2.01	8.75	17.5	1.57	10	15	**2.01=4Φ8**

Tableau 6-13 : Calcul des armatures transversales et leur espacement

VI.2.7. Vérification de la flèche :

Il n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche si les poutres considérées répondent aux conditions suivantes :

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$
- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{10}\frac{M_t}{M_0}$
- $\frac{A}{b_0 d} \geq \frac{4.2}{f_e}$

Avec : $M_t = K*M_0$

- K : est un coefficient réducteur ($0.75 \leq K \leq 0.85$), on prend $K = 0.80$.

	1ere condition			2eme condition			3eme condition		
	$\frac{h}{L}$	$\frac{1}{16}$	$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$	$\frac{h}{L}$	$\frac{Mt}{10Mo}$	$\frac{h}{L} \geq \frac{Mt}{10Mo}$	$\rho = \frac{A}{bd}$	$\frac{4.2}{fe}$	$\rho \leq \frac{4.2}{fe}$
PP	0.08	0.063	c.v	0.08	0.07	c.v	0.0061	0.0105	c.v
PS	0.09	0.063	c.v	0.09	0.075	c.v	0.0064	0.0105	c.v

Tableau 6-14 : Vérification de la flèche des poutres

VI.3. Ferraillage des poteaux :

Les poteaux sont des éléments verticaux dans le bâtiment et sont supposés reprendre les charges verticales et la totalité des charges horizontales pour les structures auto-stables ou bien une charge horizontale restreinte supérieure à 25% pour les structures contreventées. Leur inertie joue un rôle prépondérant dans la résistance des charges horizontales. Les poteaux sont généralement soumis à la flexion composée.

V.3.1. Détermination des armatures longitudinales :

V.2.2.1.a. Recommandations des règlements :

❖ **Selon le CBA :**

$$A_\ell = \min \begin{cases} 4\ cm^2\ pour un\ métre\ \text{de longueur de parement} \\ 0.1\% \le \dfrac{A_\ell}{B} \le 5\%\ \ \text{B : section de béton comprimé} \end{cases}$$

En plus la Condition de non fragilité :

$$A_{min} = \frac{B}{1000}$$

❖ **Selon le RPA 99 version 2003 :** [Art 7.4.2.1]

- La Zone nodale est bornée par la face supérieur du plancher et h'.

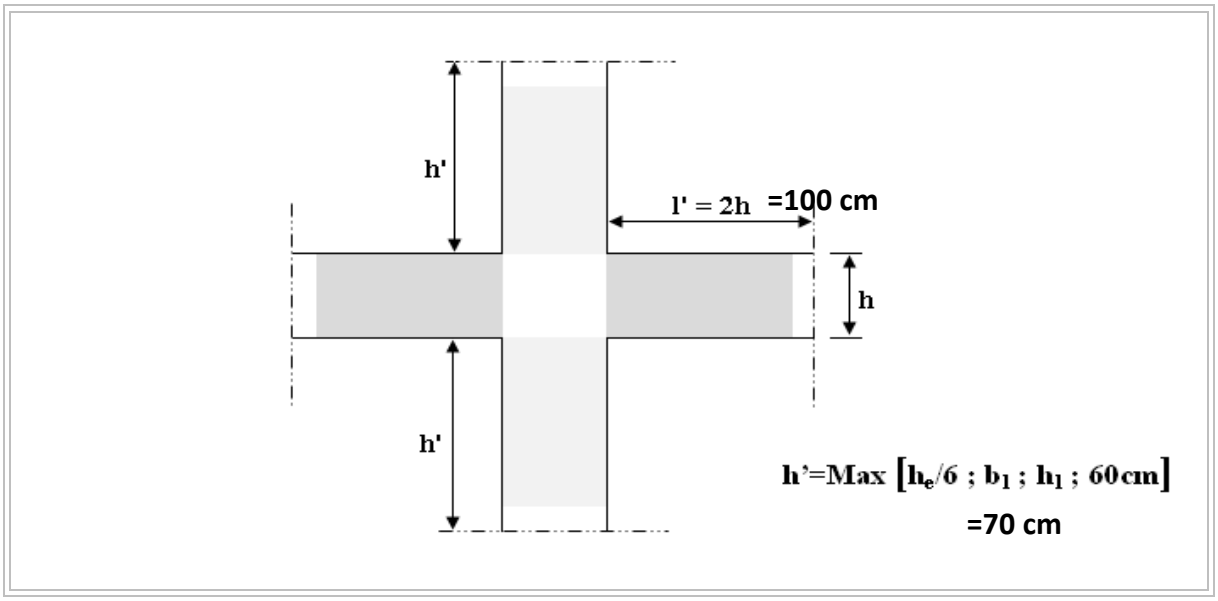


Figure 6-4 : définition de la zone nodale dans les poteaux

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.
- Leur pourcentage est limité en zone IIa par:

  $0{,}8\% \le \frac{A_\ell}{b.h} \le 3\%$: En zone courante

  $0{,}8\% \le \frac{A_\ell}{b.h} \le 6\%$: En zone de recouvrement.
- Le diamètre minimum est de 12 mm.
- La longueur minimale des recouvrements est de : 40 Φ en zone IIa.

- La distance maximale entre deux barres voisines sur une même face ne doit pas dépasser : 20 cm en zone IIa.
- pour la zone nodale dans les poteaux, les longueurs à prendre en compte pour chaque barre sont données dans la figure ci-dessous.
  - he : la hauteur d'étage.

V.2.2.1.b. Sollicitations extrêmes de ferraillage :

Pour équilibrer l'effort normal et le moment de flexion, nous pouvons avoir les trois cas extrêmes suivant :

❖ **1er cas : Influence de l'effort normal :**

Le calcul en flexion composé ce fera avec N_{max} et son M_{corres}.

❖ **2eme cas : Influence du moment :**

Le calcul en flexion composé ce fera en prenant M_{max} et son N_{corres}.

❖ **3eme cas : Effort normal minimum :**

Le calcul en flexion composé ce fera pour N_{min} et son M_{corres}.

V.2.2.1.c. Etat limite de stabilité de forme :

Pour régler le problème du flambement dans la 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 : Excentricité du 1er ordre provoqué par le moment de flexion égale à :

$$e_1 = \frac{M}{N}$$

- e_2 : Excentricités du 2eme ordre, due aux actions de déformation telle que le retrait et le fluage, elle tient compte le problème de flambement.

$$e_2 = \frac{3\,L^2 f\,(2+\alpha.\phi)}{10000.h}$$

Avec :

- ✓ $\phi = \frac{\text{Déformation finale due au fluage}}{\text{Déformation instantanée du béton}} = 2$: généralement pour le béton
- ✓ $\alpha = \frac{\text{Moment permanent}}{\text{Moment total}} = \frac{MG}{Mu}$
- ✓ Lf : longueur de flambement.
- ✓ h: hauteur totale de la section dans la direction de flambement.

➢ e_a : Excentricité additionnelle, due aux imperfections géométriques, avec ℓ_0 sa longueur libre.

$$e_a = \text{Max}[\ \frac{l_0(cm)}{250}\ ,\ 2\ cm]$$

V.2.2.1.d. Détermination des armatures à l'ELU de résistance :

❖ Situation durable:

- Béton: $\gamma_b = 1.5$; $f_{c28} = 25$ MPa ; $\sigma_{bc} = 14.2$ MPa.
- Acier: $\gamma_s = 1.15$; FeE 400 ; $\sigma_s = 348$ MPa.

❖ Situation accidentelle:

- Béton: $\gamma_b = 1.15$; $f_{c28} = 25$ MPa ; $\sigma_{bc} = 18.5$ MPa.
- Acier: $\gamma_s = 1$; FeE 400 ; $\sigma_s = 400$ MPa.

Avec : $d \cong 0.9h$ et $c = c' = h - d$

Les résultats du calcul des armatures de résistance sont résumés dans le tableau suivant :

Niveau (m)	Section	Cas	Combinaison	N (kN)	Mx (kN.m)	My (kN.m)	Ax (cm²)	Ay (cm²)	Amin CBA (cm²)	Amin RPA (cm²)	Achoisi (cm²)
22.1	POT35	Nmin --> Mcorr	0,8.G+EdY	-7.56	5.89	0.57	5.6	5.6	1.23	9.8	4HA14+4HA12=10.68 cm²
22.1	POT35	Mmax --> Ncorr	G+Q+EdY	115.26	1.36	43.31	5.6	5.6	1.23	9.8	
22.1	POT35	Nmax --> Mcorr	1,35.G+1,5.Q	219.09	16.28	-12.01	5.6	5.6	1.23	9.8	

19.04	POT35	Nmin --> Mcorr	0,8.G+EdY	-22.61	6.24	1.18	5.6	5.6	1.23	9.8	
19.04	POT35	Mmax --> Ncorr	0,8.G+EdX	198.65	9.64	41.84	5.6	5.6	1.23	9.8	
19.04	POT35	Nmax --> Mcorr	1,35.G+1,5.Q	431.13	15.16	-10.69	5.6	5.6	1.23	9.8	
15.98	POT40	Nmin --> Mcorr	0,8.G+EdY	-75.56	9.13	2.61	6.4	6.4	1.60	12.8	12HA12=13.57cm²
15.98	POT40	Mmax --> Ncorr	0,8.G+EdX	287.16	13.92	60.78	6.4	6.4	1.60	12.8	
15.98	POT40	Nmax --> Mcorr	1,35.G+1,5.Q	649.65	-2.96	-7.22	6.4	6.4	1.60	12.8	
12.92	POT40	Nmax --> Mcorr	1,35.G+1,5.Q	872.2	-2.13	-5.81	6.4	6.4	1.60	12.8	
12.92	POT40	Mmax --> Ncorr	0,8.G+EdX	372.61	13.74	66.31	6.4	6.4	1.60	12.8	
12.92	POT40	Nmin --> Mcorr	0,8.G+EdY	-172.95	10.04	3.98	6.4	6.4	1.60	12.8	
9.86	POT 45	Nmin --> Mcorr	0,8.G+EdY	-357.15	8.05	13.21	7.2	7.2	2.03	16.2	12HA14=18.47 cm²
9.86	POT 45	Mmax --> Ncorr	0,8.G+EdX	460.03	17.08	81.01	7.2	7.2	2.03	16.2	
9.86	POT 45	Nmax --> Mcorr	1,35.G+1,5.Q	1102.21	-2.54	-6.39	7.2	7.2	2.03	16.2	
6.8	POT 45	Nmin --> Mcorr	0,8.G+EdY	-578.36	14.1	18.1	7.2	7.2	2.03	16.2	
6.8	POT 45	Mmax --> Ncorr	0,8.G+EdX	478.51	-7.7	95.3	7.2	7.2	2.03	16.2	
6.8	POT 45	Nmax --> Mcorr	1,35.G+1,5.Q	1337.55	-2	-5.33	7.2	7.2	2.03	16.2	
3.74	POT 50	Nmin --> Mcorr	0,8.G+EdY	-349.58	8.4	5.52	8	8	2.50	20	12HA16=24,13cm²
3.74	POT 50	Mmax --> Ncorr	0,8.G+EdX	667.47	5.86	14.83	8	8	2.50	20	
3.74	POT 50	Nmax --> Mcorr	1,35.G+1,5.Q	1544.27	11.45	-2.61	8	8	2.50	20	

Tableau 6-15 : corrections des moments dans les poteaux

V.2.2.1.e. Vérification des contraintes à l'ELS :

Après avoir fait le choix des armatures longitudinales (tout en respectant les sections minimales exigées par les règlements), on passe à la vérification des contraintes à l'ELS, sous les sollicitations Mser, Nser selon les règles CBA93.
On doit vérifier les contraintes du béton et d'acier avec les contraintes admissibles suivantes :

- Section entièrement comprimée :

$$\sigma_b = \frac{N_{ser}}{B_0} + \frac{M'_G . \nu_1}{I'_G}$$

$$\sigma_s = 15.\left[\frac{N_{ser}}{B_0} + \frac{M'_G . (\nu_1 - c')}{I'_G}\right]$$

- Section partiellement comprimée :

$$\sigma_b = k.y_1$$

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

Il faut vérifier :

- Pour la fissuration peu nuisible : $\sigma_b \leq [\sigma_b] = 0.6.f_{c28} = 15MPa$
- Pour la fissuration préjudiciable: $\sigma_b \leq [\sigma_b] = 0.6.f_{c28} = 15MPa$
  et $\sigma_s \leq [\sigma_s] = 202MPa$

Les résultats de vérification seront représentés dans le tableau suivant :

Niveau (m)	Section	Combinaison	N (kN)	Mx (kN.m)	My (kN.m)	бb (MPa)	бs (MPa)	[бb] (MPa)	[бs] (MPa)
22.1	POT35	G+0,2Q	13.69	0.22	5.46	0,70	9,10	15	201.63
22.1	POT35	G+0,2Q	114.53	8.89	-0.31	1,80	24,90	15	201.63
22.1	POT35	G+0,2Q	148.49	-7.78	10.61	2,2	30,9	15	201.63
19.04	POT35	G+0,2Q	29.41	0.39	4.42	0,7	9,4	15	201.63
19.04	POT35	G+0,2Q	266.35	7.15	13.79	3,40	48,20	15	201.63
19.04	POT35	G+0,2Q	284.26	-6.89	9.7	2.8	40.40	15	201.63
15.98	POT40	G+0,2Q	57.05	0.41	5.75	0.3	5.10	15	201.63
15.98	POT40	G+0,2Q	394.72	10.36	19.41	2.9	42.70	15	201.63

