REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Ministère de l'enseignement Supérieur et de la

Recherche Scientifique





Université Dr. YAHIA FARES De MEDEA

Faculté des Sciences et de la Technologie

Département de Génie de la Matière

Filière Génie Civil

Projet de Fin d'Etudes
Pour l'obtention du diplôme Master
en génie civil
Option : Construction et Matériaux

THEME

Etude d'un batiment à usage d'habitation en (R+6) contreventé par des voiles en Béton Armé

Réalisé Par :

Yousri Khaled

Guemana Zakaria

Dirigé Par :

Saidi Mohamed

Mouloud.

Promotion juin 2012

بسم الله الرحمن الرحيم

Remerciements

Au terme de ce travail nous tenons à faire louange à « DIEU » qui nous a donné la force d'achever cette réalisation.

Nous tenons à exprimer notre profonde gratitude à notre promoteur Mr. SAIDI Mohamed Mouloud pour ses conseils et son aide précieuse.

Nos sincères remerciements vont également à tous les enseignants du département de génie civil qui nous offrent tout ce savoir.

Nos gratitudes à tous les membres de jury qui font l'honneur de juger notre travail.

Un grand merci à tous ceux qui ont contribué de près ou de loin pour l'élaboration de ce projet surtout DJELLAL ; LEKHAL ; TOUATI et tous les ingénieures qui nous aidons.

YOUSRI KHALED ET GUEMANA ZAKARIA

Dédicaces

Je m'incline devant dieu tout puissant qui m'a ouvert la porte du savoir et m'a aidé à la franchir.

Je dédie ce modeste travail :

A ma chère et tendre mère, source d'affectation de courage et d'inspiration qui a autant sacrifié pour me voir atteindre ce jour.

A mon père source de respect, en témoignage de ma profonde reconnaissance pour tout l'effort et le soutien incessant qui m'a toujours apporté.

A mes frères Anis et Fouad.

A ma sœur : Yasmine.

A toute la famille YOUSRI et la famille KHELIFI.

A mon confrère et binôme ZAKARIA et sa famille pour lequel je souhaite une vie pleine de joie et de réussite.

A mes amis : TOUATI, LEKHAL, DJELLAL, MENAOUAR, MEDRAG, ABDENNOUR, HAMZA, MEROUANE ET SAMIR, ABDELTIF, AMRAOUI, ABDECHAFFI et Les Amis du bazar et la piscine …

A tous mes amis(es) de ma Promotion Du MASTER

A tous ceux que je porte dans mon cœur.

KHALED

Dédicaces

Je m'incline devant dieu tout puissant qui m'a ouvert la porte du savoir et m'a aidé à la franchir.

Je dédie ce modeste travail :

A ma chère et tendre mère, source d'affectation de courage et d'inspiration qui a autant sacrifié pour me voir atteindre ce jour.

A mon père source de respect, en témoignage de ma profonde reconnaissance pour tout l'effort et le soutien incessant qui m'a toujours apporté.

A mon frère Rabeh

A tous mes sœurs

A mon confrère et binôme KHALED et sa famille pour lequel je souhaite une vie pleine de joie et de réussite.

A mes amis : Amine ; abdelrahmen ;samir ;Safra ; raouf ;

abdelchafi ;Yacin ;Adlen ;merouane …

A tous mes amis(es) de ma Promotion de génie civil

A tous ceux que je porte dans mon cœur.

Zakaria

ملخص:

هذا المشروع كما يدل عليه موضوعه يهدف إلى هيكلة ودراسة بناية مكونة من (طابق أرضي +ستة طوابق) ذات استعمال سكني والمقرر بناؤهما في إطار إنشاء 300 مسكن بمدينة قصر البخاري و المصنفة ضمن المنطقة المتوسطة زلزاليا 2 أ.

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 المعمول بها في الجزائر:

*** القواعد الجزائرية المضادة للزلازل .**
*** قانون الخرسانة المسلحة.**

تمت الدراسة الزلزالية وفق الطريقة الرقمية التي تعتمد أساسا على طريقة العناصر المنتهية باستعمال تقنيات برنامج.« ROBOT version 23» لحساب الهياكل.

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

Résumé :

Ce projet est étude de bloc contient **(RDC+6 étages)** à usage d'habitation, dans le cadre de la construction de **300** logements à Ksar Bokhari. Cette région est classée dans la zone de moyenne sismicité **IIa**.

La résistance de la structure aux charges horizontales et verticales est assurée par des portiques contreventés 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 le document technique **CBA93**.

L'étude sismique a été menée suivant la méthode numérique basée sur la méthode des éléments finis moyennant le logiciel **« ROBOT version 23.0 »**.

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

Abstract:

This Project is study of block contain **(ground+6 stories)** for Dwelling, as part Creation of **300** homes in Ksar Bokhari, the region is classified as a Moyne 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 **« ROBOT version 23.0 »**.

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

Remerciements ……

Résumé ……

Sommaire ……

Liste des tableaux……

Liste des figures ……

Notations ……

Sommaire

CHAPITRE I: Présentation de l'ouvrage

I.1. Introduction……1

I.2. Présentation de l'ouvrage……1

I.2.1. Caractéristiques géométriques……1

I.2.2.Ossature ……1

I.2.3.Classification du bâtiment selon (*RPA 99 versions 2003*)……1

I.2.4.Plancher ……1

I.2.5.Escalier ……1

I.2.6.Maconnerie……1

I.3. Caractéristiques mécaniques des matériaux……2

I.3.1.Beton …… 2

I.3.2.Aciers ……4

I.4. Hypothèses de calcul……6

CHAPITRE II: PRÉ DIMENSIONNEMENT

II.1. Introduction……..7

II.2. Pré dimensionnement des dalles……7

II.3. Evaluation des charges et surcharges……7

II.3.1.Plancher terrasse inaccessible ……7

II.3.2. Plancher étage courant ……8

II.3.3.Maconnerie …… ……9

II.4. Pré dimensionnement……9

II.4.1. Les portiques……9

II.4.1.1. Les poutres……10

II.4.1.2. Les poteaux……13

II.4.2. Les voile……17

CHAPITRE III: CALCUL DES ÉLÉMENTS SECONDAIRES

III.1. Acrotère……19

III.1.1. Introduction……19

III.1.2. Evaluation des charges ……19

III.1.3.determination des efforts ……20

III.1.4. Ferraillage de l'acrotère ……20

III.1.5. Vérification de la section d'acier a L'ELS……22

III.1.6.Verification de l'effort tranchant……24

III.1.7.Verification de la contrainte de cisaillement du béton ……24

III.1.8.Verification de l'acrotère au séisme……24

III.2. Plancher en corps creux……26

III.2.1.Introduction……26

III. III.2.2.Etude des poutrelles ……26

III.3. Escaliers……45

III.3.1.Introduction …… ……45

III.3.2.Définition des éléments d'un escalier ……45

III.3.3.Evaluation des charges …….. ……47
III.3.4.Scéma statique ……48
III.3.5.Combinison des charges ……48
III.3.6.Diagramme des efforts internes ……49
III.3.7.Calcul des armatures…… …… 50
III.3.8.Vérifications……51
III.3.9.Verification a l'ELS……58

IV.ETUDE DYNAMIQUE

IV.1. Introduction ……61
IV.2. Caractéristiques géométriques de la structure ……61
IV. 2.1. Centre de masse ……61
IV.2.2. Centre de rigidité (torsion) ……62
IV.2.3.Excentricité statique (théorique) ……65
IV.2.4.Excentricité accidentelle……66
IV. 2.5.Choix de la méthode de calcul ……67
IV.2.6.Les trois premiers modes propre……69
IV.2.7.Participation massique ……72
IV .2.8.Vérifications……73

V. CALCUL DES ELEMENTS RESISTANTS

V.1. Calcul des poutres ……80
V.1.1. Introduction ……80
V.1.2. Combinaisons des charges……80
V.1.3. Recommandations des règlements ……80
V.1.4. Ferraillage à l'Etat Limite Ultime ……82
V.1.5. Vérifications des contraintes à l'Etat Limite Service…… 83
V.1.6. Vérification de la flèche ……85

V.2. Calcul des poteaux ……86
V.2.1. Détermination des armatures longitudinales……86
V.2.1.a. Recommandations des règlements……86
V.2.1.b. sollicitations extrêmes de ferraillage……87
V.2.1.c. Etat limite de stabilité de forme par **«CBA93 »:**……87
V.2.2. Détermination des sections d'acier……88
V.2.3.Verification a l'Etat Limite Service……89
V.2.4.Justification des poteaux vis-à-vis de l'effort tranchant……90
V.2.5.Calcul des armatures transversales ……90
V.3. Calcul des voiles……93
V.3.1. Introduction……93.
V.3.2. Les voiles pleins……93
V.3.2.1. Armatures verticales……95
V.3.2.2. Armatures horizontales……95
V.3.2.3. Armatures transversales……96
V.3.2.3.a. Recommandations pour les voiles et les trumeaux ……97
VI. ETUDE DE L'INFRASTRUCYURE
VI.1. Introduction ……103
VI.2. type de la fondation ……103
VI.3. Connaissance du site & du sol ……103
VI.4. Choix du type de fondation ……104
VI.4.1.Calcul des semelles isolées ……104
VI.4.1.a. Ferraillage des semelles isolées……107
VI.4.2. Calcul des semelles filantes……109
VI.4.2.a. Semelles filantes sous voile ……110
VI.4.2.b.Semelle filante sous (deux poteaux) ……112
VI.4.2.c.Ferraillage Longitudinal (poutre de libage) ……115
VI.5. Les longrines ……120
VI.5.1. Pré dimensionnement ……120
VI.5.2. Sollicitations ……120
VI.5.3. Ferraillage ……120

LISTE DES TABLEAUX

Tableau II.1: Dégression des charges ……14

Tableau II.2 : Choix des sections des poteaux centraux ……16

Tableau II.3 : Choix des sections des poteaux de rives ……16

Tableau II.4 : Choix des sections des poteaux d'angles……17

Tableau II.5 : Coffrages des poteaux par étage ……..17

Tableau III.1: Charges permanentes et surcharges d'exploitation de l'acrotère……..19

Tableau III.2 : les efforts sur l'acrotère à l'état limite ultime et l'état limite de service……20

Tableau III.3: Dimensions et caractéristiques des matériaux……20

Tableau.III.4 : Tableau récapitulatif du calcul des sections d'armatures en travée ……38

Tableau.III.5 : Tableau récapitulatif du calcul des sections d'armatures sur appuis……..38

Tableau.III.6 : Tableau récapitulatif pour la vérification à l'ELS ……40

Tableau.III.7 : Récapitulatif du calcul de la flèche……41

Tableau III.8 : Charge à l'ELU et l'ELS……48

Tableau III.9 : Ferraillage de l'escalier ……51

Tableau III.10 : Vérification à l'E.L.S ……53

Tableau III.11 : ferraillage (armatures longitudinales) de poutre palière……56

Tableau III.12 : Vérification à l'E.L.S de poutre palière ……..59

Tableau IV.1 : valeur du centre de masse……..61

Tableau IV.2 : valeur du centre de torsion……62

Tableau IV.3 d'excentricité théorique……63

Tableau IV.4 d'excentricité accidentelle……64

Tableau IV. 5. calculs du facteur qualité…….. 66

Tableau IV.6.Périodes et facteurs de participation massique……..67

Tableau IV.8.Vérification des périodes……70

Tableau IV.9. : Vérification de l'effort tranchant dans la base……72

Tableau IV.10. Vérification des déplacements ……72

Tableau IV.11 : forces sismiques suivant (x)……75

Tableau IV.12 : forces sismiques suivant (y)……75

Tableau IV.13 : forces sismiques suivant (x) et (y) et moment de reversement……77

LISTE DES TABLEAUX

Tableau IV.14 : moment de stabilité suivant(x) et (y)……..78

Tableau IV.15 Vérification l'effet P-Δ sens X……...79

Tableau IV.16 Vérification l'effet P-Δ sens Y……79

Tableau V.1. Les données de calcul……81

Tableau V.2: Ferraillage des poutres porteuses en travée et aux appuis……82

Tableau V.3: Ferraillage des poutres non porteuses en travée et aux appuis……..82

Tableau V.4: Vérifications des contraintes des poutres porteuses à l'E.L.S……82

Tableau V.5: Vérifications des contraintes des poutres non porteuses à l'E.L.S……..83

Tableau V.6. Valeurs des contraintes de cisaillement des poutres porteuses……...84

Tableau V.7. Vérification des contraintes de cisaillement des poutres non porteuses……85

Tableau V.8: Vérification de la flèche……..85

Tableau V.9: Les Armatures longitudinaux des poteaux ……89

Tableau V.10: Vérification à l'E.L.S……89

Tableau V.11: Valeurs des contraintes limites de cisaillement……90

Tableau V.12: Armatures transversales des poteaux……91

Tableau V.13 : Les données de calcul……..97

Tableau V.14 : Armatures verticales dans les voiles pleins sens (X)……...99

Tableau V.15 : Armatures verticales dans les voiles pleins sens (Y)……100

Tableau V.16 : Vérification a l'effort tranchant des voiles (V_1, V_2)……..101

Tableau VI.1 : récapitulation de la méthode de calcul des semelles isolées……...……...106

Tableau VI.2 : Dimensionnement des semelles isolées S_1, S_{11}, S_{14} à l'ELS 106

Tableau VI.3 : Vérification des contraintes des semelles isolées S_1, S_{11}, S_{14}l'ELU……..107

Tableau VI.4 : Calcul du ferraillage des semelles isolées TYPE (1, 2,3) à l'ELU……107

Tableau VI.5 : Calcul du ferraillage des semelles isolées TYPE (1, 2, 3) à l'ELS ……...…108

Tableau VI.6 : Ferraillage final de semelle isolée TYPE (1, 2, 3) et leur espacement……...108

Tableau VI.7 : Vérification des longueurs de scellement de semelle isolée TYPE(1,2,3).. ……..108

Tableau VI.8 : Vérification de la stabilité au renversement des semelles isolées TYPE (1, 2, 3)…….109

Tableau VI.9 : dimensionnement des semelles filantes sous voiles à l'ELS……..….. 111

Tableau VI.10: ferraillage des semelles filantes (SF1, SF2) sous voiles à l'ELU ……111

LISTE DES TABLEAUX

Tableau VI.11 : ferraillage des semelles filantes (SF1, SF2) sous voiles à. l'ELS……111

Tableau VI.12 : le ferraillage finale des filantes (SF1, SF2) sous voiles ……..……..111

TableauVI.13 : Vérification des longueurs de scellement des semelles filantes (SF1, SF2)……112

Tableau VI.14 : Vérification de la stabilité au renversement des semelles filantes (SF1,SF2)…….112

Tableau VI.15 : Dimensions des semelles filantes sous poteaux ……113

Tableau VI.16 : ferraillage du semelle filante (SF5)sous deux poteaux à l'ELU ……...114

Tableau VI.17 : ferraillage du semelle filante (SF5) sous deux poteaux s à l'ELS ……..114

Tableau VI.18 : le ferraillage finale du semelle filante (SF5) sous deux poteaux……..…….114

Tableau VI.19 : Vérification des longueurs de scellement de la semelle filante (SF5)……....115

Tableau VI.20: Les Vérification de la stabilité au renversement du semelle filante (SF5)……115

Tableau VI.21 : Dimensionnement de la poutre de libage ……..…...116

Tableau VI.22 : Détermination des valeurs de (q) de la poutre de libage ……..116

Tableau VI.23 : Détermination des moments de la poutre de libage ……..……...117

Tableau VI.24:Calcul des armatures longitudinales de la poutre de libage……..…..…118

Tableau VI.25 : vérifications des armatures longitudinales de la poutre de libage à l'ELS ……..118

Tableau VI.26 : Calcul des armatures transversales de la poutre de libage…….....119

Tableau VI.27 : Valeurs de α ……..……120

LISTE DES FIGURES

FIGURES **TITRE** **PAGE**

Figure I.1: Diagramme contrainte déformation a l'ELU 4

Figure I.2 : Diagramme contrainte-déformation a l'ELS.....4

Figure I.3.: Diagramme contrainte-déformation de l'acier a l'ELU.....5

Figure II .1: composants d'un plancher terrasse.....8

Figure II .2: composants d'un plancher courant.....8

Figure II.3.Section réduite du poteau 15

Figure II.4.Shema du voile 18

Figure III .1 : L'acrotère 19

Figure III .2 : Section de béton armé à l'E.L.U 20

Figure. III .3 : Ferraillage de l'acrotère 25

Figure III.4.Coupe du plancher en corps creux.....26

Figure III.5. Corps Creux 26

Figure.III.6: Diagramme de L'effort tranchant.....30

Figure.III.8: Diagramme de moment fléchissant (2 travées).....32

Figure.III.9: Diagramme de L'effort tranchant (2 travées).....32

Figure.III.10: Diagramme de moment fléchissant (3 travées).....34

Figure.III.11: Diagramme de L'effort tranchant (3travées).....34

Figure.III.12: Diagramme de moment fléchissant (5 travées).....36

Figure.III.13: Diagramme de L'effort tranchant (5 travées).....36

Figures III.14.Disposition constructive des armatures des poutrelles.....43

Figures III.15.Disposition constructive des armatures de la table de compression.....44

Figure III.16 : Dimensions de l'escalier.....45

Fig. III.17 poutre palière 54

FigIII.18 Diagramme des sollicitations de poutre palière à l'E.L.U.....55

FigIII.19 Diagramme des sollicitations de poutre palière à l'E.L.S 56

Figure IV .1 : Inerties des voiles et des poteaux.....62

LISTE DES FIGURES

Figure.IV.2.Spectre de réponse……66

Figure.IV.3.Premier mode de (translation suivant l'axe X)……67

Figure IV .4 : 2eme mode propre (translation pure suivant l'axe y)……68

Figure IV .5 : 3eme mode propre (rotation pure autour de l'axe z)……68

Figure IV .6 : Les forces agissent sur la stabilité au renversement……73

Figure IV .7 : Distribution des forces sismiques… ……75

Figure.IV.8.Moment de renversement ……76

Figure V.1 : Disposition des armatures pour les poutres……86

Figure.V.2.Definition de la zone nodale dans les poteaux……87

Figure V.3 : Disposition des armatures pour les poteaux …… ……92

Figure V.4 : Diagramme des contraintes (SPC)……94

Figure V.5 : Diagramme des contraintes (SET)……94

Figure V.6 : Diagramme des contraintes (SEC)……95

Figure.V.7.Schema d'un voile plein et disposition du ferraillage……97

Figure V.8 : Disposition des armatures verticales dans les voiles ……97

Figure V.9 : Disposition des voiles V1 et V2……99

Figure VI.1 : Semelle isolée sous poteau……105

Figure VI.2 : Schéma d'une semelle filante sous poteaux … ……109

Figure VI.3 : Schéma d'une semelle filante sous voile……110

FIG.VI.4.Semelle filante sous (deux poteaux)……112

Figure VI.5 : Ferraillage des longrines ……122

NOTATIONS

Majuscules romaines :

A : Section d'acier tendu.
A' : Section d'acier comprimé.
A max, Ami n: : Section d'acier maximale et minimale
B : Aire du béton.
Br : Section réduite du béton d'un poteau.
Bt : Section de la partie tendue.
Lt : Largeur de la section tendue.
Mt : Masse torsionnelle.
E.L.S : Etat Limite de Service.
E.L.U : Etat Limite Ultime.
Ev : Module de déformation longitudinale différée du béton.
Ei : Module de déformation longitudinale instantanée du béton.
Es : Module de déformation longitudinale de l'acier.
I : Moment d'inertie.
Ie : Moment d'inertie équivalent.
M : Moment fléchissant.
Mt : Moment fléchissant en travée d'une poutre.
Ma : Moment fléchissant en appui d'une poutre.
Mu : Moment fléchissant à l'E.L.U.
Mser : Moment fléchissant à l'E.L.S '
N : Effort normal.
Nser : Effort normal de service.
NU : Effort normal ultime.
Tu : Effort tranchant ultime.
G : Charge permanente.
Q : Charge d'exploitation.
E : Charge sismique.

Minuscules romaines :

h: Hauteur de la section du béton.
b : Largeur de la section du béton.
b0 : Largeur de la nervure du béton (section en Té.)
c, c' : Enrobage supérieur et inférieur.
d : Hauteur utile d'une section.
f : Flèche.
fcj : Résistance caractéristique du béton à la compression à « j » jours.
fc28 : Résistance caractéristique du béton à la compression à « 28 » jours.
fe : Limite d'élasticité de l'acier.

ftj : Résistance conventionnelle de la traction du béton à « j » jours.
ft28 : Résistance conventionnelle de la traction de béton à «28 » jours.
i : Rayon de giration.
If : Longueur de flambement,
St : Espacement de cours d'armature transversale.

Majuscules grecques :

Δ : Variation.
∑ : sommation.
Φ: Diamètre nominal d'une barre d'aciers.
W : poids.

Minuscules grecques :

α: Angle.
γ : Coefficient de sécurité.
ε: Déformation relative.
η: Coefficient de fissuration.
λ:: Élancement mécanique.
μ: Coefficient de frottement.
ν: Coefficient de POISSON.
ρ : Rapport de deux dimensions
σ : Contrainte normale.
τ : Contrainte tangentielle.
δ: Déplacement d'un niveau.

Autres notations :

A.N : Axe neutre.
C.V : Condition vérifiée.
C.N.V : Condition non vérifiée.

CHAPITRE II

PRESENTATION DE L'OUVRAGE

I.1. INTRODUCTION :

Ce projet consiste en l'étude d'un bâtiment en (***R+6***) à usage d'habitation. L'ouvrage sera implanté à Ksar Bokhari qui est classée comme zone de moyenne sismicité (***Zone II_a***) selon le classement des zones établis par le règlement parasismique Algérien **(*RPA 99 version 2003)***.

I.2. Présentation de l'Ouvrage :

L'objet de notre projet est l'étude des éléments résistants d'un bâtiment constitué d'un seul bloc de forme irrégulière en plan.

I.2.1. CARACTÉRISTIQUES GÉOMÉTRIQUES :

Dimensions en élévation :

- Hauteur totale du bâtiment…….....*21,42 m*
- Hauteur du rez-de-chaussée…….... *3,06 m*
- Hauteur de l'étage courant ……..*3,06 m*

Dimensions en plan :

- Longueur totale en plan ……*26,15 m*
- Largeur totale en plan ……19*,00 m*

I.2.2. OSSATURE :

Le bâtiment est constitué par des portiques auto stables en béton armé et des voiles de contreventement suivant les deux sens, Donc d'après le **(*RPA 99 version 2003*)** le système de contreventement du bâtiment est un système de « contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques » (type 4b).

I.2.3. CLASSIFICATION DU BÂTIMENT SELON le (RPA 99 versions 2003) :

Le bâtiment est un ouvrage classé dans le « ***groupe 2*** **»,** car il est à usage d'habitation dont la hauteur ne dépasse pas *48 m*.

I.2.4. PLANCHER :

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

- Plancher en corps creux.

I.2.5. ESCALIER **:**

La structure comporte une seule cage d'escalier du rez- de- chaussée au $4^{ème}$ étage, l'escalier est constitué de deux volées et d'un palier de repos.

I.2.6. MAÇONNERIE :

La maçonnerie du bâtiment est réalisée en briques creuses :

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

I.3. CARACTÉRISTIQUES MÉCANIQUES DES MATÉRIAUX :

Les caractéristiques des matériaux utilisés dans la construction du bâtiment doivent être conformes aux règles techniques de construction et de calcul des ouvrages en béton armé (***BAEL91)*** et tous les règlements applicables en Algérie **(*RPA 99 version 2003*** et ***CBA93)***.

I.3.1. BÉTON :

a. Composition du béton :

Le béton est un matériau constitué par le mélange des proportions convenables, de ciment, de granulats (graviers, sable) et d'eau de gâchage.

La composition courante de $1m^3$ de béton est:

- *350 Kg* de ciment *CPJ 42,5*
- *400 l* de sable $D_g \leq 5\ mm$
- *800 l* de gravillon $5mm \leq Dg \leq 25\ mm$
- *175 l* d'eau de gâchage.

Pour sa mise en œuvre, le béton doit être maniabilité et il doit présenter certains critères à savoir :

1. une résistance mécanique élevée.
2. un retrait minimum.
3. une bonne tenue dans le temps.

b. Résistance du béton :

b.1. Résistance du béton à la compression:

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

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

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

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

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

b.2. Résistance du béton à la traction :

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

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

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

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

$f_{c28} = 25\ MPa$, on trouve $f_{tj} = 2{,}1\ MPa$

c. Module de déformation longitudinale :

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

c.1. Module d'élasticité instantané « Eij » :

Il est mesuré à partir de la courbe (σ - ξ) d'un teste de courte durée, il représente le module d'élasticité sous chargement accidentel **[2]**.

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

c.2. Module d'élasticité différé «Evj» :

Il est mesuré à partir de la courbe (σ - ξ) d'un teste de longue durée, il représente le module d'élasticité sous chargement durable ou transitoire **[6]**.

$$E_{vj} = 3700\left(f_{cj}\right)^{1/3}$$

Pour notre cas: $f_{cj} = f_{c28} = 25MPa \rightarrow \begin{cases} E_{ij} = 32164{,}20MPa \\ E_{vj} = 10818{,}86MPa \end{cases}$

d. Coefficient de poisson :

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

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

- **E.L.U :** $\nu = 0{,}0$ calcul des sollicitations (béton fissuré)
- **E.L.S :** $\nu = 0{,}2$ calcul des déformations (béton non fissuré)

e. Poids volumique :

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

f. Les contraintes limites de calcul :

f.1. Contraintes limites à l'état limite ultime (E.L.U):

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

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

Avec :

γ_b : Coefficient de sécurité.

Tel que :

$\gamma_b = 1{,}5$ cas des situations durables ou transitoires……. $f_{bu} = 14{,}17\ MPa$

$\gamma_b = 1{,}15$ cas des situations accidentelles……..... $f_{bu} = 18{,}48\ MPa$

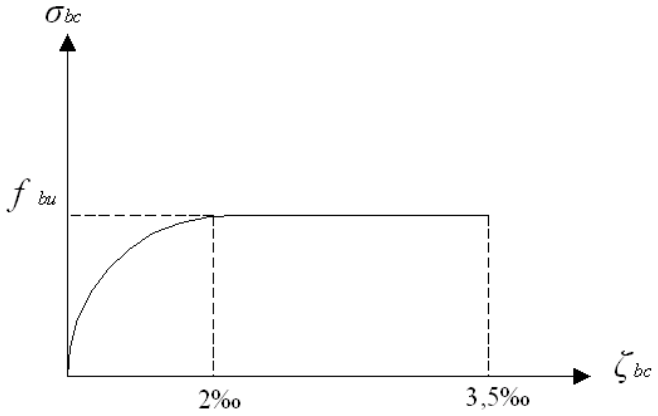


Figure.I.1: Diagramme contraintes-déformations à l'ELU

f.2. Contraintes limites à l'état limite de service (E.L.S):

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

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

La contrainte limite de service est donnée par : $\sigma_{bc} = 0{,}6\, f_{c28}$

f_{c28} *=25 MPa* on trouve : $\sigma_{bc} = 15MPa$

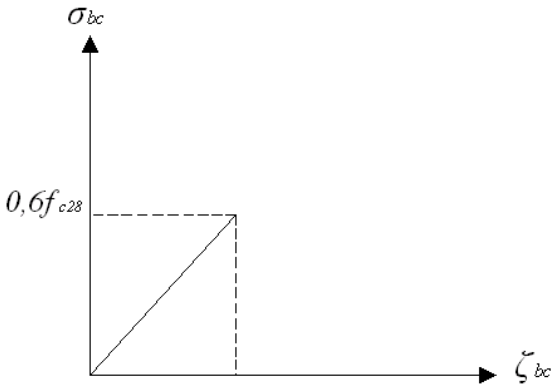


Figure.I.2: Diagramme contraintes-déformations à l'ELS

I.3.2. ACIERS :

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

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

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

a. Les limites élastiques :

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

b. Module d'élasticité des aciers :

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

$$E_s = 2{,}1.10^5 \ MPa$$

c. Les contraintes limites de calcul :

c.1. Contraintes limites à l'état limite ultime (E.L.U):

On adopte le diagramme contrainte- déformation suivant:

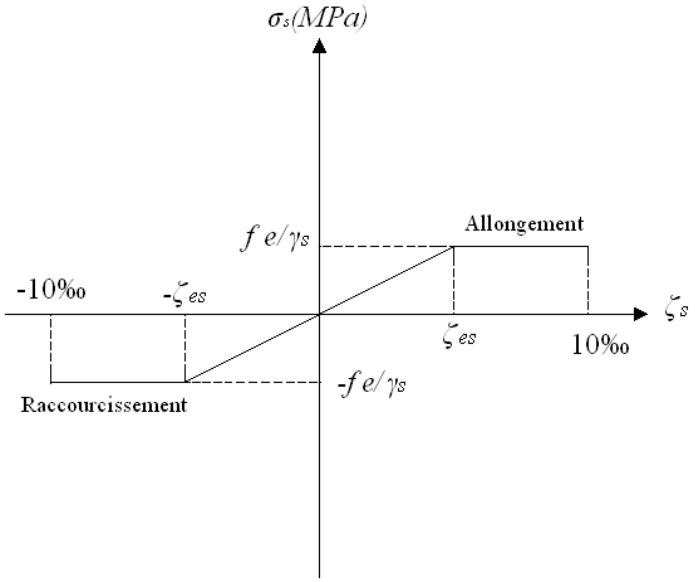


Figure.I.3: Diagramme contraintes-déformations de l'acier à l'ELU

f_e **:** Contrainte limite élastique.

ξ_s **:** Déformation (allongement) relative de l'acier $\rightarrow \zeta_s = \dfrac{\Delta L}{L}$

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

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

γ_s: Coefficient de sécurité de l'acier.

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

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

c.2. Contraintes limites à l'état limite de service (E.L.S):

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

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

η : Coefficient de fissuration

η *=1,00* pour les aciers ronds lisse.
η *=1,60* pour les aciers à haute adhérence.

d. Le coefficient d'équivalence :

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

n : Coefficient d'équivalence.
E_s : Module de déformation de l'acier.
E_b : Module de déformation du béton.

I.4. HYPOTHESES DE CALCUL :

Le calcul en béton armé est basé sur les hypothèses suivantes pour l'état ultime de résistance :

- Les sections droites restent planes après déformation.
- Il n'y a pas de glissement entre les armatures d'acier et le béton.
- Le béton tendu est négligé dans le calcul de la résistance à cause de sa faible résistance à la traction.
- Le raccourcissement unitaire du béton est limité à *3,5 ‰* en flexion simple ou composée et à *2‰* dans la compression simple
- L'allongement unitaire dans les aciers est limité à *10‰.*
- La contrainte de calcul, notée « σ_s » et qui est définie par la relation : $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$ est égale a *:*

  ♦ Rond lisse $\begin{cases} \sigma_s = 204{,}34MPa & \text{situation durable} \\ \sigma_s = 235MPa & \text{situation accidentelle} \end{cases}$

  ♦ Haute adhérence $\begin{cases} \sigma_s = 348MPa & \text{situation durable} \\ \sigma_s = 400MPa & \text{situation accidentelle} \end{cases}$

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

CHAPITRE III

PREDEMENSSIONEMENT

II.1. INTRODUCTION

Avant d'entamer tout calcul, il est plus pratique d'estimer l'ordre de grandeur des éléments de la structure, pour cela des règlements en vigueur, notamment le " ***RPA99 version 2003*** " **[2]**, mettent au point ce qui est nécessaire pour un pré dimensionnement à la fois sécuritaire et économique.