15.98	POT40	G+0,2Q	428.42	-4.38	-1.68	2.7	39.80	15	201.63
12.92	POT40	G+0,2Q	573.14	-3.52	-1.18	3,40	51.00	15	201.63
12.92	POT40	G+0,2Q	524.51	8.67	16.3	4,10	59,10	15	201.63
12.92	POT40	G+0,2Q	76.05	0.36	3.99	0,7	10,10	15	201.63
9.86	POT 45	G+0,2Q	121.89	6.97	-0.18	0,9	12,60	15	201.63
9.86	POT 45	G+0,2Q	661.28	11.36	20.71	3,90	56,90	15	201.63
9.86	POT 45	G+0,2Q	723.17	-3.85	-1.4	3,30	49,7	15	201.63
6.8	POT 45	G+0,2Q	143.19	1.59	-0.09	0,7	10,4	15	201.63
6.8	POT 45	G+0,2Q	679.38	-20.44	2.72	4	57,90	15	201.63
6.8	POT 45	G+0,2Q	876.67	-3.24	-1.08	4	59,3	15	201.63
3.74	POT 50	G+0,2Q	164	0.71	0.61	0,60	8,90	15	201.63
3.74	POT 50	G+0,2Q	963.63	5.14	7.45	3.5	52,6	15	201.63
3.74	POT 50	G+0,2Q	1002.88	-1.69	7.35	3.5	53.00	15	201.63

Tableau 6-16: vérification des armatures à ELS des poteaux

V.2.2.2. Détermination des armatures transversales :

V.2.2.2.a. Calcul de la contrainte de cisaillement τu :

La contrainte tangentielle τ_u dans les poteaux est conventionnellement prise égale à :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 d}$$

Avec :

- Vu : la valeur de l'effort tranchant, vis-à-vis de l'état limite ultime (Tu).
- b0 : la largeur de poteau.
- d : la hauteur utile (d = h - c).

V.2.2.2.b. Contrainte tangente admissible $\overline{\tau u}$:

La contrainte tangente limite $\overline{\tau_u}$ a pour valeur :

- **Selon le CBA93 :**

Armatures droites (α = 90°)
Fissuration peu nuisible :

$$\overline{\tau_u} = Min\left[0{,}2\frac{f_{c28}}{\gamma_b};5\ MPa\right] = \begin{cases}\overline{\tau_u} = 3{,}33\ MPa \rightarrow \text{situation durable}\\ \overline{\tau_u} = 4{,}32\ MPa \rightarrow \text{situation accidentelle}\end{cases}$$

Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable :

$$\overline{\tau_u} = Min\left[0{,}15\frac{f_{c28}}{\gamma_b};4\ MPa\right] = \begin{cases}\overline{\tau_u} = 2{,}50\ MPa \rightarrow \text{situation durable}\\ \overline{\tau_u} = 3{,}26\ MPa \rightarrow \text{situation accidentelle}\end{cases}$$

❖ **Selon le RPA.99 version 2003 : [2 : 7.4.3.2]**

Le RPA fixe la contrainte admissible par :

$$\tau_{bu} = \rho_d f_{c28}$$

$$\rho_d = \begin{cases}0{,}075 & \text{si } \lambda \geq 5\\ 0{,}04 & \text{si } \lambda < 5\end{cases}$$

Avec : λ c'est l'élancement d'un poteau égale à :

$$\left.\begin{array}{l}\lambda = \dfrac{\ell_f}{i}\\ \text{i} = \sqrt{\dfrac{I}{B}}\end{array}\right\}$$ Pour une section carrée de coté ''a'' l'élancement a pour valeur :

$$\lambda = \frac{\ell_f}{a}\sqrt{12} \approx 3{,}46\frac{\ell_f}{a}$$

V.2.2.2.c. Vérifications des contraintes tangentielles :

Les contraintes de cisaillement dans le poteau le plus sollicité suivant les deux directions sont représentées dans le tableau suivant et la fissuration est peu nuisible :

Section	Combi-naison	V_u (kN)	τ_u (MP	λ	ρ_d	$[\tau_u]$RPA	$[\tau_u]$CBA (MPa)	$\tau_u \leq [\tau_u]$
50x50	G+Q+EY	22 .67	0.09	18,13	0.075	1.875	4.32	c.v
45 x 45	G+Q+EY	98.55	0.5	7,81	0.075	1.875	4.32	c.v
40x40	0.8G+ EDY	62.30	0.41	6,68	0.075	1.875	4.32	c.v
35 x 35	0.8G+ EDY	46 .98	0.41	5,08	0.075	1.875	4.32	c.v

Tableau 6-17 : Vérifications des contraintes de cisaillement dans les poteaux

V.2.2.2.d. Calcul des armatures transversales :

Les armatures transversales disposées dans un poteau ont pour rôles :

- Equilibrer l'effort tranchant.
- Permettre le positionnement des armatures longitudinales.
- Empêcher le gonflement du béton.
- Empêcher le flambement des armatures.

❖ **Selon le CBA93 :**

- Les armatures transversales doivent entourer les barres longitudinales, leur $\emptyset_t$ est donné par la relation :

$$\phi_t \leq \text{Min}\left[\frac{h}{35}, \frac{b}{10}, \phi_\ell\right]$$

➢ Φ_ℓ : étant le plus petit diamètre des armatures longitudinales.

- $A_t = n_t.a_t$: avec n_t est le nombre des barres transversales.

- Leur espacement doit satisfaire l'inégalité suivante :

$$S_t \leq \frac{0.9 * A_t * \frac{f_{et}}{\gamma_s}}{b_0(\tau_u - 0.3 * f_{t28} * K)}$$

- Avec dans le cas de la flexion composée.

$$K = 1 + 3.\frac{N_u}{B.f_{c28}}$$

- $S_t \leq$ Min [0.9d, 40cm]
  et :

$$\frac{A_t * f_{et}}{b_0 * S_t} \geq 0.4 \text{ MPa}$$

❖ **Selon le RPA99 version 2003 :**

- D'après l'article 7.4.2.2, On a :

$$St = \frac{h\,.\,fe\,.\,At}{\rho.Vu}$$

Avec :

➢ $A_t = n_t.a_t$

- ρ : est un coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant en prenant λ_g l'élancement géométrique du poteau $\lambda_g = \ell_f/a$:

$$\begin{cases} \rho = 2.5 \text{ si } \lambda_g \geq 5. \\ \rho = 3.75 \text{ dans les cas contraires.} \end{cases}$$

- Le RPA99 version 2003 fixe les espacements maximaux comme suit :
  - Dans la zone nodale: $S_t \leq 10cm$ en zone III.
  - Dans la zone courante: $S_t \leq$ Min $(b/2 , h/2 , 10\phi_l)$ en zone III.

- La quantité d'armatures transversales minimale $A_t/ (S_t*b)$ en % est donnée comme suit :

$$\begin{cases} 0.3\% & \text{si } \lambda_g \geq 5. \\ 0.8\% & \text{si } \lambda_g \leq 3. \end{cases}$$

- Les cadres et les étriers doivent êtres fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de $10\phi_t$ minimum.

- Les cadres et les étriers doivent ménager des cheminées verticales en nombre et diamètre suffisants ($c_{heminées}$ >12cm) pour permettre une vibration correcte du béton sur toute la hauteur des poteaux.

<u>application des recommandations.</u>

Les résultats en respectant les conditions précédentes sont : (f_e =400MPa)

Section	V_u	A_t	$A_{t\,min}$	λ_g	ρ	Zone	St_{finale}	Choix
50x50	22 .67	1,05	2,25	5,23	2,5	courante	15	5Ø8
		0,70	1,50			nodale	10	4Ø8
45x45	98.55	8,42	2,02	4,76	3,75	courante	15	12Ø10
		5,61	1,35			nodale	10	8Ø10
40x40	62.30	3,55	1,80	5,35	2.5	courante	15	4Ø8
		2,36	1,20			nodale	10	5Ø8
30x30	46 .98	2,67	1,57	6,12	2.5	courante	15	5Ø8
		1,78	1,05			nodale	10	4Ø8

Tableau 6-18 : les armatures transversales et leurs espacements

V.2.2.2.e. Vérification de la quantité d'armatures transversales minimale (At/St.b) :

Poteau	Zone	$\frac{A_t}{S_t * b}(\%)$	$\frac{A_t}{S_t * b} > 0.3\%$
50x50	courante	0,33	OUI
	nodale	0,40	OUI
45x45	courante	1,39	OUI
	nodale	1,39	OUI
40x40	courante	0,33	OUI
	nodale	0,62	OUI
35x35	courante	0,47	OUI
	nodale	0,57	OUI

Tableau 6-19 : Vérification de la quantité d'armatures transversales

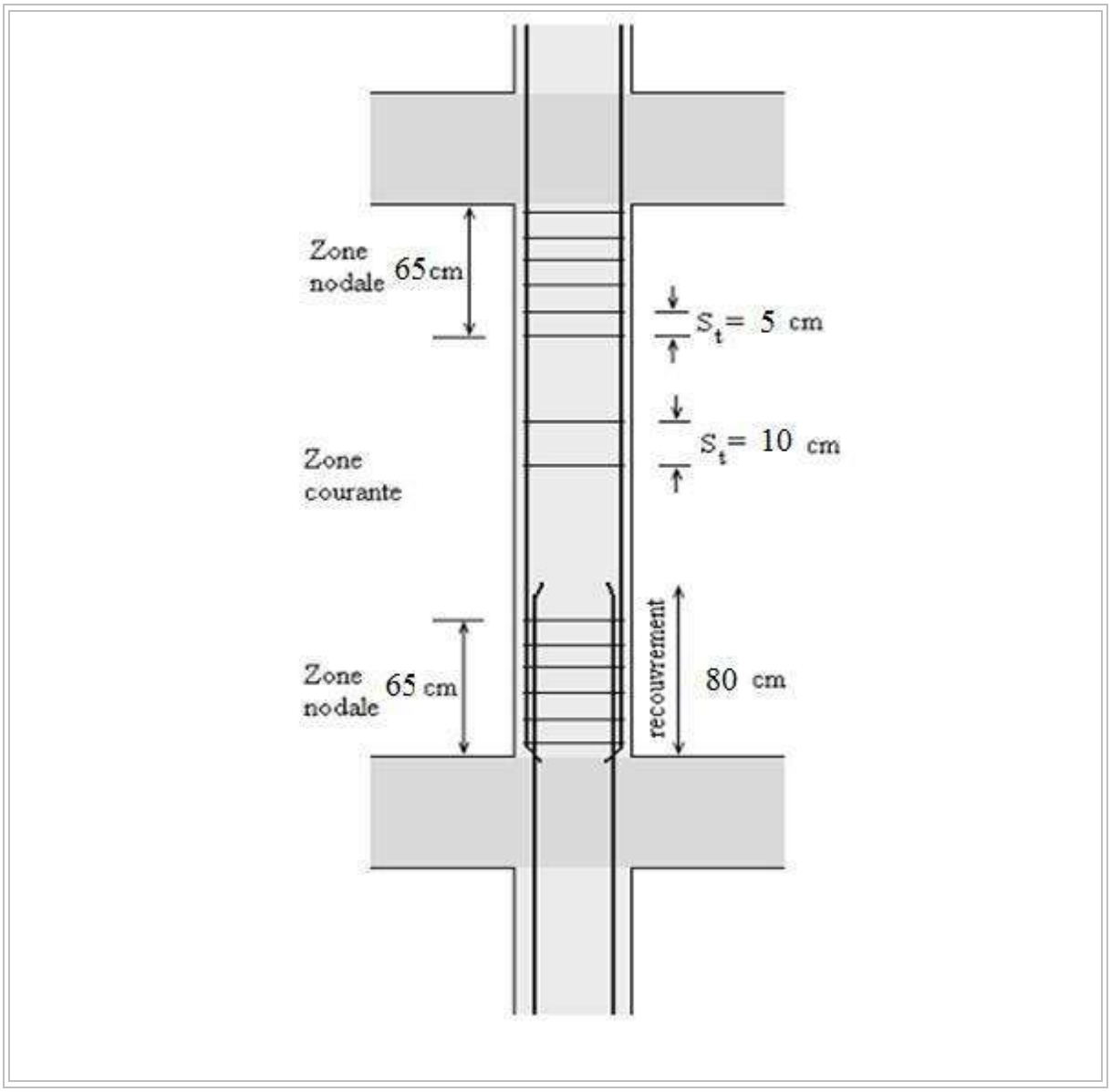


Figure 6-5 : Disposition des armatures dans les poteaux

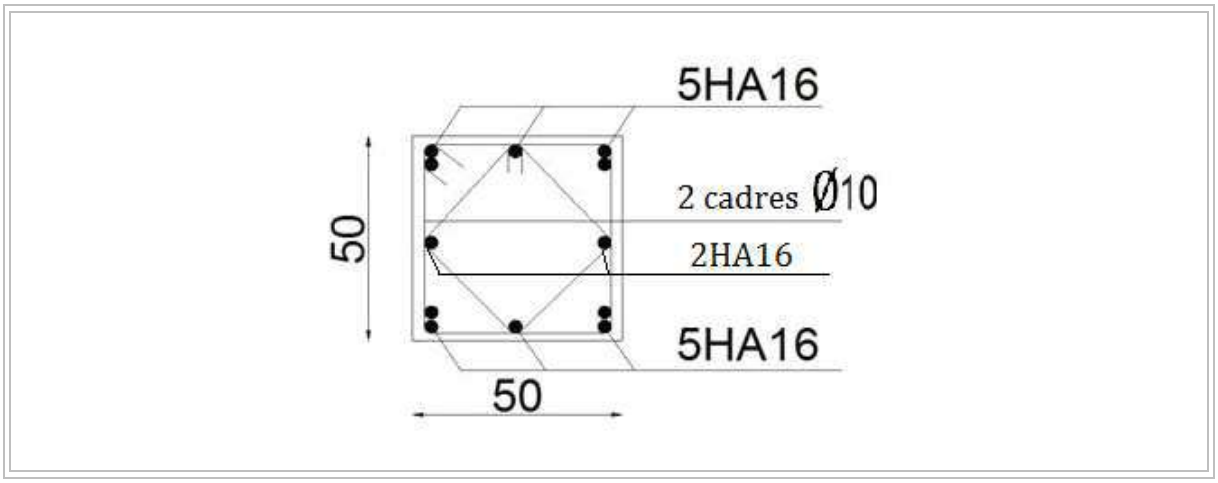


Figure 6-6 : Ferraillage des poteaux (50×50)