La phase de Prédimensionnement est une phase de conception et de dimensionnement des éléments de la structure, ce dimensionnement se limite aux planchers, aux poutres, les poteaux et les voiles.

II.2. PRÉDIMENSIONNEMENT DES PLANCHERS

Plancher en corps creux :

$$\frac{L}{25} \le e \le \frac{L}{20} \quad \textbf{[4]}$$

Avec :

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

L : La distance maximale de la poutre entre nus des appuis, $L_{max} = 3{,}75m \Rightarrow 15cm \le e \le 18{,}75cm$

On prend : (16+4) cm.

II.3. EVALUATION DES CHARGES ET SURCHARGES

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

II.3.1. PLANCHER TERRASSE INACCESSIBLE

a. Charges permanentes :

N°	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m^3) [4]	Poids surfacique (KN/m^2)
1	Gravier roulé 8 / 15	0.05	18	0.90
2	Etanchéité multicouche	0.02	6	0.12
3	Papier kraft	-	-	0.50
4	Film polyane	-	-	0.05
5	Liège (isolant)	0.04	4	0.16
6	Forme de pente	0.1	20	2.00
7	par-vapeur	0.01	5	0.05
8	Plancher (16 + 4)	0.16 + 0.04	-	2.85
9	Enduit plâtre	0.02	10	0.20
Charge permanente « G »				**6.83**

b. Surcharge d'exploitation :

Terrasse inaccessible ***Q=1,00kN/m²***

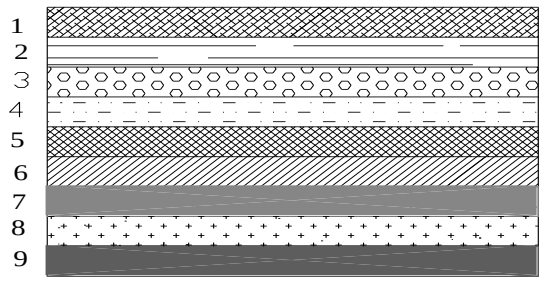


Figure II.1. Composants d'un plancher terrasse

II.3.2. PLANCHER ETAGE COURANT

a. Charges permanentes :

N°	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m^3) [4]	Poids surfacique (KN/m^2)
1	Carrelage	0.02	22	0.44
2	Lit de sable	0.02	18	0.36
3	Mortier de pose	0.02	20	0.40
4	Plancher (16 + 4)	0.16+0.04	-	2.85
5	Enduit plâtre	0.02	10	0.20
6	Cloisons intérieures	0.1	-	0.90
Charge permanente «G »				**5.33**

b. Surcharge d'exploitation :

Q=1,50kN/m²…….. (Habitation)

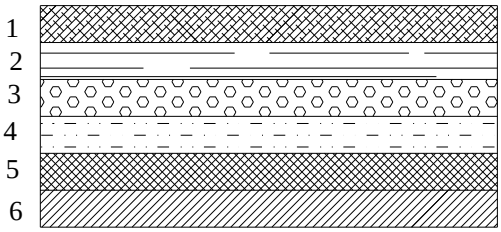


Figure II.2. Composants d'un plancher courant

b. charge d'exploitation :

Les Charge d'exploitation exprimé en (KN/ m²) sont :

- *RDC + les étages* *1,5.*
- *Balcon* *3,5.*
- *Escalier* *2,5.*

II.3.3. MAÇONNERIE

Murs extérieurs (double cloison) : *Les murs extérieurs sont en double cloisons, et sont réalisés en briques creux de 10 cm d'épaisseur et d'une âme d'air de 5cm.*

N°	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m^3) [4]	Poids surfacique (KN/m^2)
1	Enduit plâtre	0.01	10	2 x 0.1
2	Enduit ciment	0.02	18	2 x 0.36
3	Brique creuse	0.1	-	2 x 0.9
4	Lame d'aire	0.05	-	-
Charge permanente «G »				**2.72**

Murs intérieurs (simple cloison):

Tableau: Charges permanentes des murs intérieurs

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	90	0,90
3	Enduit en plâtre	0,02	18	0,36
Charge permanente «G »				**1.62**

II.4. PRÉDIMENSIONNEMENT

II.4.1. LES PORTIQUES

Le système des portiques est constitué des éléments horizontaux (les poutres) et des éléments verticaux (les poteaux).

II.4.1.1. LES POUTRES

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

1- Choix des sections des poutres selon les formules empiriques données par le « ***CBA 93*** » **[1]** et vérification selon « ***RPA 99 version 2003*** » **[2]**.
2- Vérification de la flèche pour la section choisie.

a. Poutres principales (porteuses) :

- ***D'après le « CBA 93 » [1] :***

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

$* 0{,}3h \le b \le 0{,}7h$

Avec :

L : La portée maximale de la poutre entre nus des appuis.

h: La hauteur de la section.

b: La largeur de la section.

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

On a : L=4,9 *m*

$$\frac{L}{15} \le h \le \frac{L}{10} \Rightarrow 32{,}66\,cm \le h \le 49{,}00\,cm$$

On prend : ***h=45cm***

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

$$h = 45cm : 0{,}3h \le b \le 0{,}7h \Rightarrow 13{,}5cm \le b \le 31{,}5cm$$

On prend : ***b***=30 ***cm***

- ***Vérification selon le « RPA 99 version 2003 » [2] :*** (Zone sismique II_b)

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

$$\begin{cases} b \ge 20cm \Rightarrow b = 30cm \succ 20cm.....vérifier \\ h \ge 30cm \Rightarrow h = 45cm \succ 30cm.....vérifier \\ \frac{h}{b} \le 4 \Rightarrow \frac{h}{b} = 1{,}5 \prec 4.....vérifier \end{cases}$$

- ***Condition de rigidité :***

On doit vérifier que :

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

$$\frac{45}{525} = 0{,}0857 \succ 0{,}0625.....vérifier$$

b. Poutres secondaires (non porteuses) :

- ***D'après le « CBA 93 » [1] :***

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

$* 0{,}3h \le b \le 0{,}7h$

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

On a : L=3,75 m

$$\frac{L}{15} \le h \le \frac{L}{10} \Rightarrow 25{,}00cm \le h \le 37{,}5cm$$

On prend : ***h=35cm***

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

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

On prend : ***b=30 cm***

- ***Vérification selon le « RPA 99 version 2003 » [2] :*** (Zone sismique II_a)

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

$$\begin{cases} b \ge 20cm \Rightarrow b = 25cm \ge 20cm.....vérifier \\ h \ge 30cm \Rightarrow h = 35cm \succ 30cm.....vérifier \\ \frac{h}{b} \le 4 \Rightarrow \frac{h}{b} = 1{,}4 \prec 4.....vérifier \end{cases}$$

- ***Condition de rigidité :***

On doit vérifier que :

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

$$\frac{35}{375} = 0{,}0933 \succ 0{,}0625.....vérifier$$

- ***Vérification de la flèche « CBA 93 » [1] :***

On doit vérifier que : $f_{\max} \le \bar{f}$

Avec : $\bar{f} = \begin{cases} 0{,}5 + \frac{L(cm)}{1000} & si \quad L \succ 5m \\ \frac{L(cm)}{500} & si \quad L \le 5m \end{cases}$

Dans le cas d'une poutre hyperstatique avec une charge uniformément répartie ; la flèche maximale est donnée par :

$$f_{\max} = \frac{qL^4}{384E_{vj}I_b}$$

Avec :

L : La portée de la poutre.

h: La hauteur de la section de la poutre.

f_{max}: La flèche maximale de la poutre.

q: Charge uniformément répartie déterminée à E.L.S *(q=G+Q)*.

G : Charge permanente reprise par la poutre.

Q : Charge d'exploitation supportée par la poutre.

I_b : Moment d'inertie de la poutre par rapport au plan de flexion $\left(I_b = \frac{bh^3}{12} \right)$

E_{vj} : Module d'élasticité différé du béton armé *(E_{vj}=10818,86MPa)*.

1- Sens porteurs (L=4,90m) :

$$\bar{f} = \frac{L(cm)}{500} = 0{,}98cm \quad ; \quad E_{vj} = 10818{,}86MPa \quad ; \quad I_b = 227812{,}50cm^4$$

Poids propre de la poutre de la plus portée est : P = 0,45x0, 3x25 =3,375 kN/ml.
La poutre la plus sollicitée est la poutre du plancher de terrasse.
La charge uniformément repartie est déterminé comme suite:
Q_{ser} = (G + Q) x 3,1 = (6,83+1) x 3,1 = 24,273 kN/ml.
Donc :
q = 24,273+3,375 = 27,648 kN/ml.

Poids de double cloison est égal :
P_1= 2,81 ×3,06 = 8,60 kN/ml.
Donc : q_{ser} = (8,60 + 1,75) × 4,10= 42,44 kN/ml.

$$f^{max} = \frac{2{,}76 \text{ x}490\text{^}4}{384\text{x}228712{,}5\text{x}1081886} = 0{,}0017cm$$

$$f^{max} = 0{,}0017cm \prec 0{,}98cm.....vérifiée$$

2- Sens non porteurs (L=3,75m) :

$$\bar{f} = \frac{L}{500} = 0{,}75cm \quad ; \quad E_{vj} = 10818{,}86MPa \quad ; \quad I_b = 89322{,}92cm^4$$

Poids propre de la poutre de la plus portée est : P = 0,35x0, 20x25 =2,19 kN/ml.

$$q = G + Q = (5{,}33x3{,}35 + 25x0{,}25x0{,}35) + 1{,}5x3{,}35 = 25{,}07kN/ml$$

$$f^{max} = 0{,}0013cm \prec 0{,}75cm.....vérifiée$$

- ***Conclusion :***

- Poutres porteuses…… ***(b x h)= (30x45) cm2***
- Poutres secondaires……. ***(b x h)= (30x35) cm2***

II.4.1.2. LES POTEAUX

a. Principe :

Les poteaux sont près dimensionnés en compression simple en choisissant les poteaux les plus sollicités de la structure. C'est-à-dire, un poteau central, un poteau de rive et un poteau d'angle.

Chaque type de poteau est affecté de la surface du plancher chargé lui revenant, et on utilisera un calcul basé sur la descente de charge. On appliquera la loi de dégression des charges d'exploitation.

b. Etapes de pré dimensionnement (calcul) :

- choix du poteau le plus sollicité ;
- Calcul de la surface reprise par chaque poteau ;
- Evaluation de l'effort normal ultime de la compression à chaque niveau ;
- La section du poteau est alors calculée aux états limite ultime (ELU) vis-à-vis de la compression simple du poteau ;
- La section du poteau obtenue doit vérifier les conditions minimales imposée par le « ***RPA99 version 2003*** » **[2]** ;
- Vérifier la section à l'E.L.U.

c. Loi de dégression :

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

Q : Charge d'exploitation.

Ce qui donne : $Q_0 + \frac{3+n}{2n}(Q_1 + Q_2 + ... + Q_n)$ Donnée par « ***CBA 93*** » **[1]**

Avec :

n: Nombre d'étage.

Q_0 : La structure d'exploitation sur la terrasse.

$Q_1, Q_2, ..., Q_n$: Les surcharges d'exploitation des planchers respectifs

Tableau II.1 : Dégression des surcharge

Niveau des planchers	Surcharge	∑ surcharge	∑ surcharge (kN)
T	Q_0	$\sum_0=Q_0$	14,365
P6	Q_1	$\sum_1=Q_0+Q_1$	35,913
P5	Q_2	$\sum 2= Q0+0,95(Q1+Q2)$	55,305
P4	Q_3	$\sum 3= Q0+0,90(Q1+Q2+Q3)$	72,543
P3	Q_4	$\sum 4= Q0+0,87(Q1+Q2+Q3+Q4)$	89,350
P2	Q_5	$\sum 5= Q0+0,80(Q1+Q2+Q3+Q4+Q5)$	100,555
P1	Q_6	$\sum 6= Q0+0,75(Q1+Q2+Q3+Q4+Q5+Q6)$	143,65
P.RDC	Q_7	$\sum 7= Q0+0,71 (Q1+……+Q7)$	165,198

d. Dimensionnement des poteaux :

Le pré dimensionnement est déterminé en supposant que les poteaux sont soumis à la compression selon la formule suivante :

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

Avec :

* N_u : Effort normal ultime (compression) $=1,35G+1,5Q$.
* α : Coefficient réducteur fonction de l'enlacement mécanique $(\alpha = f(\lambda))$.

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

l_f: Longueur de flambement.

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

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

B : Surface de la section du béton $(B=a \times b)$.

* γ_b : Coefficient de sécurité pour le béton $(\gamma_b=1,50)$……..situation durable.
* γ_s : Coefficient de sécurité pour l'acier $(\gamma_s=1,15)$……situation durable.
* fe : Limite élastique de l'acier $(fe=400MPa)$.
* f_{c28} : Contrainte caractéristique du béton à 28 jours $(f_{c28}=25MPa)$.
* A_s : Section d'acier comprimée.
* Br : Section réduite d'un poteau, obtenue en réduisant de sa section réelle $1cm$ d'épaisseur sur toute sa périphérie $(Br= (a-0,02)*(b-0,02))\ [m^2]$.

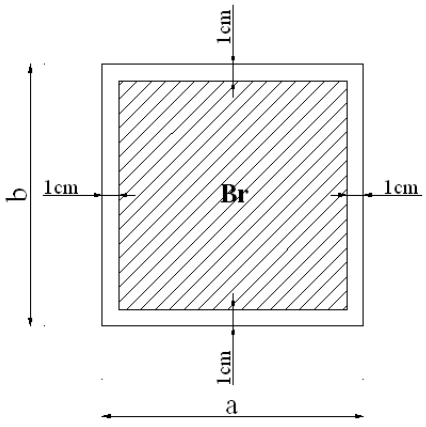


Figure .II.1: Section réduite du poteau

* Selon le "***CBA 93***" **[1] :**

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

On cherche à dimensionner le poteau de

Telle sorte que : $\frac{A_s}{B} = 1\%$

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

Pour les poteaux carrés, il est préférable de prendre $\lambda = 35 \rightarrow \alpha = 0{,}708$

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

$$Br \geq \frac{0.9\gamma_b(N_u * \gamma_s - \alpha * A_s * Fe)}{\alpha\gamma_s f_{c28}} = 0.068N_u$$

e. Le minimum requis par le « RPA99 version 2003 » [2] :

Pour une zone sismique II_b, on doit avoir au minimum :

$$\begin{cases} * \ Min(a;b) \geq 30cm \\ * \ Min(a;b) \succ \dfrac{h_e}{20} \\ * \ \dfrac{1}{4} \prec \dfrac{a}{b} \prec 4 \end{cases}$$

Avec :

(a ; b) : Dimensions de la section.

h_e: Hauteur d'étage.

f. Vérification à l'ELS :

Vérifier la section à l'ELS, selon la formule :

$\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{B + \eta A_s} \leq 0{,}6 f_{c28}$.....(2) Avec :

N_{ser} : Effort normal à l'ELS *($N_{ser}=N_G+N_Q$)*.

B : Section de béton du poteau.

A_s : Section des armatures *($A_s=1\%B$)*.

n: Coefficient d'équivalence $\left(n = \frac{E_s}{E_b} = 15 \right)$.

σ_{ser} : Contrainte de compression à l'ELS.

En remplaçant dans l'équation (2) les différents termes par leurs valeurs, on obtient :

$$\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{1{,}15B} \leq 0{,}6 f_{c28} = 15MPa$$

Les poteaux les plus sollicités sont :

- *Poteau central* : $S = 11{,}80m^2$
- *Poteau de rive* : $S = 4{,}7m^2$
- *Poteau d'angle* : $S = 8{,}1m^2$

Les résultats sont récapitulés dans les tableaux suivants :

Les poteaux centraux : S=11,8m²

Tableau .II.2 : Choix des sections des poteaux centraux

Niveaux	N_G *(kN)*	N_Q *(kN)*	N_u *(kN)*	*Br* (cm^2)	*a=b (cm)*	*RPA* (cm^2)	*Le choix*	N_{ser} *(kN)*	σ_{ser} *(MPa)*	*Obs.*
T	*80,594*	*11,80*	*126,502*	*83,491*	*11,137*	*/*	*/*	*92,394*	*/*	*/*
P6	*142,544*	*29,550*	*236,684*	*156,212*	*14,498*	*30x30*	*30x30*	*172,094*	*2,311*	*OK*
P5	*200,954*	*45,431*	*339,433*	*224,026*	*16,967*	*30x30*	*30x30*	*246,385*	*2,617*	*OK*
P4	*252,874*	*59,591*	*430,765*	*284,304*	*18,87*	*30x30*	*35x35*	*312,464*	*3,525*	*OK*
P3	*303,496*	*73,396*	*519,813*	*343,077*	*20,52*	*30x30*	*35x35*	*376,892*	*4,430*	*OK*
P2	*337,244*	*82,60*	*579,179*	*382,258*	*21,953*	*30x30*	*40x40*	*419,844*	*4,062*	*OK*
P1	*369,694*	*91,45*	*636,262*	*419,933*	*22,493*	*30x30*	*40x40*	*461,144*	*4,730*	*OK*
P.RDC	*400,197*	*99,769*	*689,919*	*455,347*	*23,339*	*30x30*	*40x40*	*499,966*	*5,395*	*OK*

Les poteaux de rives : S=4,7m²

Tableau .II.3 : Choix des sections des poteaux de rives

Niveaux	N_G *(kN)*	N_Q *(kN)*	N_u *(kN)*	*Br* (cm^2)	*a=b (cm)*	*RPA* (cm^2)	*Le choix*	N_{ser} *(kN)*	σ_{ser} *(MPa)*	*Obs.*
T	*30,926*	*4,70*	*48,801*	*32,208*	*7,752*	*/*	*/*	*35,626*	*/*	*/*
P6	*59,766*	*11,750*	*98,309*	*64,884*	*10,055*	*30x30*	*30x30*	*71,516*	*1,611*	*OK*
P5	*89,685*	*18,095*	*148,218*	*97,824*	*11,890*	*30x30*	*30x30*	*107,780*	*1,862*	*OK*
P4	*100,721*	*23,735*	*171,576*	*113,240*	*12,641*	*30x30*	*35x35*	*124,456*	*2,534*	*OK*
P3	*118,816*	*28,670*	*203,407*	*134,248*	*13,586*	*30x30*	*35x35*	*147,486*	*3,206*	*OK*
P2	*134,326*	*32,900*	*230,690*	*152,255*	*14,339*	*30x30*	*40x40*	*167,226*	*2,956*	*OK*
P1	*147,251*	*36,425*	*253,426*	*167,262*	*14,933*	*30x30*	*40x40*	*183,676*	*3,457*	*OK*
P.RDC	*159,401*	*39,739*	*274,799*	*181,367*	*15,467*	*30x30*	*40x40*	*199,140*	*3,956*	*OK*

Les poteaux d'angles : S=8,1m²

Tableau .II.4 : Choix des sections des poteaux d'angles

Niveaux	N_G *(kN)*	N_Q *(kN)*	N_u *(kN)*	*Br* (cm^2)	*a=b (cm)*	*RPA* (cm^2)	*Le choix*	N_{ser} *(kN)*	σ_{ser} *(MPa)*	*Obs.*
T	*53,298*	*8,100*	*84,102*	*55,507*	*9.451*	*/*	*/*	*61,38*	*/*	*/*
P6	*97,848*	*20,251*	*162,469*	*107,230*	*12,355*	*30x30*	*30x30*	*118,099*	*1,611*	*OK*
P5	*137,943*	*31,185*	*233,000*	*153,781*	*14,401*	*30x30*	*30x30*	*169,128*	*1,862*	*OK*
P4	*173,583*	*40,905*	*295,695*	*195,158*	*15,971*	*30x30*	*35x35*	*214,488*	*2,534*	*OK*
P3	*208,332*	*50,382*	*356,821*	*235,502*	*17,346*	*30x30*	*35x35*	*269,722*	*3,206*	*OK*
P2	*231,498*	*56,701*	*397,572*	*262,398*	*18,199*	*30x30*	*40x40*	*297,199*	*2,956*	*OK*
P1	*253,773*	*62,775*	*436,756*	*288,259*	*18,978*	*30x30*	*40x40*	*316,548*	*3,457*	*OK*
P.RDC	*274,712*	*68,486*	*473,589*	*312,569*	*19,681*	*30x30*	*40x40*	*343,198*	*3,956*	*OK*

h. Choix des sections des poteaux:

Pour conférer une meilleure résistance aux sollicitations sismiques, il est recommandé de donner aux poteaux d'angles et de rives, des sections comparables à celles des poteaux centraux.

Tableau .II.5 : Coffrages des poteaux par étage

Etages	*Sections carrées (a x b) cm^2*
6ème	*30x30*
5ème	*30x30*
4ème	*35x35*
3ème	*35x35*
2ème	*40x40*
1ère	*40x40*
RDC	*40x40*

II.4.2. LES VOILES

Sont considérés comme voiles les éléments satisfaisant à la condition: $l \geq 4a$. Dans le cas contraire, ces éléments sont considérés comme des éléments linéaires (poteaux).

Avec :

l: Longueur du voile.
a: Epaisseur du voile.

D'après le « ***RPA 99 version 2003*** » **[2]**, l'épaisseur des voiles doit être déterminée en fonction de la hauteur libre de l'étage « h_e » et les conditions de rigidité aux extrémités.

On a :

$h_e = 3{,}06m \rightarrow a = \frac{h_e}{20} = 15{,}30cm$

On prend : *a=15cm*

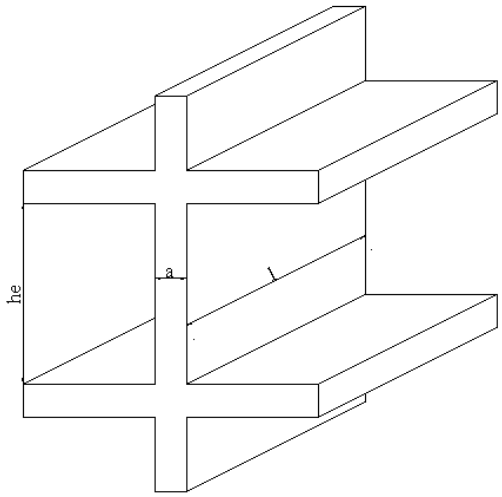


Figure .II.2: Schéma du voile

CHAPITRE III

CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES

III .1. L'ACROTERE:

III.1.1. Principe de calcul:

L'acrotère est considéré comme une console encastrée dans le plancher terrasse. Il est soumis à son poids propre et une surcharge de 1KN/m due à la main courante.

Le calcul de ferraillage se fait pour une bande de 1ml de largeur, 10 cm d'épaisseur, et 70 cm de hauteur.

La fissuration est considérée comme préjudiciable, car l'élément est exposé aux intempéries.

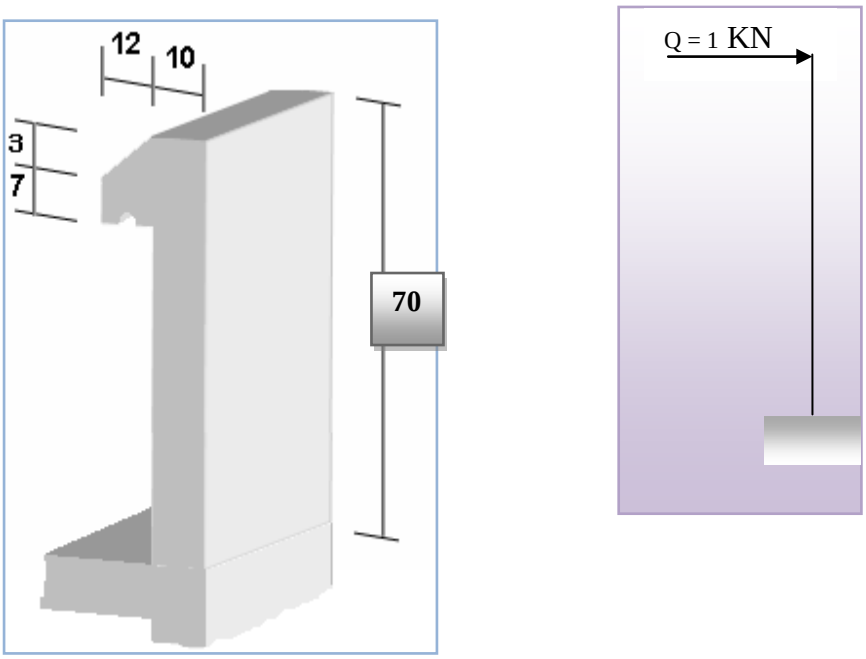


Figure III.1: L'acrotère

III.1.2. Évaluation des charges permanentes et surcharges d'exploitation:

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

Charge permanent
Poids propre : $G = [(0,7 * 0,1) + (0,12 * 0,07) + (0,12 * 0,03)/2]25 = 2,005\ KN$
Charge d'exploitation
Q = 1 KN

III.1.3. Détermination des efforts:

Tableau III.2 : les efforts sur l'acrotère à l'état limite ultime et l'état limite de service.

L'E.L.U	
L'effort normal :	N_U =1,35.G = 1,35*2,005 = 2,70 KN
Moment d'encastrement :	M_U =1,5.Q.h = 1,5*1*0,7 = 1,05 KN.m
L'effort tranchant :	T_U =1,5.Q = 1,5*1 = 1, 5 KN
L'E.L.S	
L'effort normal :	N_{ser} = G = 2,005 KN
Moment d'encastrement :	M_{ser} = Q. h =1*0, 7 = 0,7 KN.m
L'effort tranchant :	T_U = Q =1 KN

III.1.4. Calcul de ferraillage:

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

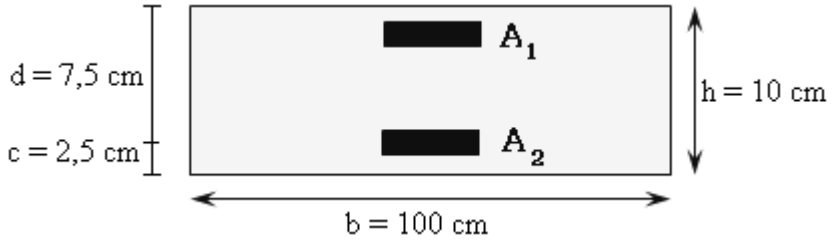


Figure III.2: Section de béton armé à l'E.L.U

Tableau III.3: Dimensions et caractéristiques des matériaux

Notation	b (cm)	h (cm)	C (cm)	F_{c28} (MPa)	F_e (MPa)	L_0 (m)	L_f (m)
Valeur	100	10	2,5	25	400	0,7	1,4

♦Etat Limite Ultime:

❖ **Calcul de l'excentricité:**

$e_0 = \frac{Mu}{Nu} = \frac{1{,}05}{2{,}70} \Rightarrow e_0 = 38{,}89\text{cm}$

Où l'enrobage est: c= c_1 = 2,5 cm

On a e_0=38,89 cm > $\frac{h}{2} - c = \frac{10}{2} - 2.5 = 2.5cm$

Donc le centre de pression se trouve à l'extérieur du segment limité par les armatures, alors:

On a une section partiellement comprimée.

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

$a = e_0 + (h/2\text{-}c) \Rightarrow a = 41{,}39\text{cm}$.

$M_1 = N \times a \Rightarrow M_1 = 1{,}117$ kN.m.

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

Mu =M_1=1,117KN.m

$\mu = 0{,}014 < \mu_l = 0{,}392 \Rightarrow A' = 0$.

Donc : ß = 0,993 (tab).

$A = \frac{Mu}{\beta \cdot d \cdot \overline{\sigma_s}} \Rightarrow A = 43.09\ \text{mm}^2$

N : effort de compression, alors : $A_2 = A - \frac{N}{100\sigma_s} \Rightarrow A_2 = 0.42\ \text{cm}^2$

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

Donc: $\begin{cases} A2 = 0.42\ \text{cm}^2 \\ A1 = 0 \end{cases}$

❖ **Condition de non fragilité:**

$A_{\min} = \frac{B}{1000} = \frac{10 \times 100}{1000} = 1\,\text{cm}^2 > A_2 = 0.42\,\text{cm}^2$

Donc : $A_2 = A_{min} = 1.00\ \text{cm}^2$

On adoptera : A_2 = 4 T 8

❖ **Armatures de répartition:**

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

Donc, on prendra : A_r = 3 HA 6

❖ **Espacement:**

$$S_t = \frac{100}{4} = 25\,\text{cm} \le S_{\min} = \min\left[3h = 30\,\text{cm}\,;\,33\,\text{cm}\right] = 30\,\text{cm} \qquad \text{(CV)}$$

$$S_{tr} = \frac{70}{3} = 23.33\,\text{cm} = 24\text{cm} \le S_{\min tr} = \min\left[4h = 40\,\text{cm}\,;\,45\,\text{cm}\right] = 40\,\text{cm} \qquad \text{(CV)}$$

III.1.5. Vérification à l'état limite de service:

❖ **Calcul de l'excentricité:**

On a $e_0 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{0.6 \times 10^2}{1{,}75} = 34{,}91cm$

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

Où : $B_o = b.h + 15\,(A + A')$ $\Rightarrow$ $B_o = 1030{,}13\ cm^2$.

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

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

$I = \frac{b}{3}\,(\upsilon_1{}^3 + \upsilon_2{}^3) + 15\,[A(\upsilon_2 - c)^2 + A'(\upsilon_1 - c)^2] \Rightarrow I = 8769{,}68\ cm^2$.

Alors: $\frac{I_G}{B_o \upsilon_2} = 1{,}727$ cm. Donc :

$e_0 = 34{,}28\ \text{cm} \ge \frac{I_G}{B_o \upsilon_2} = 1{,}727\ \text{cm} \Rightarrow$ on a une section partiellement comprimée.

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

Où $\sigma_b = k.y_1$ avec $k = \frac{N_{ser}}{S_{G'}}$ $\sigma_s = 15k(d - y_1)$

$c = -e_0 + (h/2) = -34{,}91 + 5 = -29{,}91$cm

❖ **Détermination de y_1 :**

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

$y_2^3 + py_2 + q = 0$……. (*) Tel que:

$p = -3c^2 + \frac{90A}{b}(d - c) \Rightarrow p = -2616{,}06\ cm^2$

Et $q = -2c^3 - \frac{90A}{b}(d - c)^2 \Rightarrow q = 50983{,}74\ cm^3$

Où:

c: La distance entre la fibre la plus comprimée du béton et le point "**c**" et puisque "N" est un effort de compression donc " **c =** h/2 – e = - 29,91 cm < 0".