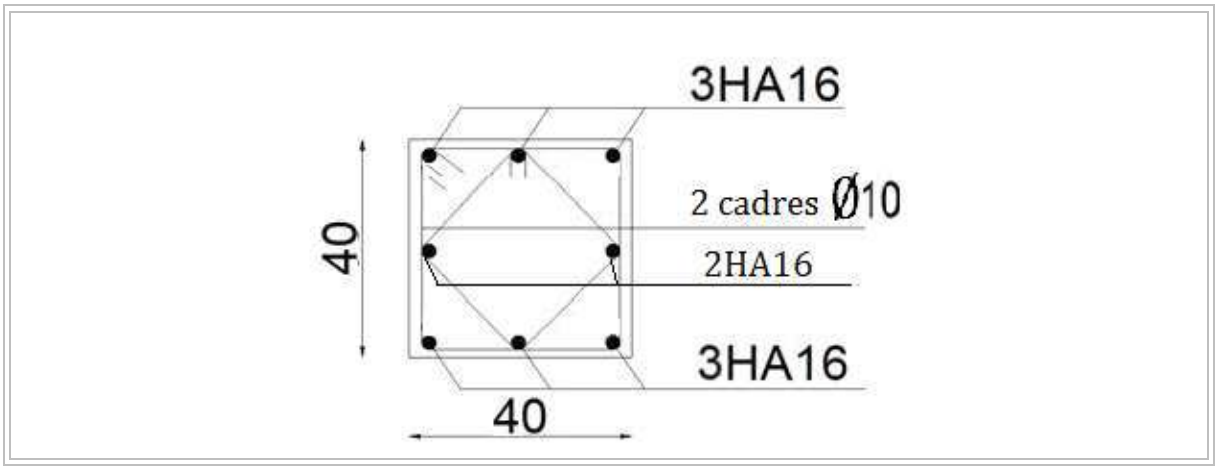


Figure 6-7 : Ferraillage des poteaux (40×40)

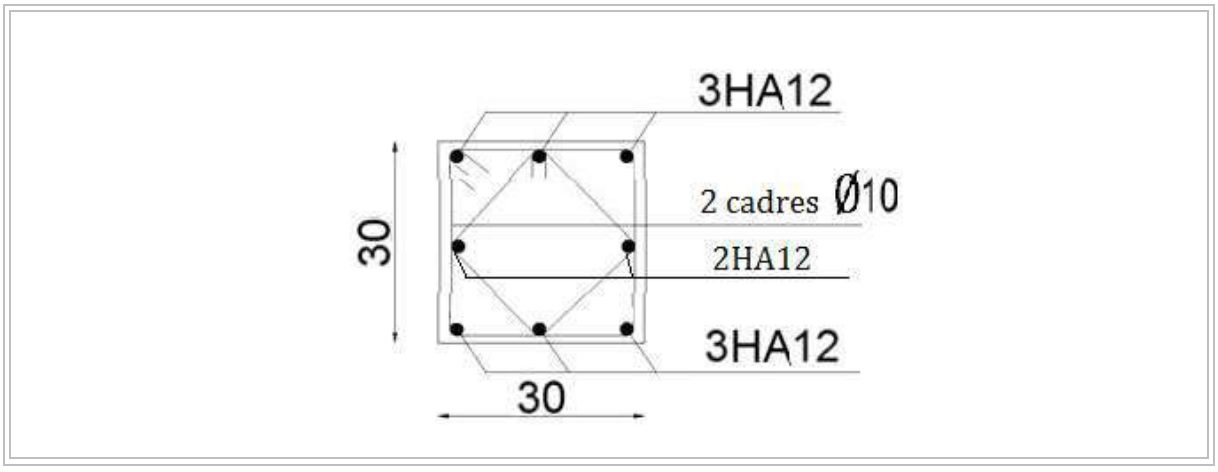


Figure 6-8 : Ferraillage des poteaux (30×30)

V.2.3. Ferraillage des voiles :

V.2.3.1. Les voiles pleins:

Le ferraillage des voiles sera calculé à partir des combinaisons des sollicitations dues aux charges verticales " G " et " Q " et horizontales " E ", les forces verticales provoquent les efforts normaux, tandis que les forces horizontales provoquent des efforts normaux, des efforts tranchants ainsi que des moments fléchissants.

V.2.3.2.Voiles avec files d'ouvertures:

V.2.3.2.a. Les trumeaux:

Les trumeaux seront sollicités comme des refends pleins en flexion composée.

A fin de reprendre tous les efforts appliqués sur les voiles, on doit avoir trois types d'armatures:

- ✓ Armatures verticales.
- ✓ Armatures horizontales.
- ✓ Armatures transversales.

Le calcul sera mené à l'état limite ultime.

V.2.3.2.b. Les linteaux:

Les linteaux sont calculés en flexion simple (avec les efforts M, V), on devra disposer:

- ✓ Des aciers longitudinaux de flexion " A_l ".
- ✓ Des aciers transversaux " A_t ".
- ✓ Des aciers en partie courante (aciers de peau).

V.2.3.3. Méthode de calcul: [6]

On définit un voile par sa section " S ", son moment d'inertie " I " par rapport à son centre de gravité " G ", il est soumis à un effort normal ultime " N " et un moment " M ".

Pour le calcul, on utilise la méthode des contraintes données par " THONIER ", ces contraintes sont " σ_1 " et " σ_2 " calculées à partir des sollicitations (M , N).

$$\sigma_1 = \frac{N}{S} - \frac{M}{I}v \qquad \sigma_2 = \frac{N}{S} + \frac{M}{I}v$$

S: section transversale du voile: S = a .L

I: moment d'inertie: $I = \frac{a.h^3}{12}$

L: la largeur du voile.

a: épaisseur du voile.

v: distance entre le centre de gravité et la fibre la plus éloignée.

Sous l'action des efforts sollicitant le voile résultant trois cas de contraintes possibles:

a. Si σ_1 et σ_2 sont de signes contraires alors la section est partiellement comprimée (Fig. a).

$$A_v = \frac{F_t}{\sigma_s}$$

$$F_t = \frac{\sigma_2 . L_t . a}{2} \text{ (force de traction)}$$

$$L_t = \frac{\sigma_2}{\sigma_1 + \sigma_2} . L \text{ (la longueur tendue)}$$

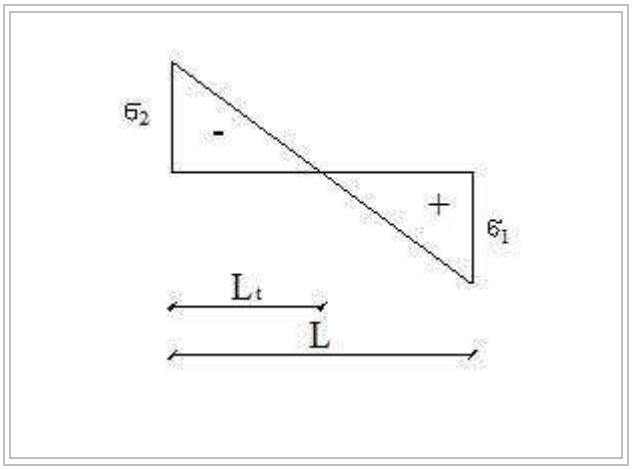


Figure 6-9: Diagramme des contraintes (SPC)

b. Si σ_1 et σ_2 sont négatives, alors la section est entièrement tendue (Fig. b), la zone courante n'existe pas, on déterminera les armatures verticales par la formule:

$$A_v = \frac{\sigma.a.\gamma_s}{f_e} = \frac{F_t 11500}{f_e}$$

$$F_t = \left[\frac{(\sigma_1 + \sigma_2)}{2}\right].L.a$$

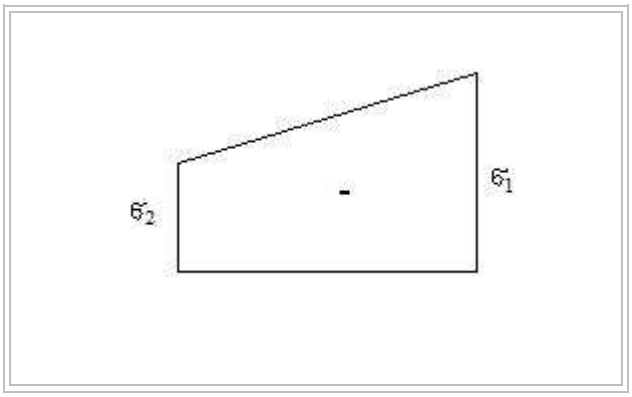


Figure 6-10 : Diagramme des contraintes (SET)

c. Si σ_1 et σ_2 sont positives, alors la section est entièrement comprimée (Fig. c), la zone courante pour le pourcentage minimum donné par le règlement: [3]

$$A_{min} = 0.15\%.a.L$$

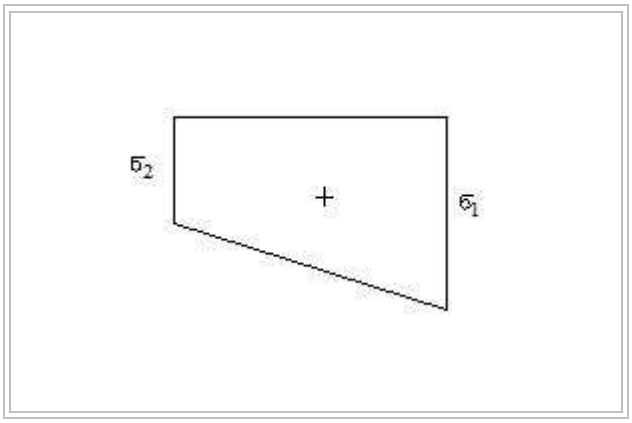


Figure 6-11 : Diagramme des contraintes (SEC)

V.2.3.3.1. Recommandations réglementaires:

V.2.3.3.1.a. Armatures verticales:

L'acier choisi est de type haute adhérence Fe 400.

❖ **Selon le CBA 93:**

- $0{,}1\% \leq \frac{A_v}{ab} \leq 5\%$

Avec :

- a = l'épaisseur du voile
- b = la largeur de la zone tendue

- Condition de non fragilité

❖ **Selon le RPA 99(V2003):**

$A_{ver} = 0.2\% B_t$ dans la section tendue du voile.

$A_{ver} = 0.15\% B$ dans la section globale du voile.

$A_{ver} = 0.1\% B$ dans la section courante.

Avec :

- ✓ B: section du voile.
- ✓ a: épaisseur du voile.
- ✓ φ_{ver} : diamètre vertical.

V.2.3.3.1.b. Armatures horizontales:

Le voile doit avoir des armatures horizontales (A_h) disposées perpendiculairement aux armatures verticales, leur rôle est de supporter l'effort tranchant " V ".

❖ **Selon le CBA 93:**

Diamètre minimal: $\varphi_h \leq \min\left[\frac{h}{35}; \frac{a}{10}; \varphi_v\right]$

Espacement des armatures horizontales:

$S_h \leq \min\left[0.9d ; 40cm\right]$

$S_h \leq \frac{A_h f_{eh}}{0.4\, a}$

$S_t \leq \frac{A_h 0.9 f_{eh}}{\gamma_s a \tau_b}$

$\overline{\tau}_b = \min\left[0.2\frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5Mpa\right]$: Fissuration peu nuisible.

$\overline{\tau}_b = \min\left[0.15\frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4Mpa\right]$: Fissuration Préjudiciable.

- ✓ τ_b : contrainte de cisaillement.
- ✓ $\overline{\tau}_b$: contrainte de cisaillement admissible.
- ✓ A_h: section d'armatures horizontales.
- ✓ d = 0.9 h: hauteur utile.

❖ **Selon le RPA 99 V(2003):**

$$\varphi_h \leq \frac{1}{10}.a$$

$$S_h \leq \frac{A.h}{0.0030}$$

$$S_h \leq \min\left[1.5a\ ;\ 30cm\right]$$

V.2.3.3.1.c. Armatures transversales:

Ce sont des armatures ronds lisses de nuance F_eE 235, elle sont perpendiculaires aux faces du refend, elle relient les deux nappes d'armatures (verticales et horizontales, il faut disposer au moins quatre épingles par mètre carré du voile.

V.2.3.3.2. Recommandations pour les voiles et les trumeaux:

(RPA 99 et CBA 93)

La longueur de recouvrement doit être égale:

- ✓ 40 Φ: pour les barres situées dans les zones oû le renversement de signes des efforts est possible.
- ✓ 20 Φ: pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charge.

Il est possible de concentrer des armatures de traction à l'extrémité du voile ou du trumeau.

Espacement des armatures verticales.

$$S_v \leq \text{Min}\left[1.8a\ ;\ 30cm\right]$$

$$S_v = \begin{cases} S_v & \text{(zone courante)} \\ \dfrac{S_v}{2} & \text{(zone d'extrémité)} \quad \dfrac{L}{10} \end{cases}$$

Les barres horizontales doivent être munies de crochets de 135°, ayant une longueur de 10 Φ, pour les trumeaux dans l'extrémité de l'armature.

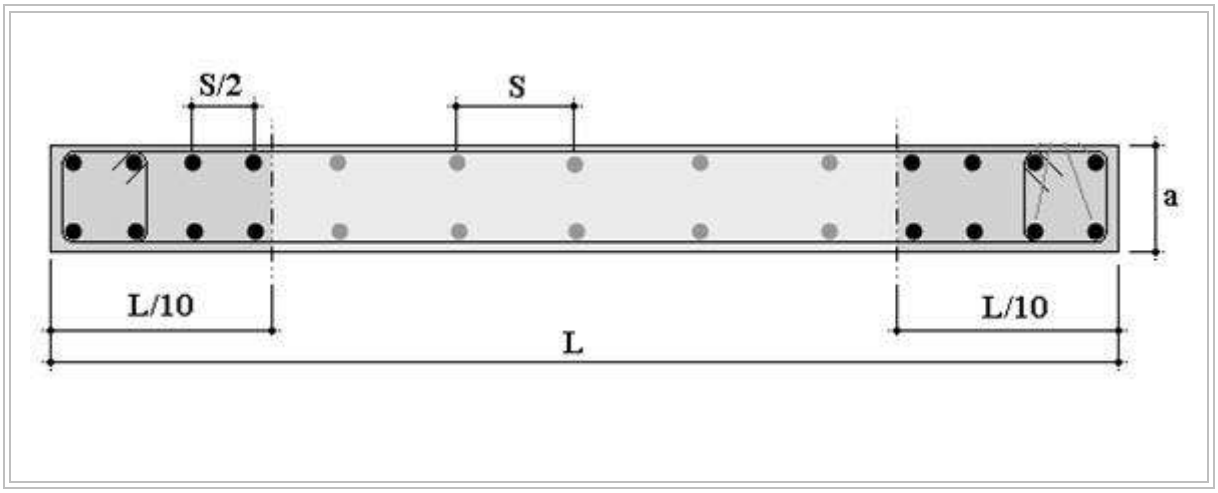


Figure 6-12 : disposition des armatures verticales dans les voiles

V.2.3.4. Armatures verticales :

V.2.3.4.a. Détermination des armatures a l'ELU de résistance :

situation durable		situation accidentelle	
Béton	Acier	Béton	Acier
γ_b =1,5	γ_s =1,15	γ_b = 1, 15	γ_s =1,00
σ_b = 25 Mpa	FeE 400	σ_b =25 Mpa	FeE 400
$\overline{\sigma_b}$ =14,2Mpa	$\overline{\sigma_s}$ = 348 *Mpa*	$\overline{\sigma_b}$ =18,48 Mpa	$\overline{\sigma_s}$ = 400 *Mpa*

Tableau 6-20 : Les données de calcul

Les résultats du calcul des armatures à l'ELU de résistance sont résumés dans le tableau suivant :

V.4. Ferraillage des voiles:

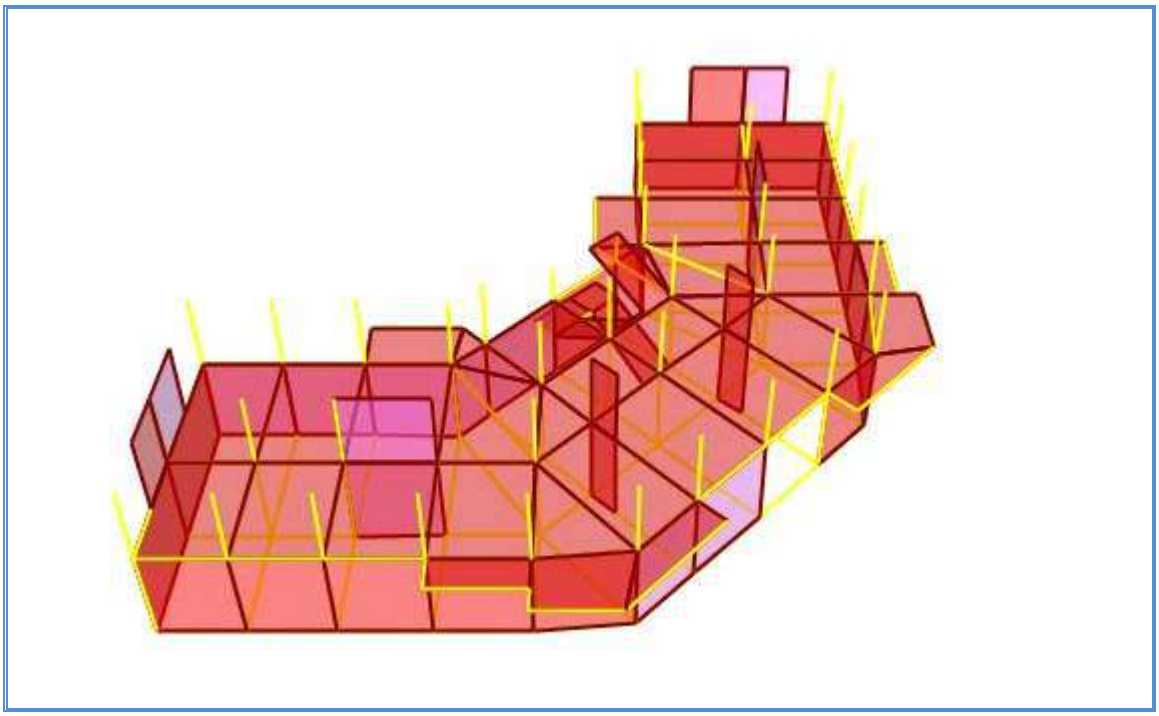


Figure. V.10. Disposition des voiles.

V.4.1. Les voiles pleins:

Les voiles sont soumis à l'effet de leur poids propre, ils reprennent les charges verticales reparties ou concentrées provenant des planchers et les charges horizontales dues au séisme. Ils seront calculés en flexion composée à partir des combinaisons des sollicitations dues aux charges verticales qui engendrent des efforts normaux et aux forces horizontales provoquant des efforts tranchants et des moments fléchissant.

Le ferraillage des refends se compose des trois types d'armatures suivantes :

- ❖ Les armatures verticales.
- ❖ Les armatures transversales.
- ❖ Les armatures horizontales.
- ❖ Des aciers en partie courante (aciers de peau).

V.4.3. Méthode de calcul:

-On définit un voile par sa section " S ", son moment d'inertie " I " par rapport à son centre de gravité " G ", il est soumis à un effort normal ultime " N " et un moment " M ".

Pour le calcul, on utilise la méthode des contraintes données par " ***NAVIER*** ", ces contraintes sont " σ_1 " et " σ_2 " calculées à partir des sollicitations (M, N)**.**

$$\sigma_1 = \frac{N}{S} + \frac{M}{I} y \qquad \sigma_2 = \frac{N}{S} - \frac{M}{I} y$$

- S: section transversale du voile: S = a .L
- I: moment d'inertie: $I = \frac{a.h^3}{12}$
- L: la largeur du voile.
- a: épaisseur du voile.
- y: distance entre le centre de gravité et la fibre la plus éloignée.

Sous l'action des efforts sollicitant le voile résultant trois cas de contraintes possibles:

Cas1 : Si σ_1 et σ_2 sont de signes contraintes alors la section est partiellement comprimée

$$A_v = \frac{F_t}{\sigma_s}$$

$$F_t = \frac{\sigma_2 . L_t . a}{2} \text{ (Force de traction)}$$

$$L_t = \frac{\sigma_2}{\sigma_1 + \sigma_2} . L \text{ (La longueur tendue)}$$

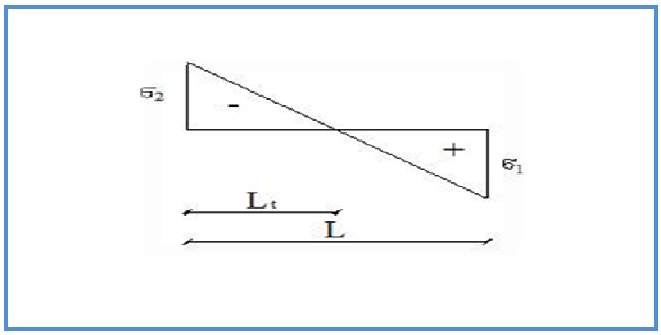


Figure. V.11. Diagramme des contraintes (SPC).

Cas2 : Si σ_1 et σ_2 sont négatives, alors la section est entièrement tendue,la zone courante n'existe pas, on déterminera les armatures verticales par la formule:

$$A_v = \frac{F_t}{\sigma_s}$$

$$F_t = \left[\frac{(\sigma_1 + \sigma_2)}{2}\right] . L . a$$

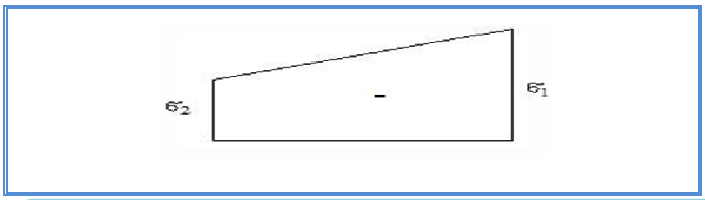


Figure. V.12. Diagramme des contraintes (SET).

Cas3 : Si σ_1 et σ_2 sont positives, alors la section est entièrement comprimée, la zone courante pour le pourcentage minimum donné par le règlement:

$$A_{min} = 0{,}15\%.a.L$$

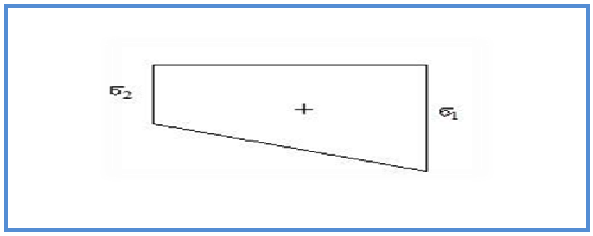


Figure. V.13. Diagramme des contraintes (SEC).

V.4.3.a. Recommandations réglementaires:

❖ **Armatures verticales:**

L'acier choisi est de type haut adhérence FeE 400.

- **Condition de non fragilité**

✓ **Selon le CBA 93:**

$$0{,}1\% \leq \frac{A_v}{a.b} \leq 5\%$$

Avec:

- a = l'épaisseur du voile
- b = la largeur de la zone tendue
-

✓ **Selon le RPA 99(V2003):**

$A_{ver} = 0{,}2\%\ B_t$; Dans la section tendue du voile.

$A_{ver} = 0{,}15\%B$; Dans la section globale du voile.

$A_{ver} = 0{,}1\%B$; Dans la section courante.

Avec :

- B: section du voile.
- a: épaisseur du voile.
- φ_{ver} : diamètre vertical.

❖ **Armatures horizontales:**

Le voile doit avoir des armatures horizontales (A_h) disposées perpendiculairement aux armatures verticales, leur rôle est de supporter l'effort tranchant " V ".

- **Selon le CBA 93:**

Diamètre minimal: $\varphi_h \leq \min\left[\frac{h}{35}; \frac{a}{10}; \varphi_v\right]$

Espacement des armatures horizontales:

$S_h \leq \min\left[0{,}9d \ ; 40cm\right]$

$$S_h \leq \frac{A_h . f_{eh}}{0{,}4 . a}$$

$$S_t \leq \frac{A_h . 0{,}9 . f_{eh}}{\gamma_s . a . \tau_b}$$

$$\bar{\tau}_b = \min\left[0{,}2\frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5Mpa\right] \quad : \quad \text{Fissuration peu nuisible.}$$

$$\bar{\tau}_b = \min\left[0{,}15\frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4Mpa\right] \quad : \quad \text{Fissuration Préjudiciable.}$$

- τ_b : Contrainte de cisaillement.
- $\bar{\tau}_b$: Contrainte de cisaillement admissible.
- A_h: section d'armatures horizontales.
- d = 0,9 h: hauteur utile.