D'où l'équation (*) devient : $y_2^3 + (-2616{,}06)\, y_2 + 50983{,}74 = 0$

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

$0 < y_1 = y_2 + c < h$

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

Finalement, on trouve :

$y_2^{'} = 31{,}91$ cm

$y_2^{''} = 27{,}07$ cm rejetée comme valeur ($y_2 + c < 0$)

$y_2^{'''} = -58{,}98$ cm rejetée comme valeur (< 0)

D'où alors **:** $0 < y_1 = 31{,}91 + (-29{,}91) = 2.00\ cm < h = 10\ cm$

Donc on prend : $y_2 = 31{,}91$ cm.

En revanche on a : $k = \frac{N}{Sxx}$

Avec ; $S_{xx} = \frac{by_1^2}{2} + 15\,[A'_s\,(y_1 - c') - A_s\,(d - y_1)]. \Rightarrow S_{xx} = 34{,}18\ cm^3$

D'où alors : $k = 2005/34180 \Rightarrow k = 0{,}058\ N/mm^3$

Donc : $\sigma_b = ky_1 = (0{,}058) \times 20 \Rightarrow \sigma_b = 1{,}16$ MPa

Et : $\sigma_s = 15\,k\,(d - y_1) = 15 \times 0{,}058 \times (75 - 20) \Rightarrow \sigma_s = 47{,}85$ MPa

Donc, on obtient :

$\sigma_b = 1{,}16$ MPa $\leq \overline{\sigma}_b = 0{,}6\, f_{c28} = 15$ MPa **(cv).**

$\sigma_s = 47{,}85\ MPa \leq \overline{\sigma}_s = \mathrm{Min}\left[\frac{2}{3} f_e = 266{,}66\,MPa;\ 110\sqrt{\eta f_{tj}} = 201.633\,MPa\right] = 201.633\,MPa\,(cv)$ Donc on adoptera la section calculée à l'E.L.U.

III.1.6. Vérification de l'effort tranchant:

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

$$T = V_u - \frac{M_u}{0.9 \cdot d} = 1.5 - \frac{1{,}05}{0.9 \cdot 0.075} \Rightarrow T = -14{,}05 < 0$$

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

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

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

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

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

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

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

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

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

$F_p = 4AC_pW_p$ (*Art.6.2.3: RPA 99 VERSION 2003*).

A: coefficient d'accélération;

A = 0,25 [Modificatifs et compléments aux RPA99 (groupe d'usage 2 , zone III)]

C_p: facteur de force horizontal;

C_p = 0,8 (R.P.A 99 VERSION 2003 page 43 TAB. 6.1)

W_p: poids propre de l'élément

W_p= 2,005 KN.

D'où alors : $F_p = 4 \times 0{,}25 \times 0{,}8 \times 2{,}005 \Rightarrow F_p = 1{,}604\ KN < 1{,}5Q = 1{,}5KN$ (cv)

La condition de RPA n'est pas vérifiée, on choisit d'augmentes la charge d'exploitation Q

Si : $Q \geq 1{,}1\ KN \longrightarrow Q = 1{,}2\ KN$

On fait tous les calculs de l'acrotère en flexion composée à l'ELU et la vérification des contraints à l'ELS.

Résultats de calcul :

A_2 = 4T8

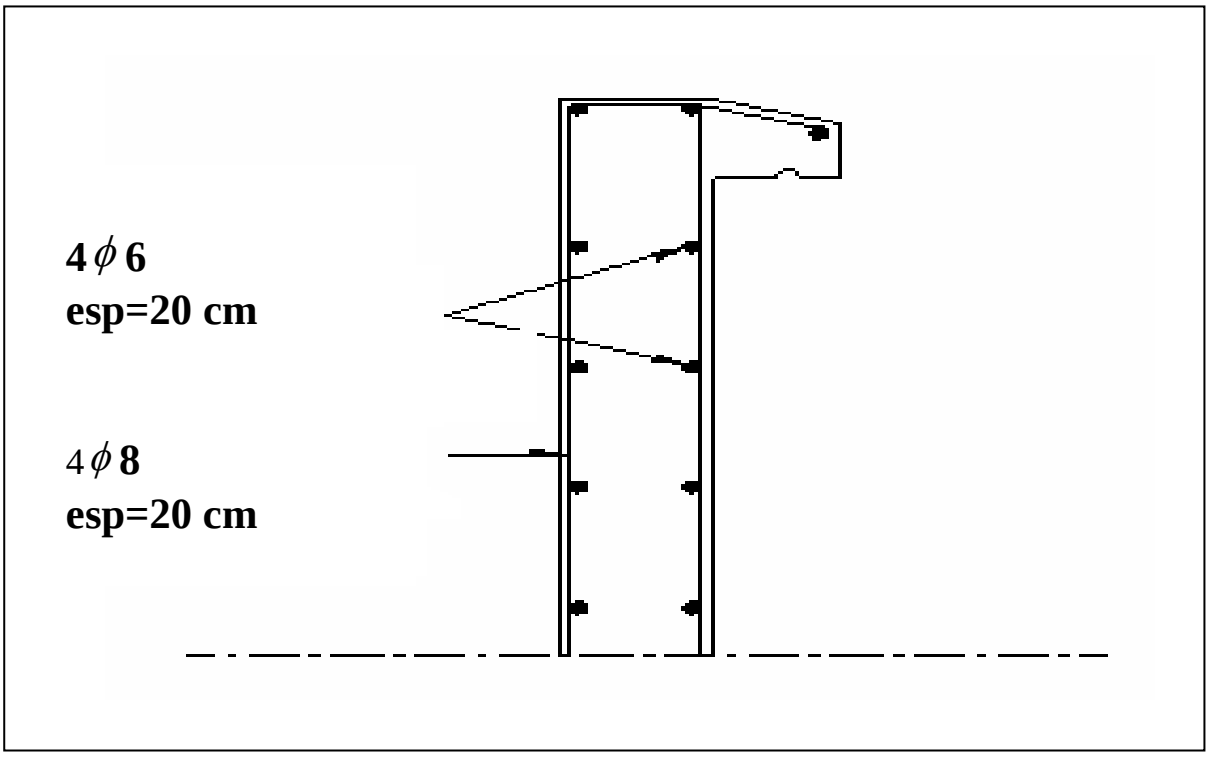


Figure III.3: Ferraillage de l'acrotère

III.2. ETUDE DES PLANCHERS

III.2.1. INTRODUCTION

Les planchers sont des éléments plans horizontaux et qui ont pour rôle :

- Isolation des différents étages du point de vue thermique et acoustique.
- Répartir les charges horizontales dans les contreventements.
- Assurer le déplacement horizontal.
- Limiter les étages.
- Les planchers sont des diaphragmes rigides.

III.2.2. PLANCHER EN CORPS CREUX

Ce type de planchers est constitué d'éléments porteurs (la structure poutres et chainages et poutrelles) et d'éléments de remplissage (corps creux) de dimensions *(16x20x65) cm*^{3} avec une dalle de compression de *4cm* d'épaisseur.

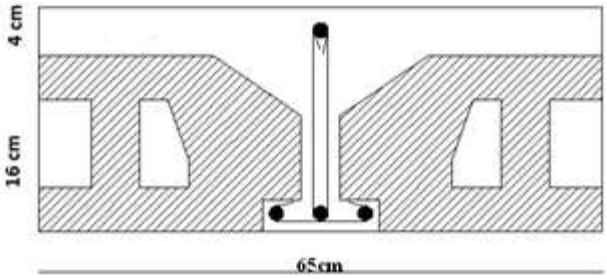


Figure III. 4 Coupe du plancher en corps creux

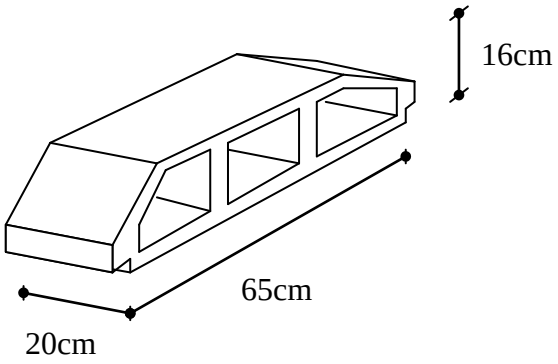


Figure III.5. Corps Creux

✓ ***Etude des poutrelles :***

Les poutrelles sont des éléments préfabriqués, leur calcul est associé à une poutre continue semi encastrée aux poutres de rives.

- ***a.1. Dimensions de la poutrelle :***

$$\frac{1}{25} \le \frac{h}{L} \le \frac{1}{20} \quad [3] \Rightarrow \frac{375}{25} \le h \le \frac{375}{20}$$

$$\Rightarrow 15 \le h \le 18{,}75cm$$

$$\Rightarrow \begin{cases} h = 16cm \quad ; \quad h_0 = 4cm \\ b = 65cm \quad ; \quad b_0 = 12cm \\ c = \dfrac{b - b_0}{2} = 26{,}5cm \end{cases}$$

- ***a.2. Calcul des moments :***

Étant donné que les poutrelles étudiées se présentent comme des poutres continues sur plusieurs appuis, leurs études se feront selon la méthode forfaitaire du **CAQUOT** :

- ***a.2.1. Méthode de CAQUOT [1] :***

Cette méthode est appliquée lorsque l'une des conditions de la méthode forfaitaire n'est pas vérifiée.
Cette méthode est basée sur la méthode des poutres continues.

- ***a.2.1.1. Exposé de la méthode :***

**** Moment sur appuis :***

$* M_a = 0{,}15 M_0 \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots Appuis\ de\ rives$

$* M_a = -\frac{q_w l_w'^3 + q_e l_e'^3}{8{,}5\left(l_w' + l_e'\right)} \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots Appuis\ \text{int}ermédiaires$

Avec : $M_0 = \frac{ql^2}{8}$

- ***Moment en travée :***

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

Avec :
M_0 : La valeur maximale du moment fléchissant dans chaque travée (moment isostatique).
$(M_w ; M_e)$: Les valeurs absolues des moments sur appuis de gauche et de droite respectivement dans la travée considérée.
q_w: Charge répartie à gauche de l'appui considéré.
q_e: Charge répartie à droite de l'appui considéré.
On calcul, de chaque coté de l'appui, les longueurs de travées fictives « l'_w » à gauche et « l'_e » à droite, avec :
l'=l……pour une travée de rive
l'=0,8l……pour une travée intermédiaire
Où « l » représente la portée de la travée libre.

- ***Effort tranchant :***

$$\begin{cases} T_w = \frac{ql}{2} + \frac{(M_e - M_w)}{l} \\ T_e = -\frac{ql}{2} + \frac{(M_e - M_w)}{l} \end{cases} \text{Avec :}$$

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

- ***a.3. Calcul des poutrelles :***

Le calcul se fait en deux étapes :

- 1ère étape : Avant le coulage de la table de compression.
- 2ème étape : Après le coulage de la table de compression.

**** 1ère étape :*** Avant le coulage de la table de compression

- Poutrelle de travée *L=4,10m*
- On considère que la poutrelle est simplement appuyée à ses extrémités, elle supporte :
- Son poids propre.
- Poids du corps creux.
- Surcharge due à l'ouvrier $Q=1kN/m^2$

- ***Evaluation des charges et surcharges :***

➢ ***Charges permanentes :***

Poids propre de la poutrelle	0,12 x0,04 x 25	0,12 kN/ml
Poids du corps creux	0,65x0,16x14	1,46 kN/ml
Charges permanent	Σ	**G = 1,58 kN/ml**

➢ ***Charges d'exploitation :***

Q=1x0, 65=0,65kN/ml

- ***Combinaison des charges :***

E.L.U : $q_u=1,35G+1,5Q=$***3,11kN/ml***
E.L.S : $q_{ser}=G+Q=$***2,23kN/ml***

Calcul des moments :

$$M_u = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{3,11x(4,10)^2}{8} = 6,53kNm$$

$$M_{ser} = \frac{q_{ser} l^2}{8} = \frac{2,23x(4,10)^2}{8} = 4,69kNm$$

- ***Ferraillage :***

La poutre est sollicitée à la flexion simple à l'E.L.U
$M_u=6,53\ kN.m$; $b=12cm$; $d=3,5cm$; $\sigma_{bc}=14,17MPa$
D'après l'organigramme de la flexion simple; on a:

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2\sigma_{bc}} = 0,0314 < \mu_R = 0,392 \Rightarrow A_s^{'} = 0$$

Donc, les armatures de compression n'est pas nécessaires, mais il est impossible de les placer du point de vue pratique car la section du béton est trop faible.
On prévoit donc des étaiements pour aider la poutrelle à supporter les charges qui lui reviennent avant et lors du coulage sans qu'elle fléchisse.

**** 2ème étape :*** Après le coulage de la table de compression

Après le coulage et durcissement du béton de la dalle de compression, la poutrelle travaillera comme une poutrelle en " Té "

- ***Evaluation des charges et surcharges :***

❖ ***Plancher terrasse :***

➢ ***Charge permanentes :***

*G=6,83x0, 65=**4,440kN/ml***

➢ ***Surcharges d'exploitation :***

*Q=1x0, 65=**0,65kN/ml***

❖ ***Plancher courant :***

➢ ***Charge permanente :***

*G=5,33x0, 65=**3,465kN/ml***

➢ ***Surcharge d'exploitation :***

*Q=1,5x0, 65=**0,975kN/ml***

- ***Combinaison des charges :***

➢ ***Plancher terrasse :***

E.L.U : q_u*=1,35G+1,5Q=**6,969kN/ml***
E.L.S : q_{ser}*=G+Q=**5,09kN/ml***

➢ ***Plancher courant :***

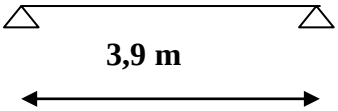
E.L.U : q_u*=1,35G+1,5Q=**6,14kN/ml***
E.L.S : q_{ser}*=G+Q=**4,44kN/ml***

- ***Conclusion :***

Le plancher terrasse est le plus sollicité.

- ***Calcul des efforts internes :***

1- Poutrelle à une travée :



$$\begin{cases} q_u = 6{,}969 kN/ml \\ q_{ser} = 5{,}09 kN/ml \end{cases}$$

-Calcul des moments : Avec:

-Moment en travée: $M_t = M_0 - 0.5\,(M_e + M_w)$

- Moment sur appui: $M_a = 0{,}15 M_0$

- ***E.L.U:*** $M_{0u} = \frac{q_u l^2}{8} = 12{,}73 kNm$

- ***E.L.S:*** $M_{0ser} = \frac{q_{ser} l^2}{8} = 9{,}677 kNm$

$$\begin{cases} M_{tu} = 10{,}82 kNm \\ M_{tser} = 8{,}225 kNm \end{cases} ; \quad \begin{cases} M_{au} = 1{,}911 kNm \\ M_{aser} = 1{,}452 kNm \end{cases}$$

- ***Effort tranchant :***

- ***E.L.U:*** $T_u = \frac{q_u l}{2} = 13{,}589 kN$

- ***E.L.S:*** $T_{ser} = \frac{q_{ser} l}{2} = 9{,}926 kN$

- Diagrammes des efforts internes :

- ***Moment fléchissant :***

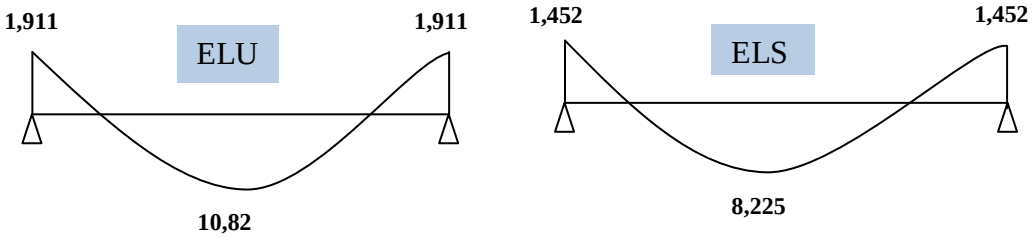


Figure.III.6: Diagramme de moment fléchissant.