- **Selon le RPA 99 V(2003):**

$$\varphi_h \leq \frac{1}{10}.a$$

$$S_h \leq \min\left[1{,}5a; 30cm\right]$$

❖**Armatures transversales:**

Ce sont des armatures ronds lisses de FeE 235 de nuance, elles sont perpendiculaires aux faces du refend, elles relient les deux nappes d'armatures (verticales et horizontales, il faut disposer au moins quatre épingles par mètre carré du voile.

V.4.3.b. Recommandations pour les voiles et les trumeaux:

-La longueur de recouvrement doit être égale:

- 40 Φ: pour les barres situées dans les zones où le renversement de signes des efforts est possible.
- 20 Φ: pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charge.

- Il est possible de concentrer des armatures de traction à l'extrémité du voile ou du trumeau.

- Espacement des armatures verticales.

$$S_v \leq \text{Min}[1{,}5.a; 30\text{cm}]$$

$$S_v = \begin{cases} S_v & \text{(zone courante)} \\ \dfrac{S_v}{2} & \text{(zone d'extrémité)} \ \dfrac{L}{10} \end{cases}$$

Les barres horizontales doivent être les munies de crochets de 135°, ayant une longueur de 10 Φ, pour les trumeaux dans l'extrémité de l'armature.

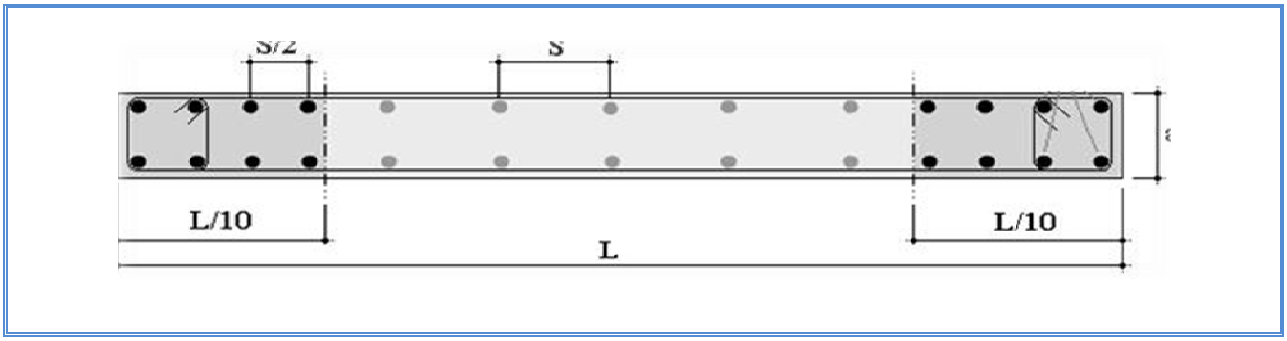


Figure. V.14. Disposition des armatures verticales dans les voiles.

V.4.4. Calcul des 'armatures verticales :

V.4.4.a. Détermination des armatures a l'ELU de résistance :

Tableau. V.16. Les données de calcul.

situation durable		situation accidentelle	
Béton	Acier	Béton	Acier
γ_b =1,5	γ_s =1,15	γ_b = 1, 15	γ_s =1,00
f_{c28}= 25 MPa	FeE 400	f_{c28}=25 MPa	FeE 400
$\overline{\sigma_b}$ =14,2Mpa	σ $_s$=348 MPa	$\overline{\sigma_b}$ =18,50 MPa	σ $_s$=400 MPa

Les résultats du calcul des armatures à l'ELU de résistance sont démontrés dans les tableaux suivants :

Tableau. V.17. Les voiles pleines inclinés (sens X et Y), L=3,12. m.

Niv.	S (cm²)	N	M	situ	A_{cal} (cm²)	A_{min} (cm²)		S_v (cm)	A_{adopt} (cm²)	Choix Pour Le voile
						CBA	RPA			
RDC	15x320	1531.04	1012.76	ACC	13.4	4.8	9.6	20	2x15.83	2× (14HA12)
Etages	15× 320	1174.34	615.85	ACC	13.4	4.8	9.6	20	2x15.83	2× (14HA12)

Tableau. V.18. Les voiles pleines inclinés (sens X et Y), L=3.09m.

Niv.	S (cm²)	N	M	situ	A_{cal} (cm²)	A_{min} (cm²)		S_v (cm)	A_{adopt} (cm²)	Choix Pour Le voile
						CBA	RPA			
RDC	15×140	888.25	868.25	ACC	18.5	2.1	4.2	20	2x13.57	2× (12HA12)
Etages	15×140	821.00	488.18	ACC	18.5	2.1	4.2	20	2x13.57	2× (12HA12)

Tableau. V.19. Les trumeaux, L=1.00 m.

Niv.	S (cm²)	N	M	Situ	A_{cal} (cm²)	A_{min} (cm²)		S_v (cm)		A_{adopt} (cm²)	Choix Pour Le voile
						CBA	RPA	Z.C	Z.N		
RDC	15×120	538.07	133.06	ACC	5.4	1.8	3.6	15	10	2x4.71	2×6HA10)
Etages	15×120	430.40	86.24	ACC	5.4	1.8	3.6	15	10	2x4.71	2×6HA10)

V.4.4.b. L'espacement:

D'après le RPA 99 version 2003, on à l'espacement admissible :

$$S_v \leq \text{Min}\begin{cases} 1{,}5a \\ 30\ \text{cm} \end{cases} \rightarrow \begin{cases} 22.5\ \text{cm} \\ 30\ \text{cm} \end{cases}$$

Avec:

- L : la largeur du voile
- a : l'épaisseur du voile

Les espacements adoptés pour chaque voile sont indiquées dans les tableaux précédents.

V.4.5.Calcul des 'armatures transversales :

-Elles sont perpendiculaires aux faces du refend, elles relient les deux nappes d'armatures verticales et horizontales. Par ailleurs elles empêchent le flambement éventuel des barres verticales. Ces dernières (les deux nappes d'armatures) doivent être reliées avec au moins 4 épingles par mètre carré.

L'acier choisi pour les armatures transversales est du type rond lisse de nuance FeE 235.

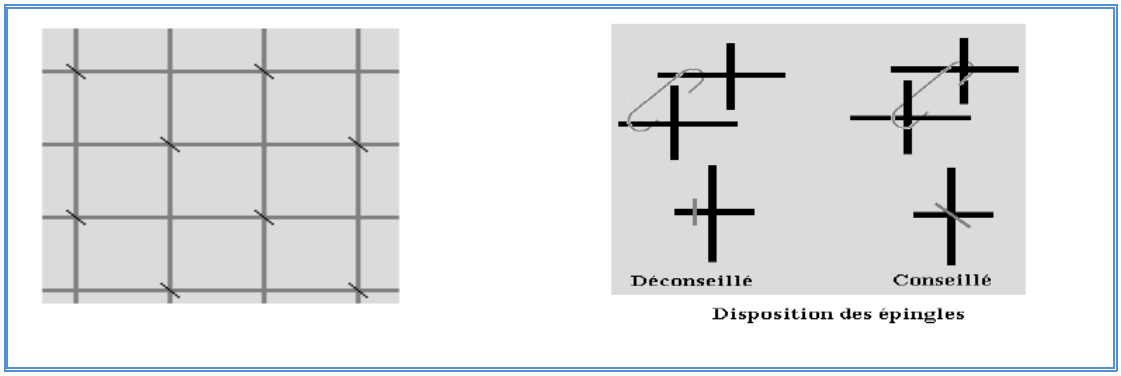


Figure. V.15. Les armatures transversales et les épingles.

Pour notre structure, toutes les longueurs de recouvrement sont : l_r=40.ϕ=50 cm

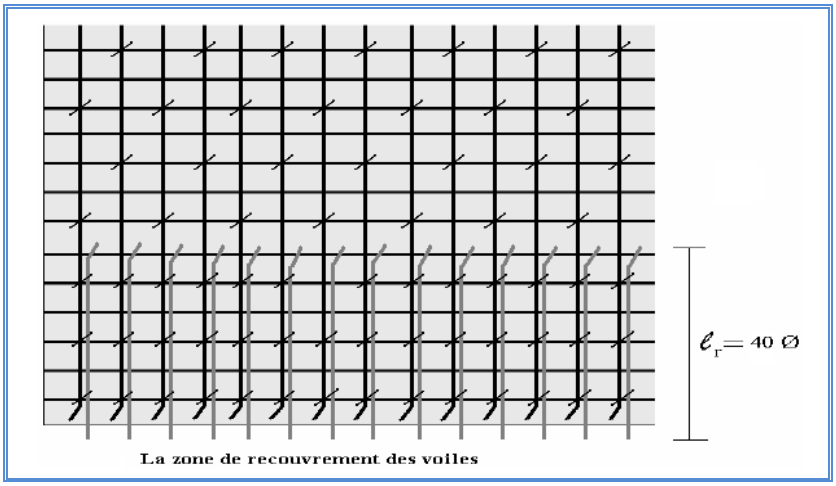


Figure. V.16. La zone de recouvrement des voiles.

V.4.6.Calcul des 'armatures horizontales :

-Horizontalement le voile équilibrera l'effort tranchant provenant des efforts sismiques.

Les calculs de détermination des armatures horizontales pour équilibrer l'effort tranchant ont donné des résultats très faibles, inférieurs aux sections minimales exigées par le RPA 99 ver2003, on adoptera les sections minimales de ce dernier.

❖ **Contraintes limites de cisaillement dans les voiles :**

-Dans le règlement (RPA99 version 2003), la contrainte de cisaillement dans le béton est limitée comme suit :

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0{,}2\, f_{c28} = 5\text{MPa}$$

Où: $\tau_b = \dfrac{\bar{V}}{b_0\, d}$ avec: $\bar{V} = 1{,}4 \times V_u$

- b_o : épaisseur du voile.
- d : hauteur utile =0,9.h.
- h : hauteur totale de la section brute.

-Le calcul des armatures horizontales se fait comme le calcul des armatures transversales des poteaux avec : $A_t=2.\ a_t$

-Leur espacement doit satisfaire l'inégalité suivante : [2].[A.5.1.2.3]

$$\phi t \leq \frac{1}{10}.a \qquad \phi t = 1 \text{ cm}$$

$$S_h \leq \frac{A*h}{0.003}$$

$S_h \leq \min(1.5a\ ;\ 30)$ [2].[Art 7.7.4.3]

Comme At est. connue, alors: $At=1.at = \pi\phi t^2/4 = 0.785\ cm^2$ = 1HA10

H= 324-35=289cm, S_t = 20 cm. On an 15 barres horizontaux.

Donc ; $A_h = 11.78\ cm^2$ = 15HA10

Amin=0.15*h*e.

Et on doit vérifier que : $\begin{cases} S_t \leq \text{Min}(0{,}9d;\ 40\text{cm}) & \textbf{CBA93} \\ S_t \leq \min(1{,}5a;\ 30\text{cm}) & [1]\textbf{[Art 7.7.4.3]} \end{cases}$

V.4.7.Calcul des armatures horizontales et les espacements dans les voiles pleines :

Les résultats de calcul sont montrés dans le tableau suivant :

Tableau. V.20. Calcul des armatures horizontales et leurs espacements dans les voiles pleines.

Niv.	L (m)	V_u (KN)	$\overline{V_u}$ (KN)	τ_b (MPa)	$\overline{\tau_b}$ (MPa)	S_h (cm)		S_h choisi (cm)	A_h (cm^2)	A_{min} RPA	$A_{h\ choisi}$ (cm^2)
						RPA	CBA				
Etages	3.20	303.85	425.39	0.88	5,00	22,5	40	20	11.78	6.50	**15HA10**
	1.40	169.63	237.48	1.13	5,00	22,5	40	20	11.78	6.50	**15HA10**
	1.20	7.89	11.04	0.061	5,00	22,5	40	20	11.78	6.50	**15HA10**
RDC	3.20	286.21	400.69	0.834	5,00	22,5	40	20	11.78	6.50	**15HA10**
	1.40	259.79	363.70	1.73	5,00	22,5	40	20	11.78	6.50	**15HA10**
	1.20	7.40	10.36	0.05	5,00	22,5	40	20	11.78	6.50	**15HA10**

Chapitre VI

Etude d'infrastructure

VI.1. Introduction :

-Une fondation est l'organe intermédiaire entre la structure et le sol. Elle ne peut être calculée que si l'on connaît la superstructure et ses charges, d'une part et les caractéristiques du sol d'autre part.

-La répartition des contraintes dans le sol est supposée être généralement linéaire (uniforme, trapézoïdale ou triangulaire).

-Les principales fonctions que doivent remplir les fondations sont :

❖ Reprendre sans subir de dommages les charges et surcharges ou plus exactement la combinaison de ces dernières amenées par la superstructure.

❖ Transmettre ces sollicitations au sol (dit de fondation) dans de bonnes conditions de façon à assurer la stabilité de l'ouvrage.

-Le dimensionnement de la fondation doit être compatible avec la capacité portante admissible du sol.

VI.2. Reconnaissance 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. Il est surtout indispensable d'avoir des renseignements aussi précis que possible sur les caractéristiques géotechniques des différentes couches qui constituent le terrain de fondation.

VI.2.1. Nature de la couche de fondation:

-Le site étudié est constitué d'une couche de fondation de nature argileuse de couleur grisâtre et peu plastique.

-Le sol est de faible humidité, et de faible à moyenne compacité, moyennement compressible, peu gonflant et cohérent.

Cette couche est de caractéristiques : $\varphi = 23{,}83°$; $\sigma_{sol} = 2.1$ bar $= 0{,}21$ Mpa

VI.2.2. Fondation des ouvrages:

-La profondeur d'ancrage préconisée est de 1.20 m Par rapport au terrain naturel.

VI.2.3. Stabilité du site:

❖ Les investigations géotechniques n'ont décèle aucun signe défavorable concernant la stabilité majeur du terrain.

❖ Aucun niveau d'eau n´a été repéré jusqu´à la profondeur atteinte.

VI.2.4. Recommandations:

-Afin d'éviter les dommages des travaux ; le laboratoire d'essai géotechnique responsable a recommandé les mesures préventives suivantes :

- La mise en œuvre du béton juste après la réalisation des fouilles pour éviter les dégradations du fond et des parois de ces fouilles.
- Eviter les eaux pluviales ou autres en tête de fouilles.
- Prévoir un drainage adéquat afin d'éviter la stagnation des eaux au niveau des fondations.
- Procéder à un dallage périphérique autour de la construction.

VI.3.Les efforts transmis par les fondations:

-Dans le cas le plus général, un élément déterminé de la structure peut transmettre à sa fondation :

- Un effort normal : charge verticale centrée dont il convient de connaître les valeurs extrêmes.
- Une force horizontale résultant, par exemple, de l'action du vent ou du séisme, qui peut être variable en grandeur et en direction.
- Un moment qui peut être de grandeur variable et s'exercer dans des plans différents.

Compte tenu de ces sollicitations, la conception générale des fondations doit assurer la cohérence du projet vis-à-vis du site, du sol, de l'ouvrage et interaction sol structure.

VI.4. Calcul des fondations:

-Afin de satisfaire la sécurité et l'économie, tout en respectant les caractéristiques de l'ouvrage nous devons prendre en considération la charge que comporte l'ouvrage (la portance du sol) l'ancrage et les différentes données du rapport du sol. On commence le choix de fondation par les semelles isolées, filantes et radier, chaque étape fera l'objet de vérification.

-On suppose que l'effort normal provenant de la superstructure vers les fondations est appliqué au centre de gravité des fondations.

-On doit vérifier la condition suivante : $\frac{N}{S} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow S \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$

Avec :

- σ_{sol} : Contrainte du sol.
- S : Surface de la fondation.
- N : Charge de la superstructure calculée par la combinaison [G+Q].

VI.4.1. Semelles isolées:

-On adoptera une semelle homothétique, c'est-à-dire le rapport de A sur B est égal au rapport :

$\frac{a}{b} = \frac{A}{B}$ (Figure.VI.1)

-Nous avons des poteaux carrés : a = b donc A = B => $S = A^2$

S est déterminé par : $S \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$ d'où $S = A^2 \geq \left[\frac{N}{\sigma_{sol}}\right]$

Donc : $A \geq \sqrt{\frac{N}{\sigma_{sol}}}$

$$h \geq \frac{A-b}{4} + c$$

Avec : c = 3cm (sol non agressif)

σ_{sol} = 2.1 bar = 0,21 Mpa

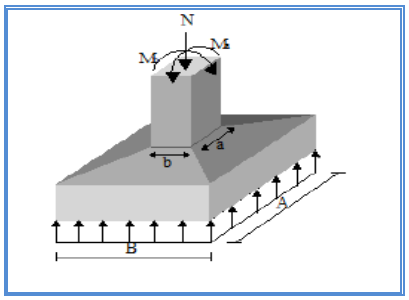


Figure.VI.1. Semelle isolée sous poteau.

-Les résultats des sections des semelles isolées sont résumés dans les tableaux suivants:

Tableau.VI.1. Dimensionnement des Semelles isolés.

N°	Cas	Ni (KN)	a = b (m)	A = B (m)	h (m)	σ bar	Vérification $\sigma < \sigma_{sol}$=2.1
1	ELS	702.17	0.5	2.00	0.45	2.02	Oui
2	ELS	850.41	0.5	2.30	0.50	1.88	Oui
3	ELS	1098.86	0.5	2.60	0.60	1.90	Oui
4	ELS	1273.07	0.5	2.70	0.60	2.02	Oui

Remarque :

-vue que les dimensions des semelles sont importantes donc le risque de chevauchement est inévitable alors il faut on passe à l'étude des semelles filantes.

VI.4.2. Calcul des semelles filantes :

- Les dimensions des semelles sont déterminées en fonction des conditions ci-dessous :
- Limitation des contraintes du sol et des tassements différentiels sous semelles ;
- Transmission correcte des efforts par bielles obliques de compression du béton ;
- Bon enrobage des armatures ;
- Non poinçonnement ;

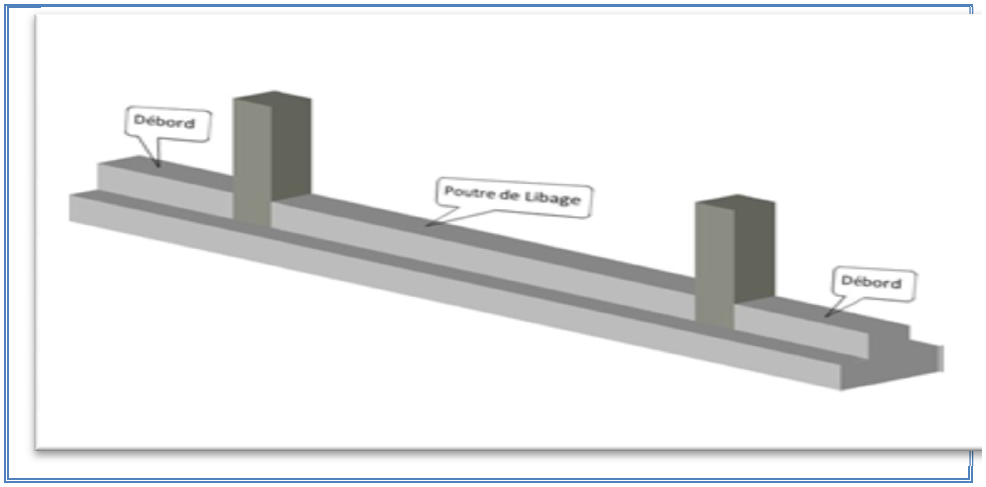


Figure.VI.2. Schéma d'une semelle filante sous poteaux.

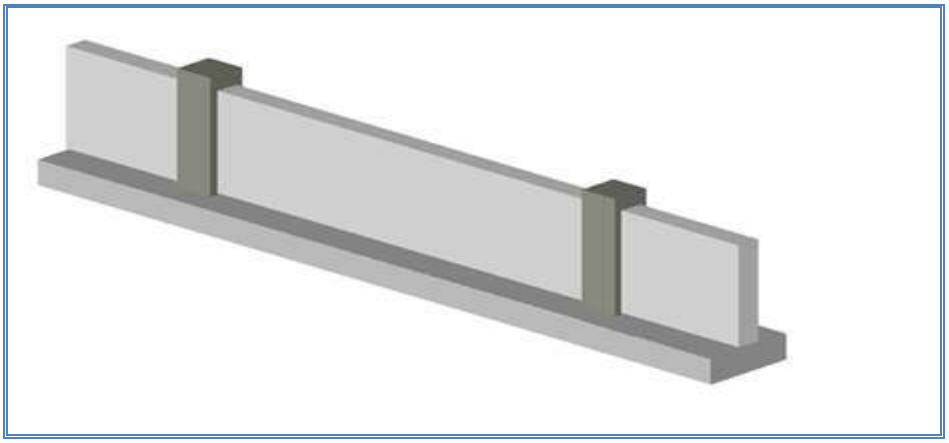


Figure.VI.3. Schéma d'une semelle filante sous voile.

Dimensionnement :

-On a des semelles filantes sous voiles et sous poteaux, les efforts normaux répartis sont Calculés comme suit :

a-dimension des semelles filantes sous poteaux :

$$Nser = \frac{\sum N_i}{L} \qquad B \geq \frac{N}{1000 \times \sigma sol}$$

$$\sigma = \frac{Nser + Psem + Pamorcepot + \Pr emplai}{S}$$

b-dimension des semelles filantes sous voiles :

$$\sigma_{sol} \geq \frac{Nser}{s} = \frac{G+Q}{B.L} \longrightarrow B \geq \frac{Nser}{\sigma sol.L}$$

Avec :

- ∑Ni : La somme des efforts normaux sous la semelle filante.
- L : la longueur totale de la semelle filante.

-La largeur et la hauteur de la semelle filante est calculée respectivement comme suit**:**

$$\frac{a}{b}\sigma s.B^3 - N.B - 3.e_{0b}.N \geq 0$$

Après la résolution de cette équation on obtient la valeur de B**.**

$$d \geq \frac{B-b}{4} \quad ; \quad h = d + c + \frac{\phi}{2}$$

A. Semelle filante sous poteaux

Tableau.VI.2. Dimensionnement des Semelles filante sous poteaux.

	N_{ELS} (kN)	L (m)	σ_{adm}	B (m)	h (cm)	σ_{adm}	σ_{cal}	B (m)	σ	vérification
SFsp1	5183.60	14.06	2.1	1.60	40	2.1	2.27	1.8	2.05	*cv*
SFsp2	1740.63	4.86	2.1	1.60	40	2.1	2.20	1.8	1.99	*cv*
SFsp3	7874.67	18	2.1	1.9	45	2.1	2.26	2.2	1.94	*cv*

B. Semelle filante sous voiles.

Tableau.VI.3. Dimensionnement des Semelles filante sous voiles.

	N_{ELS} (kN)	L (m)	B (m)	h (cm)	σ_{adm}	σ	B (m)	σ	vérification
SFsv1	8914.41	26.13	1.5	40	2.1	2.27	1.9	1.93	cv
SFsv2	3504.78	9.5	1.6	40	2.1	2.27	1.9	1.95	cv
SFsv3	5159.25	14.06	1.6	40	2.1	2.26	1.9	1.94	cv
SFsv4	2525.46	8.01	1.3	35	2.1	2.18	1.5	1.92	cv

b .Ferraillage des semelles filantes :

Le calcul de ferraillage est fait pour 1m de longueur par la méthode des bielles à l'ELU et à l'ELS et on adopte par la suite le maximum des deux résultats. Les armatures principales, transversales et les armatures de répartitions (avec les espacements) sont déterminées respectivement par les formules suivantes :

❖ **Armatures principales :**

$$A_b = N.(1 + \frac{3.e_{0b}}{B}).(\frac{B-b}{8.d_b.\sigma_s}) \qquad Esp = \frac{A - 2.e - \varphi_b}{n-1}$$

Avec :

❖ n: étant le nombre de barres

❖ $[\sigma_s]$= 348 MPa à l'ELU.

❖ $[\sigma_s]$ = 202 MPa à l'ELS.

❖ **Armatures de répartitions :**

$$A_a = A_{rép} = \frac{A(cm^2).}{4} \qquad Esp = \frac{A - 2.e - \varphi_a}{n-1}$$

c. Vérification des longueurs de scellement:

La contrainte admissible d'adhérence est τ_s= 2,8 MPa.

La longueur de scellement est égale à : $l_s = \frac{\varphi.f_e}{4.\tau_s}$

❖ $l_s \geq \frac{B}{4}$: ancrage courbe.

❖ $\frac{B}{8} \leq l_s \leq \frac{B}{4}$: ancrage courbe ou rectiligne.

❖ $l_s \leq \frac{B}{8}$: on n'utilise pas de crochets et on peut arrêter une barre sur deux à la longueur de 0,71.B.

d. Vérification de la stabilité au renversement : [1].[Art 10.1.5]

Quel que soit le type de fondation (superficielle ou profonde) on doit vérifier que l'excentrement de la résultante des forces verticales gravitaires et des forces sismiques reste à l'intérieur de la moitié centrale de la base des éléments de fondation résistant au renversement (e= M/N ≤ B/4).

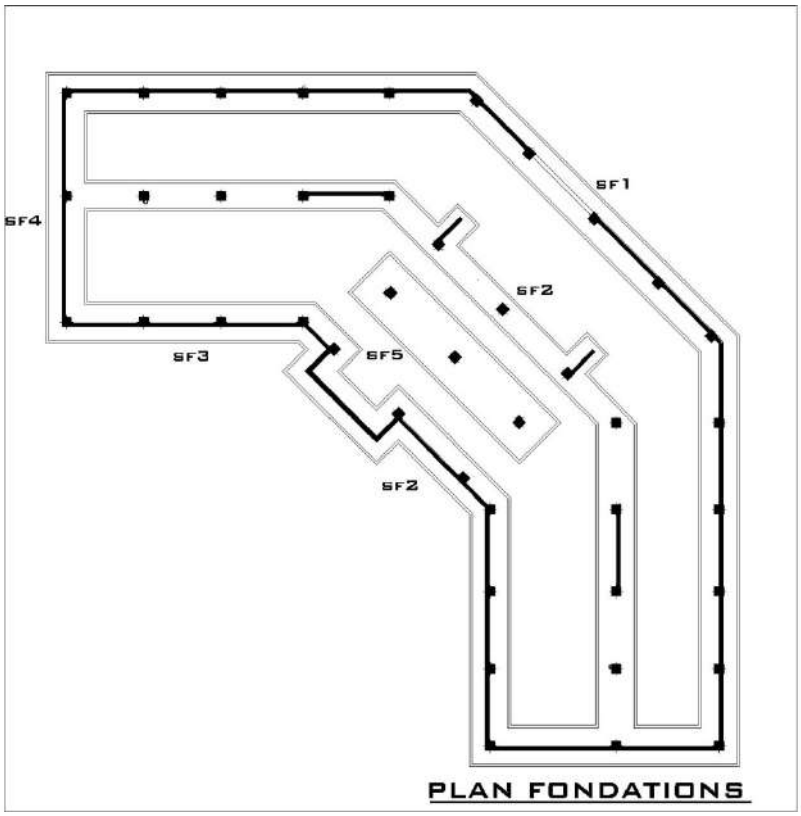


Figure.VI.4. Représentation finale des semelles.