- ***Effort tranchant :***

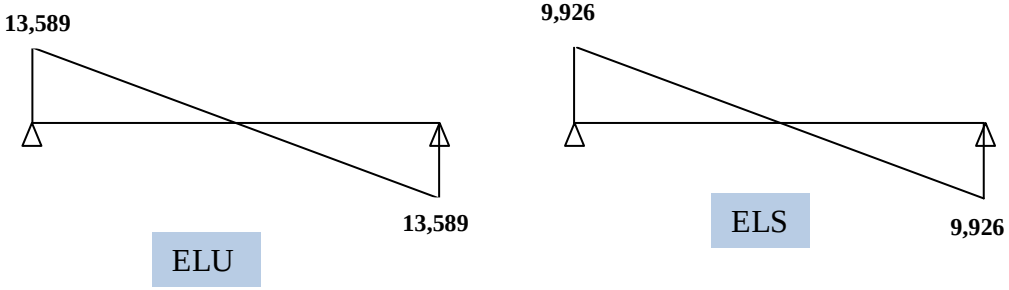
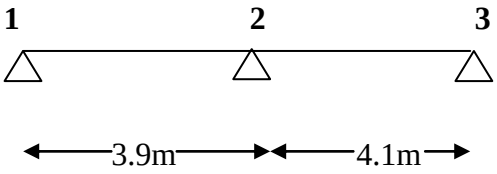


Figure.III.7: Diagramme de L'effort tranchant.

2- Poutrelle à deux travées :

$$\begin{cases} q_u = 6{,}969 kN/ml \\ q_{ser} = 5{,}09 kN/ml \end{cases}$$



- Travée1-2 :

- E.L.U: $M_{0u} = \frac{q_u l^2}{8} = 12{,}730 kNm$

- E.L.S: $M_{0ser} = \frac{q_{ser} l^2}{8} = 9{,}677 kNm.$

- Travée2-3 :

- E.L.U: $M_{0u} = \frac{q_u l^2}{8} = 14{,}07 kNm$

- E.L.S: $M_{0ser} = \frac{q_{ser} l^2}{8} = 10{,}695 kNm.$

- Travée1-2 :

- E.L.U: $M_{tu} = M_{0u} - \frac{Mw + Me}{2} = 5{,}46$ KN.M

- E.L.S: $M_{t\,ser} = M_{0ser} - \frac{Mw + Me}{2} = 4{,}152$ KN.M

- Travée2-3 :

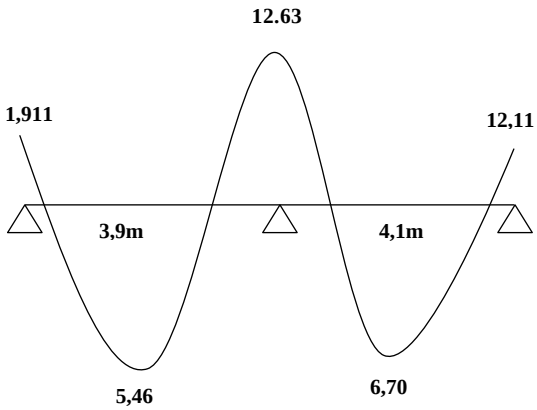
- E.L.U: $M_{tu} = M_{0u} - \frac{Mw + Me}{2} = 6{,}69$ KN.M

- E.L.S: $M_{t\,ser} = M_{0ser} - \frac{Mw + Me}{2} = 5{,}094$ kN.m

- Diagrammes des efforts internes :

- ***Moment fléchissant :***

ELU



E.L.S

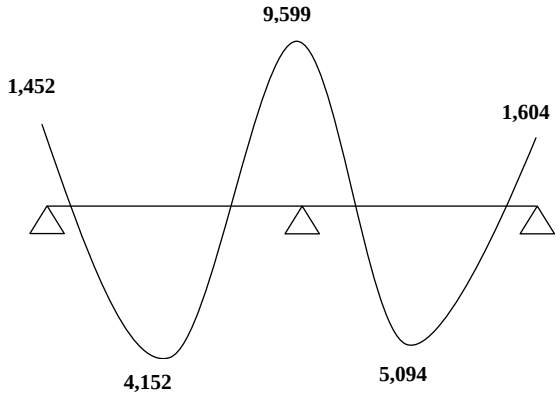
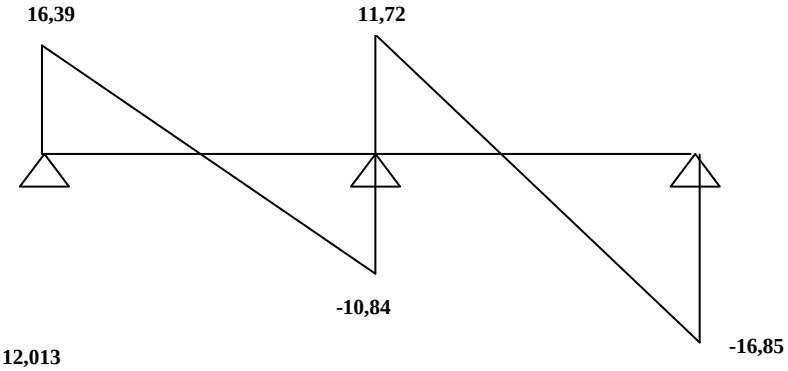


Figure.III.8: Diagramme de moment fléchissant.

- ***Effort tranchant :***

E.L.U :



E.L.S :

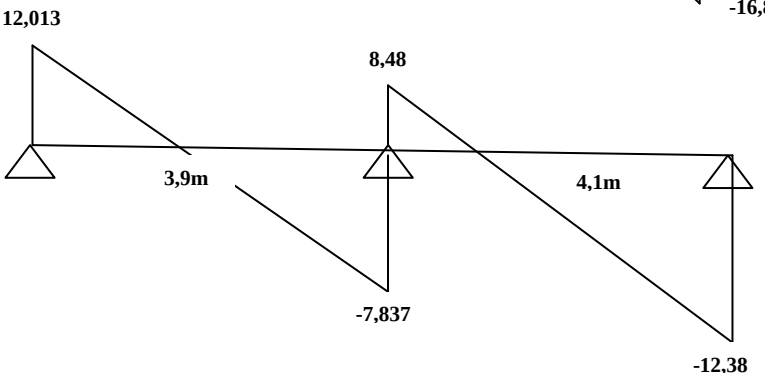


Figure.III.9: Diagramme de L'effort tranchant.

- ***Effort tranchant :***

Appui 1 :

E.L.U: $T_u = \frac{q_u l}{2} + \frac{Me - Mw}{L} = 15{,}814kN.$

E.L.S: $T_{ser} = \frac{q_{ser} l}{2} + \frac{Me - Mw}{L} = 12{,}01kN.$

Appui 2 :

E.L.U: $T_u = 11{,}721kN.$

E.L.S: $T_{ser} = 8{,}483kN.$

Travées ELU	*AB*	*BC*
M_0 *(kN.m)*	*12,73*	*14,07*
M_w *(kN.m)*	*1,911*	*12,63*
M_e *(kN.m)*	*12,63*	*2,11*
M_t	*5,46*	*6,69*
T_w	*16,338*	*11,72*
T_e	*-10,84*	*-16,85*

Travées ELS	*AB*	*BC*
M_0 *(kN.m)*	*9 ,677*	*10,695*
M_w *(kN.m)*	*1,452*	*9,599*
M_e *(kN.m)*	*9,599*	*1,604*
M_t	*4,152*	*5,09*
T_w	*12,01*	*8,845*
T_e	*-7,837*	*-12,38*

Appuis 1 :

E.L.U : $T_{e\,u} = \frac{-\,qu.L}{2} + \frac{Mw-Me}{L} = \frac{-6{,}969(3{,}9)}{2} + \frac{12{,}63-1{,}911}{3{,}9}$ = -10,84 kN

E.L.S : $T_{e\,ser} = \frac{-q\ ser\ .L}{2} + \frac{Mw-Me}{L} = \frac{-5{,}09(3{,}9)}{2} + \frac{2{,}11-12{,}63}{3{,}9}$ = -16,853 kN

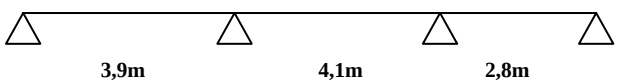
Appuis 2 :

E.L.U : $T_{e\,u} = \frac{-\,qu.L}{2} + \frac{Mw-Me}{L}$ = -7,837 kN.

E.L.S : $T_{e\,ser} = \frac{-q\ ser\ .L}{2} + \frac{Mw-Me}{L}$ = -12,385 kN.

2- Poutrelle à Trois travées :

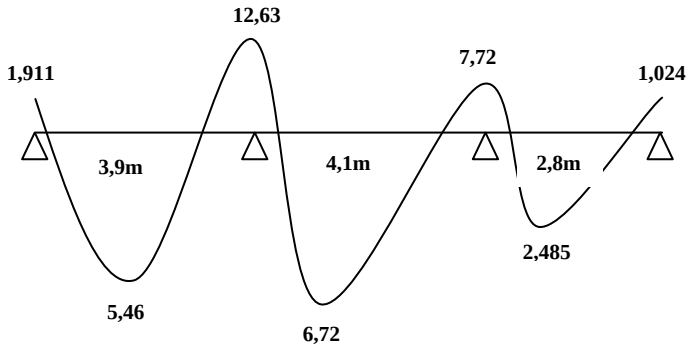
$$\begin{cases} q_u = 6{,}969 kN/ml \\ q_{ser} = 5{,}09 kN/ml \end{cases}$$



Diagrammes des efforts internes :

- ***Moment fléchissant :***

E.L.U :



E.L.S :

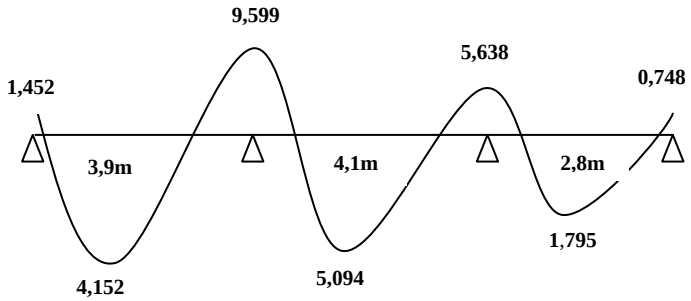
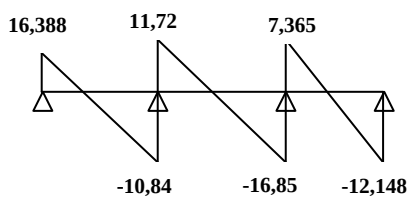
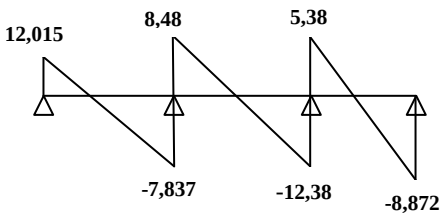


Figure.III.10: Diagramme de moment fléchissant.

- ***Effort tranchant :***



E.L.U



E.L.S

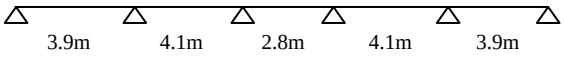
Figure.III.11: Diagramme de L'effort tranchant.

Travées ELU	*AB*	*BC*	*CD*
M_0 *(kN.m)*	*12,73*	*14,07*	*6,83*
M_w*(kN.m)*	*1,911*	*12,63*	*7,72*
M_e *(kN.m)*	*12,63*	*7,72*	*1,024*
M_t	*5,46*	*6,70*	*2,458*
T_w	*16,388*	*11,72*	*7,365*
T_e	*-10,84*	*-16,85*	*-12,148*

Travées ELS	*AB*	*BC*	*CD*
M_0 *(kN.m)*	*9,677*	*10,695*	*4,988*
M_w*(kN.m)*	*1,452*	*9,599*	*5,638*
M_e *(kN.m)*	*9,599*	*5,638*	*0,748*
M_t	*4,152*	*5,094*	*1,795*
T_w	*12,015*	*8,48*	*5,638*
T_e	*-7,837*	*-12,38*	*-8,872*

2- Poutrelle à cinq travées :

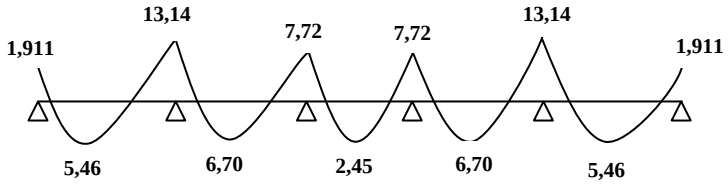
$$\begin{cases} q_u = 6{,}969 kN/ml \\ q_{ser} = 5{,}09 kN/ml \end{cases}$$



Diagrammes des efforts internes :

- ***Moment fléchissant :***

ELU :



ELS :

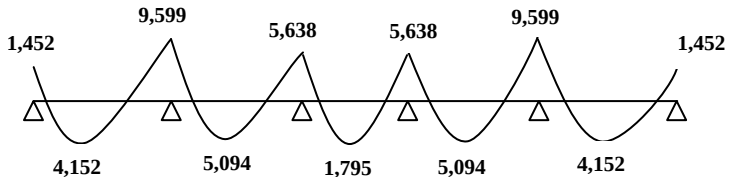
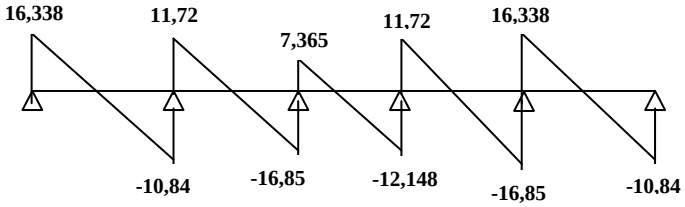


Figure.III.12: Diagramme de moment fléchissant.

- ***Effort tranchant :***

ELU :



ELS :

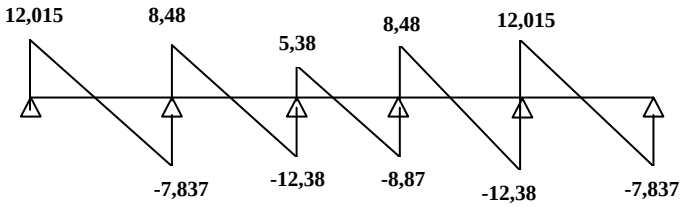


Figure.III.13: Diagramme de L'effort tranchant.