VI.4.2.1. Semelles filantes sous poteaux :

a. Ferraillage :

-Les résultats de ferraillage sont représentés dans les tableaux suivants :

Tableau.VI.4. Ferraillage des semelles filantes sous poteaux.

N°	Etat	N KN	M KN/ml	e_{0b} (m)	B/18 (m)	$e_{0b} \leq$ B/18	A_{cal} (cm^2)	A_{cal} (cm^2/ml)
SFsp1	ELU	1498.18	13.50	0.009	0.1	C.V	19.19	6.39
	ELS	1098.86	9.98	0.009		C.V	24.24	8.08
SFsp2	ELU	1552.33	10.91	0.007	0.1	C.V	19.81	7.54
	ELS	1136.34	8.12	0.007		C.V	24.99	9.52
SFsp3	ELU	1099.96	4.42	0.004	0.12	C.V	16.07	6.61
	ELS	806.61	3.28	0.004		C.V	20.31	8.35

❖ **Recapitulation:**

Tableau.VI.5. Ferraillage finale et l'espacement des semelles filantes sous poteaux.

	$A_{b\ finale}$ (cm^2/ml)	$A_{rép\ finale}$ (cm^2)	S_b(cm)	$S_{rép}$ (cm)
SFsp1	8HA12=9.05	5HA10=3.93	12	20
SFsp2	7HA14=10.78	5HA10=3.93	14	20
SFsp3	8HA12=9.05	5HA10=3.93	12	20

b. Vérification des longueurs de scellement :

Tableau.VI.6. Vérification des longueurs de scellement.

	B(m)	A(m)	B/4(cm)	Ls(cm)	Ls ≥ B/4	B/8(cm)	B/8 ≤ Ls ≤ B/4
SFsp1	1.8	1,00	45	42,8	Non	22.5	Oui
SFsp2	1.8	1,00	45	42,8	Non	22.5	Oui
SFsp3	2.2	1,00	55	42,8	Non	27.5	Oui

❖ **Conclusion :**

-Pour la semelle SFsp, toutes les barres sont prolongées jusqu'aux extrémités de la semelle mais peuvent ne pas comporter de crochets.

❖ **Vérification de la stabilité au renversement : [1][Art.10.1.5]**

Tableau.VI.7. Vérification de la stabilité au renversement.

	N_{ELU} (KN)	M_{ELU} (KN.m)	e (m)	B (m)	B/4 (m)	e ≤ B/4
SFsp1	1498.18	13.50	9×10^{-3}	1.8	0.45	C.V
SFsp2	1552.33	10.91	7×10^{-3}	1.8	0,27	C.V
SFsp3	1099.96	04.42	4×10^{-3}	2.2	0,37	C.V

Commentaire : Toutes les semelles sont stable vis avis au reversement.

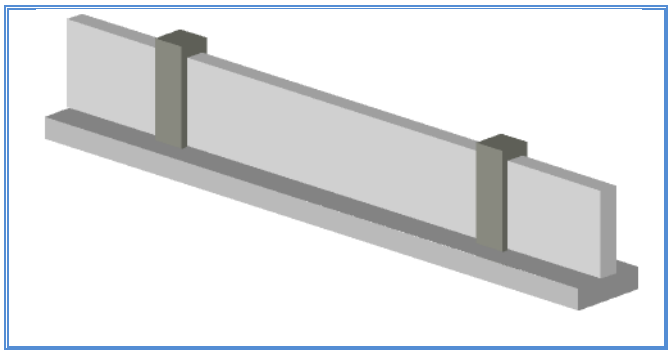


Figure.VI.5. .Schéma d'une semelle filante sous voile.

VI.4.2.2. Semelles filantes sous voiles périphériques :

a. Dimensionnement:

Tableau.VI.8. Dimensionnement des semelles filantes sous voiles périphérique.

	N_{ELS} (kN)	L (m)	B (m)	H (cm)	σ_{adm}	σ	B (m)	σ	vérification
SFsv1	8914.41	26.13	1.5	40	2.1	2.27	1.9	1.93	cv
SFsv2	3504.78	9.5	1.6	40	2.1	2.27	1.9	1.95	cv
SFsv3	5159.25	14.06	1.6	40	2.1	2.26	1.9	1.94	cv
SFsv4	2525.46	8.01	1.3	35	2.1	2.18	1.5	1.92	cv

b. Ferraillage :

Tableau.VI.9. Ferraillage de la semelle filante.

	Etat	N (KN)	M (KN.m)	e_{0b} (m)	B/18 (m)	$e_{0b} \leq$ B/18	A_{cal} (cm^2)	$A_{b\ choi}$ (cm^2)
SFsv1	ELU	405.51	24.05	0.059	0.105	Oui	6.02	**6HA12=6.79**
	ELS	213,50	17.99	0.084	0.105	Oui	5.66	
SFsv2	ELU	431.90	23.32	0.053	0.105	Oui	6.36	**8HA12=9.05**
	ELS	317.38	17.22	0.054	0.105	Oui	8.06	
SFsv3	ELU	429.99	26.01	0.060	0.105	Oui	6.39	**8HA12=9.09**
	ELS	315.90	19.23	0.060	0.105	Oui	8.09	
SFsv4	ELU	283.18	7.27	0.025	0.083	Oui	3.33	**6HA12=6.79**
	ELS	174.60	5.35	0.03	0.083	Oui	3.57	

Tableau.VI.10. Ferraillage finale et l'espacement des semelles filantes sous voiles.

	$A_{b\ finale}$ (cm^2)	S_b(cm)	$A_{rép\ finale}$ (cm^2)	$S_{rép}$ (cm)
SFsv1	**6HA12=6.79**	16	**5HA10=3.93**	20
SFsv2	**8HA12=9.05**	16	**5HA10=3.93**	20
SFsv3	**8HA12=9.05**	16	**5HA10=3.93**	20
SFsv4	**6HA12=6.79**	16	**5HA10=3.93**	20

c. Vérification des longueurs de scellement :

Tableau.VI.11.Vérification de la longueur de scellement de la semelle SFsv.

N°	B(m)	A(m)	B/4(cm)	Ls(cm)	Ls ≥ B/4
SFsv1	1.9	1.00	47.5	57.69	Oui
$SFsv_2$	1.9	1.00	47.5	57.69	Oui
SFsv3	1.9	1.00	47.5	57.69	Oui
SFsv4	1.5	1.00	37.5	57.69	Oui

❖ **Conclusion :**

Donc toutes les barres sont prolongées jusqu'aux extrémités de la semelle et comportent des ancrages courbés.

c. Vérification de la stabilité au renversement :

Tableau.VI.12. Vérification de la stabilité au renversement de la semelle SFsv.

N°	N_{ELU} (KN)	M_{ELU} (KN.m)	e (m)	B (m)	B/4 (m)	e ≤ B/4
SFsv1	405.51	24.05	59×10^{-3}	1.9	0.475	Oui
SFsv2	431.90	23.32	53×10^{-3}	1.9	0.475	Oui
SFsv3	429.99	26.01	60×10^{-3}	1.9	0.475	Oui
SFsv4	283.18	7.27	25×10^{-3}	1.5	0.375	Oui

Commentaire : Toutes les semelles sont stable vis avis au reversement

VI.5.poutre de libage :

-La semelle filante sous poteaux comporte deux éléments, on distingue la semelle et la poutre de libage.

❖ La semelle travaille transversalement, et supporte l'effort normal et le moment transversal provenant du poteau.

❖ La poutre de libage travaille longitudinalement et support les efforts normaux provenant du poteau, elle travaille comme une poutre continue (renversée), en flexion simple.

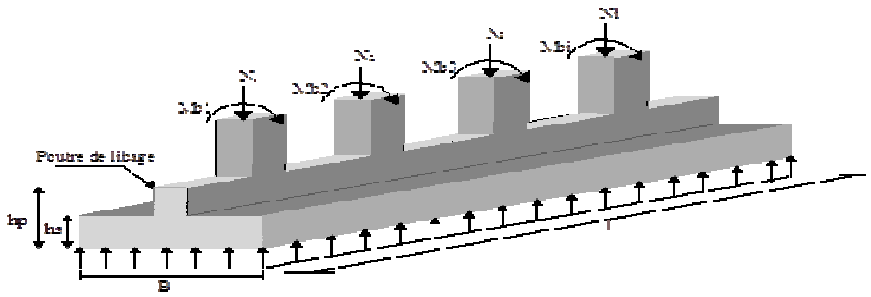


Figure.VI.6. Schémas d'une Semelle filante sous poteaux.

a. Ferraillage longitudinale de la poutre de libage :

-La poutre de libage va reprendre toutes les charges verticales et les moments de flexions.

-La poutre de libage aura la même largeur b du poteau, sa hauteur h_p sera déterminer par la théorie de poutre sur sol élastique qui prévoir l'inégalité suivant à vérifier, pour assuré une répartition uniforme de la contrainte du sol.

Il faut vérifier l'inégalité suivant :

$$l_{max} \le \frac{\pi}{2} l_e \qquad\qquad l_e = \sqrt[4]{\frac{4.E.I}{K.b}}$$

❖ E : Module d'élasticité du béton (E = 1.08x 10^4 Mpa).

❖ L : La plus grande travée dans la fille

❖ K : Coefficient de réduire du sol (K = 4 Kg/cm^3).pour un sol moyen (σ_{sol} =2.1)

❖ I : Moment d'inertie de la poutre de libage ($I = \frac{b.h_p^3}{12}$)

❖ hp : la hauteur de la poutre de libage.

$$h_p \ge \sqrt[3]{\frac{0.5.l^4.K}{.E}}$$

Tableau.VI.13.Détermination de la hauteur de libage des semelles sous poteaux.

N°	b (m)	L (m)	h_p (m)	I (m^4)	l_e (m)	$l_e .\pi /4$ (m)	d (m)	$d \leq \pi /4. l_e$	$\frac{\pi}{2} l_e(m)$	$L_{max} \leq \frac{\pi}{2} l_e$
PFsp1	0.5	3.15	0.7	0.014	3.07	2.40	0,57	Oui	4.81	Oui
PFsp2	0,5	3.96	0.7	0.014	3.07	2.40	0,57	Oui	4.81	Oui
PFsp3	0,5	2.86	0.7	0.014	3.07	2.40	0,57	Oui	4.81	Oui

-Pour déterminer le ferraillage de la poutre de libage en commence à déterminer la réaction du sol q (KN/m) qui est calculé par la formule suivant :

$$q = \frac{\sum N_i}{L}(KN/m)$$

Avec :

- $\sum N_i$: la somme des efforts normaux.
- L : La longueur totale de la semelle.

-On obtient une poutre continue (renversée), sous l'effet de la charge q (KN/m^2).

Les valeurs de q sont représenté dans le tableau suivant :

Tableau.VI.14. Détermination des valeurs de q des semelles filantes sous poteaux.

N°	Ni (ELU) (KN)	Ni (SER) (Kn)	L (m)	q_{ult} (Kn /*ml*)	q_{ser} (Kn/*ml*)
PFsp1	6217.38	4562.6	14.06	468.70	351.01
PFsp2	7916.26	6830.8	17.39	481.71	419.3
PFsp3	2057.13	1508.78	4.86	449.77	336.99

- **Remarque :** le calcul est fait pour une bonde de1 mètre linéaire.

Tableau.VI.15. Ferraillage longitudinale à l'ELU de la poutre de libage.

N°	Position	Mu (KN /m)	d (cm)	A calcul (cm^2)	A' (cm^2)	A choisie (cm^2)
PFsp1	En travées	238.94	57	13.30	0	4HA16+2HA20=14.33
	En appuis	390.39		21.70	0	6HA16+4HA20=24.63
PFsp2	En travées	245.47	57	13.70	0	4HA16+2HA20=14.33
	En appuis	401.06		22.40	0	6HA16+4HA20=24.63
PFsp3	En travées	238.82	57	13.30	0	4HA16+2HA20=14.33
	En appuis	228.56		12.20	0	4HA16+2HA20=14.33

b. Armatures de peau:

-Pour les poutres dépassants une hauteur h_p (avec $h_p \geq 2(80 - f_e/10)$) il y'a un risque d'avoir des fissures relativement ouvertes en dehors des zones armées, dans notre cas on a $h_a \geq 80$ cm (F_e =400 MPa), donc il y'a lieu de prévoir des armatures de peau d'au moins 3cm²/m (fissuration préjudiciable), posées parallèlement à la fibre moyenne de la poutre.

c. Vérification des contraints à l'ELS :

Les vérifications des contraints des deux blocs est résumé dans les tableaux suivants :

Pour le béton: $\overline{\sigma_b} = 15\,MPa$

Pour l'acier: $\overline{\sigma_s} = Min\left[\frac{2}{3} f_e ; 110\sqrt{\rho . f_{t28}}\right] = 202\,MPa$ fissuration préjudiciable.

Tableau.VI.16. Vérification des contraints à L'ELS.

N°	Section	M_{ser} (KN /m)	A adopté (cm^2)	σ_b (MPa)	σ_s (MPa)	σ_s' (MPa)
PFsp1	travées	179.87	14.33	6.2	201.6	75.8
	appuis	228.56	24.63	7.2	183.2	92.1
PFsp2	travées	180.84	14.33	6.3	201.6	76.2
	appuis	349.88	24.63	11	201.6	141.0
PFsp3	travées	179.90	14.33	6.2	201.6	75.8
	appuis	172.17	14.33	6	201.6	72.6

Commentaire :

-Toutes les vérifications sont vérifiées, donc on garde la section d'acier de l'ELU

d. Vérification de l'effort de tranchant :

On vérifié que : $\tau_u < \bar{\tau}u$

$$\tau_u = \frac{Vu}{bxd}$$

$$\overline{V}u = \min\left[0{,}15\frac{f_{ci}}{\gamma_b}; 4MPa\right]$$

Tableau. V.17. Vérification de l'effort de tranchant.

N°	Section (cm^2)	Vu (KN)	τ_u (MPa)	$\bar{\tau}u$ (MPa)	Vérification
PFsp1	50x70	775.94	2.21	2.5	Oui
PFsp2	50x70	797.14	2.27	2.5	Oui
PFsp3	50x70	653.69	1.87	2.5	Oui

Commentaire :

- la poutre de libage est vérifie vis avis au cisaillement.

e. Armatures transversales : selon le RPA99version2003

-D'après CBA 93
$$\begin{cases} S_t = Min(0{,}9d; 40cm) \\ \dfrac{A_t}{bS_t} \geq \dfrac{\tau_u - 0{,}3f_{t28}K}{0{,}8f_e} \quad (K = 1 : Pas\ de\ reprise\ de\ bétonnage) \\ \dfrac{A_t f_e}{bS_t} \geq Max\left(\dfrac{\tau_u}{2}; 0{,}4MPa\right) \end{cases}$$

Tableau.VI.18. Calcul des armatures transversales de la poutre de libage et leur espacement.

	CBA 93		RPA 99			A_t choisis et S_t choisis		
τ_u (MPa)	A_t (cm^2)	St (nodale) (cm)	St' (courante) (cm)		A_t (cm^2)	A_t choisi (cm^2)	S_t choisi (courante) (cm)	S_t choisi (nodale) (cm)
			courante	nodale				
2.21	2.15	60.3	35	17.5	2.25	2HA10+4HA8=3.58	15	10
2.27	2.22	60.3	35	17.5	2.25	2HA10+4HA8=3.58	15	10
1.87	1.82	60.3	35	17.5	2.25	2HA10+4HA8=3.58	15	10

f. Vérification de la flèche : (CBA93)

Il n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche si les poutres considérées répondent aux conditions suivantes :

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$
- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{10}\frac{M_t}{M_0}$
- $\frac{A}{b_0 d} \leq \frac{4,2}{f_e}$

Tableau.VI.19. Vérification de la flèche pour la poutre de libage.

	L(m)	h(cm)	h/L	1/16	Vérif.1	$M_t/(10M_0)$	Vérif.2	$A/(b_0.d)$	4,2/fe	Vérif3.
PFsp1	3.15	70	0.22	0,0625	Oui	0.041	Oui	0,004	0,0105	Oui
PFsp2	3.96	70	0.17	0.0625	Oui	0.025	Oui	0.004	0,0105	Oui
PFsp3	2.86	70	0.24	0.0625	Oui	0.05	Oui	0.004	0,0105	Oui

VI.6. Etude du voile périphérique :[1].[Art 10.1.2] :

-Les ossatures au-dessous du niveau de base, formées de poteaux courts (par exemple les vides sanitaires) doivent comporter un voile périphérique continu entre le niveau de fondations (les semelles) et le niveau de base.

VI.6.1. Evaluation des charges :

❖ **Charge permanente :**

Nous avons pour notre bloc:

- le poids volumique du sol: $\gamma=18,6$ (KN/m^3)
- l'angle de frottement interne : $\varphi=23.83^o=0.416$ rad

D'après Rankine la poussée de terre P est égale à:

$$\begin{cases} P=1/2\ (k_{\gamma a}.\gamma_{sol}.h^2) \\ G= k_{\gamma a}\gamma_{sol}.h \end{cases}$$

-Le coefficient de contrainte : $k_{\gamma a}=tg^2\ [(\pi/4)-(\varphi/2)]$

D'où : $k_{\gamma a}=0,42$.

Alors :

$P = 0.5 \times 0.42 \times 18.6 \times 6.84^2 = 182.74$ Kn/m^2

$G= 0,42 \times 18,6 \times 6.84=53.43$ KN/m²

❖ **Combinaisons d'actions :**

$$\begin{cases} q_u=1,35G+1,5Q=72.13 \text{ KN/m}^2 \\ q_{ser}=G+Q=53.43 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

-Pour une bande de 1m:

$$\begin{cases} q_u=72.13 \text{ KN/m}\ell \\ q_{ser}=53.43 \text{ KN/m}\ell \end{cases}$$

VI.6.2. Ferraillage des voiles périphériques :

-Les panneaux constituant le voile périphérique sont uniformément chargés et seront calculés comme des dalles appuyées sur quatre cotés et chargées par la poussée des terres

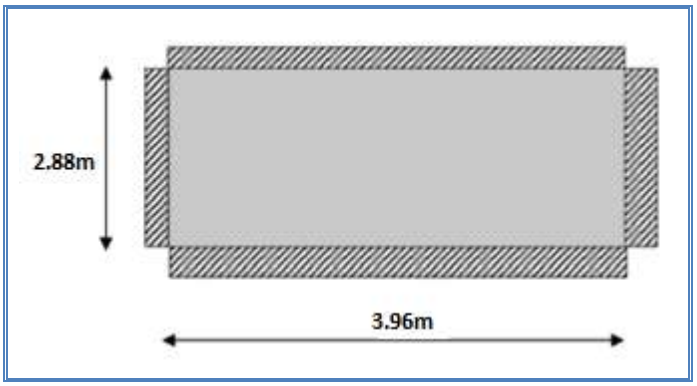


Figure.VI.8. Schéma des dimensions du voile périphérique.

$\rho = \frac{2.88}{3.96} = 0,72 > 0,4 \Rightarrow$ dalle travaillant suivant les deux direction

-En utilisant la méthode forfaitaire des panneaux de rive, les moments en travée et en appui sont définis par les formules suivantes :

Tableau.VI.20.Détermination des moments par la méthode forfaitaire.

Direction	**X**	**Y**
Moment	$M_x = \mu_x \times q_u \times \ell_x^2$	$M_y = \mu_y \times M_x$
Travée	$M_{tx} = 0,85M_x$	$M_{ty} = 0,85M_y$
Appui	$M_{ax1} = M_{ax2} = -0,3\ M_x$	$M_{ay1} = M_{ay2} = -0,3\ M_y$

Tableau.VI.21.Détermination des moments de voile périphérique.

Etat	ELU				ELS			
Position	X		Y		X		Y	
M (KN.m)	$0,0368 \times 72.13 \times (3.96)^2 = 41.62$		$1 \times 41.62 = 41.62$		$0,0441 \times 53.43 \times (3.96)^2 = 36.94$		$1 \times 36.94 = 36.94$	
Direction	travée	appui	travée	appui	travée	appui	travée	appui
Moment	35.37	-12.48	35.37	-12.48	31.39	-11.08	31.39	-11.08

a. Détermination des armatures longitudinales à l'ELU:

Tableau. V.22. Calcul des armatures du voile périphérique à l'ELU.

	Sens	M (KN.m)	d (cm)	A_{calcul} (cm²)	$A_{min\ RPA}$ (cm²)	$A_{calcul} \geq A_{min}$	A_{final}/m (cm²)
Travée	X	35.37	17	6.3	1,70	C.V	**6HA12**=6.79
	Y	35.37	17	6.3	1,70	C.V	**6HA12**=6.79
Appui	X	-12.48	17	2.3	1,70	C.V	**6HA10**=4,71
	Y	-11.08	17	2.3	1,70	C.V	**6HA10**=4,71

b. Vérification des contraintes à l'ELS :

Tableau.VI.23. Vérifications des armatures du voile périphérique à l'ELS.

	Sens	A_{ELU} (cm²)	M_{ser} (KN.m)	σ_s (MPa)	σ_b (MPa)	σ'_s (MPa)	$\sigma_s \leq [\sigma_s]$	$\sigma_b \leq [\sigma_b]$
Travée	X	6.79	31.39	201.6	10.6	58.3	C.V	C.V
	Y	6.79	31.39	201.6	10.6	58.3	C.V	C.V
Appui	X	4.71	-11.08	15.3	1,5	15.7	C.V	C.V
	Y	4.71	-11.08	15.3	1,5	15.7	C.V	C.V

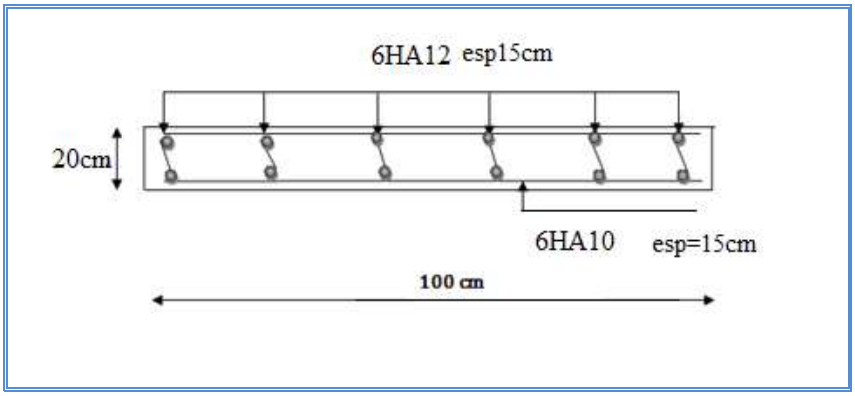


Figure.VI.9. Disposition de ferraillage du voile périphérique.

c. Vérification de la contrainte de cisaillement :

❖ suivant X : $T_X = \frac{q_u.l_X.l_Y}{2.l_Y.l_X} = 36.06KN$

❖ suivant Y : $T_Y = \frac{q_u.l_X.l_Y}{3.l_Y} = 95.21KN$

Et on vérifie pour les deux sens:

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b_0.d} = \frac{95.21\times10^3}{1000\times120} = 0.79MPa \leq \frac{0,07.f_{c28}}{\gamma_b} = 1,16MPa \qquad (c,v)$$

Conclusion générale

Ce projet de fin d'étude, nous a permis de mettre en pratique toutes nos connaissances acquises durant notre cycle de formation MASTER, d'approfondir nos connaissances en se basant sur les documents techniques et réglementaires ,de mettre en application les méthodes de calcul récentes, et de mettre en évidence les principes de base qui doivent être prises dans la conception des structures des bâtiments.

D'après l'étude effectuée dans le cadre de se projet de fin d'étude, il convient de souligner que pour une bonne conception parasismique, il est très important que l'ingénieur civil et l'architecte travaillent en étroite collaboration dès le début de projet afin de prendre en charge toutes les contraintes induites par la structure adoptée par rapport à l'architecture proposée et arriver à une sécurité maximale de l'ouvrage sans surcoût important.

Enfin, l'objectif principal de l'ingénieur concepteur est de réduire le risque sismique à un niveau minimal et de facilité l'exécution de l'ouvrage en adoptant une conception optimale qui satisfait les exigences architecturale et les exigences sécuritaires.

Parallèlement, on a fait, autant que possible d'avoir les principaux critères admis, à savoir : l'exploitation, l'esthétique et la sécurité.

REFERENCE BIBLIOGRAPHIQUE

Documents réglementaires :

- [1] : Règles parasismiques Algérienne R.P.A99.

(Document technique réglementaire D.T.R-B.C.2.48).

- [2] : Règle de conception et de calcul de structures CBA93.

(Document technique réglementaire D.T.R-B.C.2.41).

- [3] : Charges permanentes et surcharges d'exploitations D.T.R -B.C.22.

Manuels techniques :

- **[4] :** cours de formation de monsieur «OULD TURKI BENAISSA »
- **[5] :** cours de formation et cous Béton Armé de monsieur «BOUKENDAKDJI »
- **[6] :** Conception et calcul des structures de bâtiment, Tome1 «HENRYTHONIER ».
- **[7] :** Calcul des ouvrages en Béton Armé. M. BELAZOUGHI.
- **[8] :** Aide mémoire béton armé. « PIERRE GUILLOMONT »

Logiciels :

- SAP 2000 v17
- AUTOCAD 2013
- SOCOTEC