Travées ELU	*AB*	*BC*	*CD*	*DE*	*EF*
M_0 *(kN.m)*	*12,73*	*14,07*	*6,83*	*14,07*	*12,73*
M_w *(kN.m)*	*1,911*	*12,63*	*7,72*	*7,72*	*12,63*
M_e *(kN.m)*	*12,63*	*7,72*	*7,72*	*12,63*	*1,911*
M_t	*5,46*	*6,70*	*2,458*	*6,70*	*5,46*
T_w	*16,388*	*11,72*	*7,365*	*11,72*	*16,338*
T_e	*-10,84*	*-16,85*	*-12,148*	*-16,85*	*-10,84*

Travées ELS	*AB*	*BC*	*CD*	*DE*	*EF*
M_0 *(kN.m)*	*9,677*	*10,695*	*4,988*	*10,695*	*9,677*
M_w*(kN.m)*	*1,452*	*9,599*	*5,638*	*5,638*	*9,599*
M_e *(kN.m)*	*9,599*	*5,638*	*5,638*	*9,599*	*1,452*
M_t	*4,152*	*5,094*	*1,795*	*5,094*	*4,152*
T_w	*12,015*	*8,48*	*5,38*	*8,48*	*12,015*
T_e	*-10,84*	*-16,85*	*-12,148*	*-16,85*	*-10,84*

b. Calcul du ferraillage :

On considère pour le ferraillage le type de poutrelle le plus défavorable c'est-à-dire qui a le moment le plus grand en travée et sur appuis, et le calcul se fait à l'ELU en flexion simple.
Les efforts maximaux sur appuis et en travée sont :

E.L.U : $M_{tu}^{max}=6,70kNm$
$M_{au}^{max}=12,63kNm$
$T_u^{max}=16,338kN$
E.L.S : $M_{tser}^{max}=4,152kN$
$M_{aser}^{max}=9,599kNm$

b.1. Ferraillage en travée :

$h=20cm$; $h_0=4cm$; $b=65cm$; $b_0=12cm$; $d=0,9h=18cm$; $\sigma_{bc}=14,17MPa$; $fe=400MPa$; $f_{c28}=25MPa$; $f_{t28}=2,1MPa$
Le calcul des sections en forme de « *Té* » s'effectue différemment selon que l'axe neutre est dans la table ou dans la nervure.

- Si $M_u<M_{tab}$: l'axe neutre est dans la table de compression.
- Si $M_u>M_{tab}$: l'axe neutre est dans la table ou dans la nervure.

$$M_{tab}=bh_0\sigma_{bc}\left(d-\frac{h_0}{2}\right)=58,947kNm$$

On a : $M_{tu}<M_{tab}$
Alors : l'axe neutre est dans la table de compression.
Comme le béton tendu n'intervient pas dans les calculs de résistance, on conduit le calcul comme si la section était rectangulaire de largeur constante égale à la largeur de la table « *b* ».
Donc, la section étudiée est assimilée à une section rectangulaire *(b x h)* en flexion simple.
D'après l'organigramme donnant le ferraillage d'une section soumise à la flexion, on aura :

Tableau.III.4 : Tableau récapitulatif du calcul des sections d'armatures en travée

M_{tu} (kN.m)	μ	$\mu<\mu_R$	A_s' (cm^2)	α	Z (cm)	$\mu<0,186$	ζ_s	σ_s(MPa)	A_s (cm^2)
6,70	0,0423	Oui	0	0,0536	17,67	Oui	10‰	348	1,09

b.1.1. Condition de non fragilité :

$$A_s^{min}\geq 0,23bd\frac{f_{t28}}{fe}=1,41cm^2$$

$A_s=Max\{1,41cm^2 ; 1,09cm^2\}=1,41cm^2$
Choix : $3T10$ $(A_s=2,35cm^2)$

b.2. Ferraillage sur appuis :

On a: $M_{au}^{max}=12,63kNm<M_{tab}=58,947kNm$
$\Rightarrow$ L'axe neutre est dans la table de compression, et la section étudiée est assimilée à une section rectangulaire $(b_0 x h)$ en flexion simple.

Tableau.III.5 : Tableau récapitulatif du calcul des sections d'armatures sur appuis

M_{tu} (KN.m)	μ	$\mu<\mu_R$	A_s' (cm^2)	α	Z (cm)	$\mu<0,186$	ζ_s	σ_s(MPa)	A_s (cm^2)
12,63	0,044	Oui	0	0,0562	17,77	Oui	10‰	348	2,06

b.2.1. Condition de non fragilité :

$$A_s^{\min} \geq 0,23 b_0 d \frac{f_{t28}}{fe} = 0,26 cm^2$$

$A_s=2,06cm^2>A_s{}^{min}=0,26cm^2$

Choix : *2T12 ($A_s=2,67cm^2$)*

c. Vérifications :

c.1. Effort tranchant :

Pour l'effort tranchant, la vérification du cisaillement se fera dans le cas le plus défavorable c'est-à-dire : $T_u{}^{max}=16,488kN$.

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

$$\bar{\tau}_u = Min\left\{0,2\frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 5MPa\right\} = 3,33MPa \text{.....Fissuration peu nuisible}$$

Tel que :

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b_0 d} = 0,76MPa \prec \bar{\tau}_u \text{.....Vérifiée}$$

Au voisinage des appuis :

- ***Appuis de rives :***
  - ***Vérification de la compression du béton [1] :***

$$\sigma_b = \frac{T_u}{0,9 b_0 d} \leq 0,4\frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec : $T_u=16,488kN$ (appuis de rive)

$$\sigma_b = \frac{16,488.10^3}{0,9x120x180} = 0,848MPa \prec 0,4\frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 6,67MPa \text{.....Vérifiée}$$

  - ***Vérification des armatures longitudinales [1] :***

$$A_s = 2,67cm^2 \geq \frac{T_u}{\frac{fe}{\gamma_s}} = 0,37cm^2 \text{.....Vérifiée}$$

- ***Appuis intermédiaires :***
  - ***Vérification de la contrainte de compression [1] :***

$$\sigma_b = \frac{T_u^{\max}}{0,9 b_0 d} = \frac{16,488.10^3}{0,9x120x180} = 0,848MPa \prec 0,4\frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 6,67MPa \text{.....Vérifiée}$$

- ***Vérification des armatures longitudinales [1] :***

$$A_s = 2{,}67cm^2 \geq \frac{T_u^{max} - \frac{M_{ua}}{0{,}9d}}{\sigma_s} = -1{,}86cm^2 \text{.....Vérifiée}$$

c.2. Vérification à l'E.L.S :

La fissuration étant peu nuisible, donc il n'y a pas de vérification à faire à l'état de l'ouverture des fissures, et elle se limite à celle concernant l'état de compression du béton.

c.2.1. Vérification des contraintes du béton [1] :

Soit « y » la distance du centre de gravité de la section homogène (par lequel passe, l'axe neutre) à la fibre la plus comprimée.
La section étant soumise à un moment M_{ser}, la contrainte à une distance « y » de l'axe neutre :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y$$

D'après l'organigramme de la vérification d'une section rectangulaire à l'ELS, on doit vérifier que :
$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0{,}6 f_{c28} = 15MPa$

Détermination de l'axe neutre :

On suppose que l'axe neutre se trouve dans la table de compression :

$$\frac{b}{2} y^2 + nA'_s(y - c') - nA_s(d - y) = 0$$

Avec : $n = \frac{E_s}{E_b} = 15$ *; b=65cm (travée) ;* b_0*=12cm (appuis) ; c=c'=2,5 cm*

y : Est solution de l'équation du deuxième degré suivante, puis on calcule le moment d'inertie :

$$\begin{cases} by^2 + 30(A_s + A'_s)y - 30(cA_s + c'A'_s) = 0 \\ I = \frac{b}{3} y^3 + 15A_s(d - y)^2 + 15A'_s(y - c')^2 \end{cases}$$

- Si $y \prec h_0 \Rightarrow$ l'hypothèse est vérifiée

- Si $y \succ h_0 \Rightarrow$ la distance « y » et le moment d'inertie « I » se Calculent par les formules qui suivent :

$$\begin{cases} b_0 y^2 + [2(b - b_0)h_0 + 30(A_s - A'_s)]y - [(b - b_0)h_0^2 + 30(dA_s + c'A'_s)] = 0 \\ I = \frac{b_0}{3} y^3 + \frac{(b - b_0)h_0^3}{12} + (b - b_0)h_0\left(y - \frac{h_0}{2}\right)^2 + 15[A_s(d - y)^2 + A'_s(y - d')^2] \end{cases}$$

Tableau.III.6 : Tableau récapitulatif pour la vérification à l'ELS

	M_{ser}(kN.m)	A_s (cm^2)	A_s' (cm^2)	Y (cm)	I (cm^4)	σ_{bc}(MPa)	Vérification
Travée	4,152	2,35	1,54	3,81	8365,952	3,61	Vérifiée
Appuis	9,599	2,67	2,36	3,96	8372,826	2,65	Vérifiée

c.2.2. Vérification de la flèche :

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont vérifiées :
Les conditions à vérifier : **[3]**

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{22,5}$
- $\frac{A_s}{b_0 d} \leq \frac{3,6}{fe}$
- $\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{15M_0}$

Avec:
h= 20cm; b_0=12cm; d=18cm; L=4,45m; $M_{t\ ser}$=7,934kNm; M_0=10,07kNm; A_s=2,35cm^2; fe=400MPa.
Alors:

- $\frac{h}{L} = 0,0447 \geq 0,0444$.....*vérifiée*
- $\frac{A_s}{b_0 d} = 0,0109 > 0,0090$.....*nonvérifée*
- $\frac{h}{L} = 0,0447 < 0,0525$.....*non vérifiée*

Puisque les deux conditions ne sont pas vérifiées, il est nécessaire de calculer la flèche.
Flèche totale : $\Delta f_T = f_v - f_i \leq \bar{f}$ **[1]**.

Tel que : $\bar{f} = \frac{L}{500} = 0,98cm \qquad (L \prec 5m)$

f_i: La flèche due aux charges instantanées.
f_v: La flèche due aux charges de longues durée.

- Position de l'axe neutre " y_1 " [1] :

$$y_1 = \frac{bh_0\frac{h_0}{2} + (h-h_0)b_0\left(\frac{h-h_0}{2} + h_0\right) + 15A_s d}{bh_0 + (h-h_0)b_0 + 15A_s}$$

- Moment d'inertie de la section totale homogène " I_0 " [1] :

$$I_0 = \frac{b}{3}y_1^3 + \frac{b_0}{3}(h-y_1)^3 - \frac{(b-b_0)}{3}(y_1-h_0)^3 + 15A_s(d-y_1)^2$$

- Calcul des moments d'inerties fictifs [3] :

$$I_{fi} = \frac{1,1I_0}{1+\lambda_i \mu} \quad ; \quad I_{fv} = \frac{I_0}{1+\lambda_v \mu}$$

Avec :

$\lambda_i = \frac{0,05 f_{t28}}{\delta\left(2+3\frac{b_0}{b}\right)}$..... Pour la déformation instantanée.

$\lambda_v = \dfrac{0{,}02\, f_{t28}}{\delta\left(2 + 3\dfrac{b_0}{b}\right)}$ ..... Pour la déformation différée.

$\delta = \dfrac{A_s}{b_0 d}$: Pourcentage des armatures.

$\mu = 1 - \dfrac{1{,}75\, f_{t28}}{4\delta\sigma_s + f_{t28}}$

σ_s : Contrainte de traction dans l'armature correspondant au cas de charge étudiée.

$\sigma_s = \dfrac{M_{ser}}{A_s d}$

Les résultats sont récapitulés dans ce tableau :

Tableau.III.7 : Récapitulatif du calcul de la flèche

M_{ser} (kN.m)	A_s (cm^2)	Y_1 (cm)	δ	σ_s (MPa)	λ_i	λ_v	μ	I_0 (cm^4)	I_{fi} (cm^4)	I_{fv} (cm^4)
4,152	*2,35*	*7,10*	*0,0109*	*98,156*	*3,78*	*1,40*	*0,424*	*20003,14*	*5045,303*	*8910,561*

- Calcul des modules de déformation :

$E_i = 11000\left(f_{c28}\right)^{\frac{1}{3}} = 32164{,}20 MPa$

$E_v = \dfrac{E_i}{3} = 10721{,}40 MPa$

- Calcul de la flèche due aux déformations instantanées :

$f_i = \dfrac{M_{ser} l^2}{10 E_i I_{fi}} = 0{,}06 cm \qquad (L = 4{,}9m)$

- Calcul de la flèche due aux déformations différées :

$f_v = \dfrac{M_{ser} l^2}{10 E_v I_{fv}} = 0{,}104 cm$

$\Delta f_T = f_v - f_i = 0{,}044 cm \prec \bar{f} = 0{,}98 cm$.....*vérifiée*

d. Calcul des armatures transversales et l'espacement :

L'acier choisi pour les armatures transversales est de type rond lisse de nuance *FeE24 (fe=235MPa)*

On a: $\phi \leq \text{Min}\left[\dfrac{h}{35}; \dfrac{b_0}{10}; \phi_l\right] \rightarrow \phi \leq [5{,}71; 12; 10]$

On adopt: ϕ_t = 6mm.

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

$A_t = a_t . n_t = 0{,}56 cm^2$

- ***Espacement:***

$S_t \leq min[0.9\,d\,,\,40\,cm] = 16{,}20 cm$

Selon le R.P.A 99

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

$\Rightarrow S_t \geq \frac{A_t}{0.003.b} = 15.55\,cm$, on adopte: S_t = 15cm.

On doit vérifier les deux relations suivantes**:**

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

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

$$\frac{0.56 \times 10^2}{120 \times 150} = 0.0031 \geq \frac{1.15(0{,}77 - 0.3 \times 2.1 \times 1)}{0.9 \times 400 \times (0+1)} = 0{,}00045 \qquad \text{(OK)}$$

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

$A_t = 0{,}56 cm^2 \geq A_{t\,min} = 0{,}18 cm^2$ (OK)

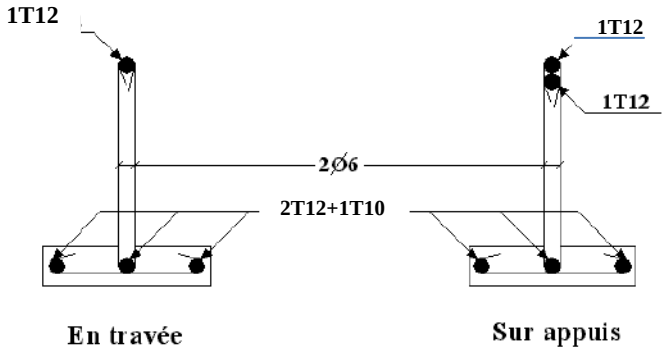


Figure III.6: Disposition constructive des armatures des poutrelles

e. Ferraillage de la dalle de compression :

Le ferraillage de la dalle de compression doit se faire par un quadrillage dont les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser :

- 20cm : Dans le sens parallèle aux poutrelles.
- 30cm : Dans le sens perpendiculaire aux poutrelles.

Si : $\begin{cases} 50 \le L_1 \le 80cm \Rightarrow A_1 = \dfrac{4L_1}{fe} \qquad (L_1 en\ cm) \\ L_1 \le 50cm \Rightarrow A_2 = \dfrac{200}{fe} \end{cases}$

Avec :

L_1 : Distance entre axes des poutrelles *(L_1=65cm)*

A_1 : Armatures perpendiculaires aux poutrelles *(AP)*

A_2 : Armatures parallèles aux poutrelles *(AR)*

$A_2 = \dfrac{A_1}{2}$

Fe=520MPa (quadrillage de *TS.TIE520*$\rightarrow$*Ø*$\leq$*6mm*)

On a : *L=65cm*

Donc on obtient : $A_1 = 0{,}5cm^2/ml$

On prend : $6T5 = 1{,}17cm^2$

$S_t = \dfrac{100}{5} = 20cm$

Armatures de répartitions :

$A_2 = \dfrac{A_1}{2} = 0{,}25cm^2$

Soit : 6T5=$1{,}17cm^2 \rightarrow S_t = 20cm$

Conclusion :

Pour le ferraillage de la dalle de compression, on adopte un treillis soudés dont la dimension des mailles est égale à 20cm suivant les deux sens.

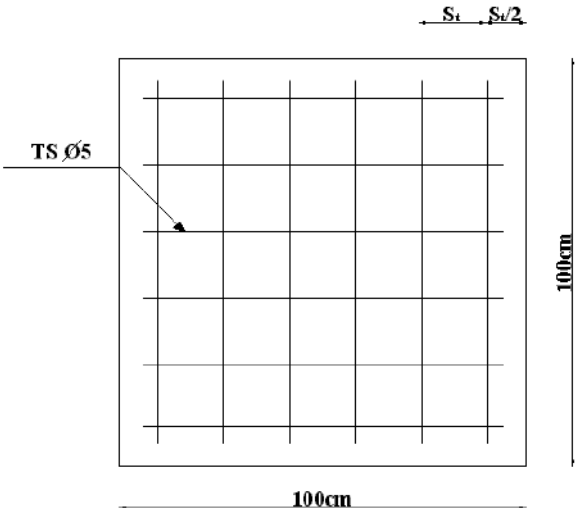


Figure III.7: Disposition constructive des armatures de la table de compression

III.3. ESCALIER

III.3.1. INTRODUCTION

Les escaliers sont des éléments constitués d'une succession de gradins, ils permettent le passage à pied entre différents niveaux du bâtiment.
Notre bâtiment comporte un seul type d'escalier.

III.3.2. DEFINITION DES ÉLÉMENTS D'UN ESCALIER

On appelle « marche » la partie horizontale *(M)* des gradins constituant l'escalier, et « contre marche » la partie verticale *(C.M)* de ces gradins.

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

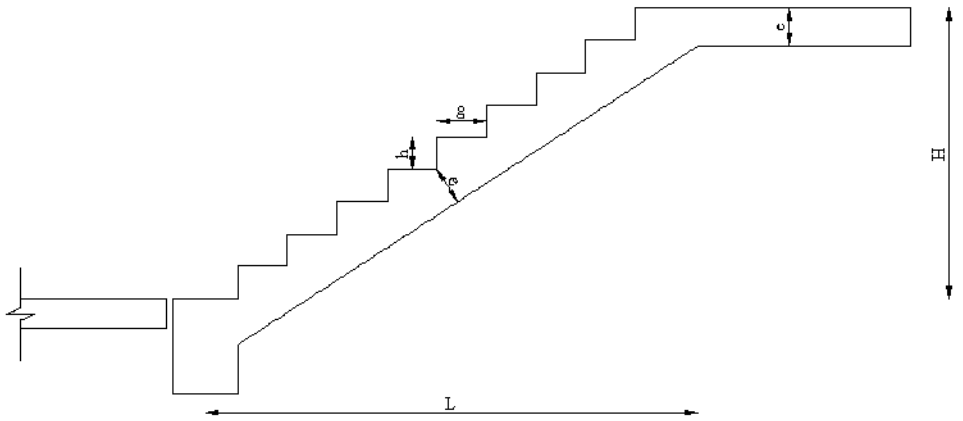


Figure III.16 : Dimensions de l'escalier

Pour une réalisation idéale et confortable on doit avoir :*2h+g=64*
On obtient, le nombre des marches et leur dimension par les relations suivantes :

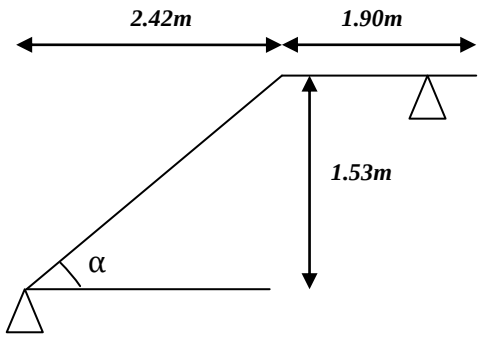
$2h+g=64$ …… *(1)*
$n \times h = H$ …… *(2)*
$(n-1)g=L$ …… *(3)*

Avec :
n : Le nombre des contre marches
(n-1) : Le nombre des marches

En remplaçant (2) et (3) dans (1), on obtient :

$64n^2-n(64+2H+L)+2H=0$
Avec :
n : La racine de l'équation

Schéma statique de l'escalier :



Ce type d'escalier est composé de deux volées et un palier intermédiaire.

$64n^2-n\ 612+306=0$

Solution :

$n_1=0,53$……..*refusée.*
$n_2=9$

Donc on prend :
- le nombre de contre marche …….. $n=9$
- le nombre des marches ……$n-1=8$

Alors :

$$h=\frac{H}{n}=0,17m=17cm$$

$$g=\frac{L}{n-1}=0,30m=30cm$$

a. Vérification de l'équation de " BLONDEL " :

$$\begin{cases}(59\le(g+2h)\le 66)\text{cm}\\(16\le h\le 18)\text{cm}\\(22\le g\le 33)\text{cm}\end{cases}\Rightarrow\begin{cases}2h+g=64\text{cm}\\h=17\text{cm}\\g=30\text{cm}\end{cases}\quad \textit{Vérifiée}$$

b. Détermination de l'épaisseur de la paillasse :

$$\frac{l}{30} \le e \le \frac{l}{20} \Rightarrow 14.63cm \le e \le 21.95cm$$

Avec :

$$l = \sqrt{L^2 + H^2} + 1{,}53 = \sqrt{(2{,}42)^2 + (1{,}53)^2} + 1{,}50 = 4.39m$$

On prend donc l'épaisseur *e=17 cm*

N.B : Le palier aura la même épaisseur que la paillasse.

Cette épaisseur sera prise en considération une fois que toutes les vérifications soient Satisfaites.

c. Angle d'inclinaison de la paillasse :

$$tg\alpha = \frac{H}{L} = \frac{153}{242} = 0{,}6322 \Rightarrow \alpha = 32{,}30°$$

III.3.3. EVALUATION DES CHARGES

a. Palier :

a. 1. Charges permanentes :

	Composants	Epaisseur	Poids volumique (KN/m²) [4]	Poids surfacique (KN/m²)
1	Carrelage	0.02	22	0.44
2	Mortier de pose	0.02	20	0.40
3	Lit de sable	0.03	18	0.54
4	Poids propre du palier	0.17	25	4.25
5	Enduit de ciment	0.02	18	0.36
Charge permanente				**5.99**

a. 2. Charge d'exploitation :

Q_1=2,50KN/m²

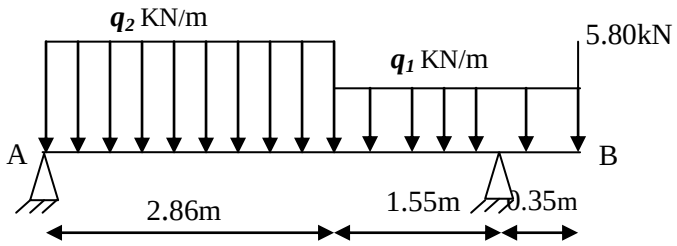
b. Paillasse :

N°	Composants	Epaisseur	Poids volumique (KN/m²) [4]	Poids surfacique (KN/m²)
1	Carrelage	0.02	22	0.44
2	Mortier de pose	0.02	20	0.40
3	Lit de sable	0.03	18	0.54
4	Poids propre de la paillasse	0.17/ cos α	25	5.02
5	Poids des marches	0.17 / 2	25	2.12
6	Enduit de ciment	0.02	18	0.36
Charge permanente				**8.885**

b. 2.Charge d'exploitation :

Q_2=2,50KN/m²

III.3.4. SCHÉMA STATIQUE



III.3.5. COMBINAISON DES CHARGES

E.L.U :

$q_{u1}=1,35G_1+1,5Q_1$
$q_{u2}=1,35G_2+1,5Q_2$

E.L.S :

$q_{ser1}=G_1+Q_1$
$q_{ser2}=G_2+Q_2$

Le chargement de la rampe pour une bande de 1m est donné par le tableau suivant :

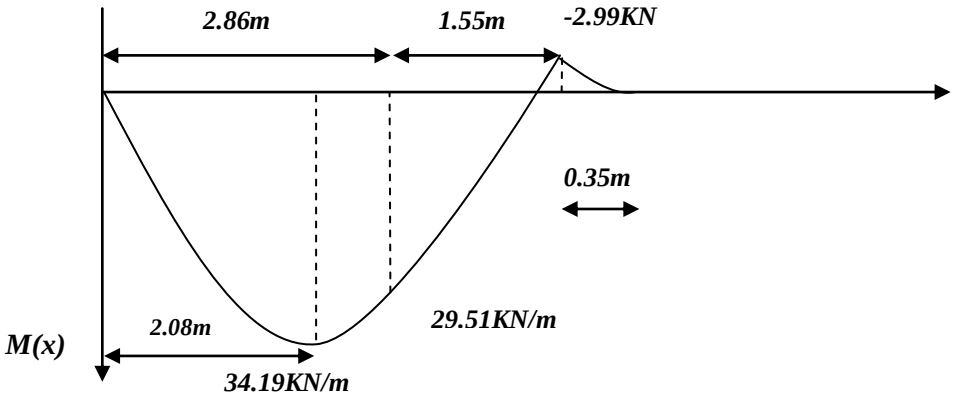
Tableau III.8 : Charge à l'ELU et l'ELS

	q_1 (KN/ml)	***q_2 (KN/ml)***	***Mur double cloison kN(q_3)***
ELU	*11,83*	*15,73*	5.80
ELS	*8,49*	*11,38*	4.29

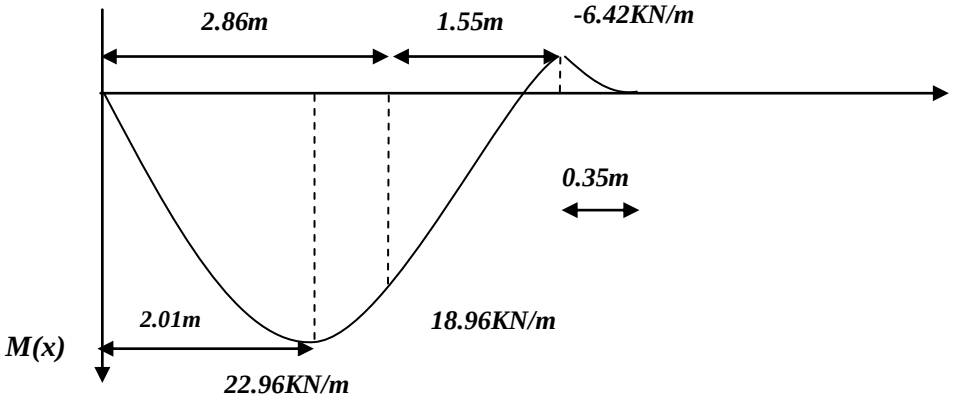
III.3.6. DIAGRAMME DES EFFORTS INTERNES

- ***Moment fléchissant :***

E.L.U :

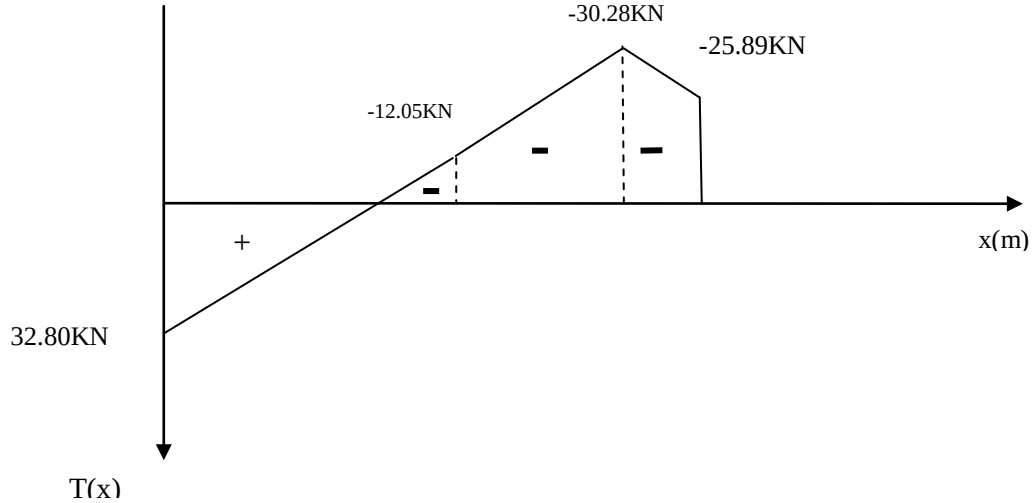


E.L.S :

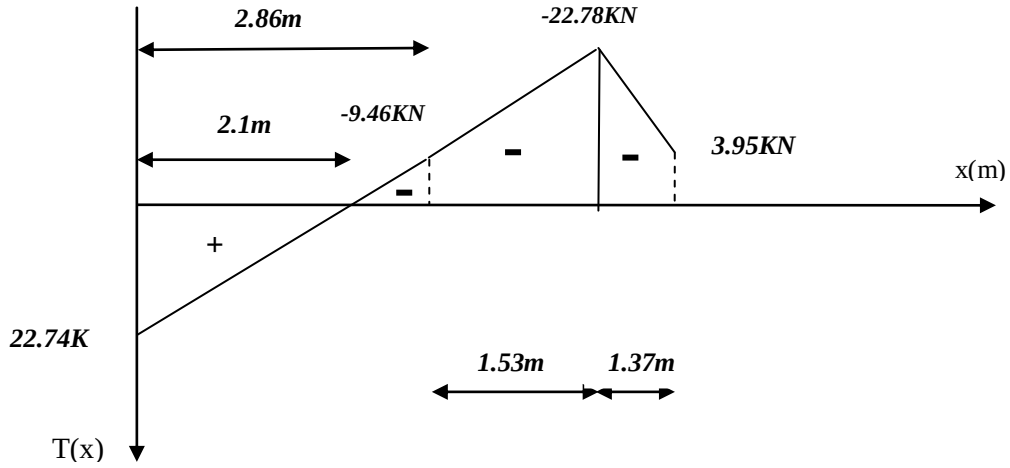


- ***Effort tranchant :***

E.L.U :



E.L.S :



III.3.7. CALCUL DES ARMATURES

- Le calcul se fait pour une section rectangulaire de dimension *(b x h)*

Tel que : *b=100cm ; h=17cm*

- Le ferraillage se fait en flexion simple pour une bande de 1m de largeur (organigramme I, voir annexe)

$f_{c28} = 25MPa$; $f_{bc} = 14{,}17MPa$; $f_{t28} = 2{,}10MPa$; $\gamma_b = 1{,}5$; *d=14,5*

$\sigma_s = 348MPa$; $\gamma_s = 1{,}15$; *fe=400MPa*

Tableau III.9 : Ferraillage de l'escalier

	M_u (KN.m)	μ	$\mu \prec \mu_R$	$A_s^{'}$ (cm²)	β	A_s^{cal}/ml (cm²)	Choix	A_s^{adp}/ml (cm²)
Travée	29,06	0,097	Oui	0	0,949	6,06	6T12	6,78
Appuis	17,095	0,057	Oui	0	0,971	3,51	4T12	4,52

III.3.8. VÉRIFICATIONS

a. Condition de non fragilité :

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

En travée : $A = 6{,}78\,cm^2 \geq A_{min} = \frac{100 \times 17}{1000} = 1.70\,cm^2$ …….. **(c.v)**

Sur appui : $A = 4{,}52 cm^2 \geq A_{min} = 1.70\,cm^2$ ..... **(c.v)**

b. Espacement :

- ***En travée :*** $S_t \leq \frac{100}{6} = 16{,}66cm$

On prend : S_t *=16,66cm*

- ***Sur appui :*** $S_t \leq \frac{100}{5} = 20cm$

On prend : S_t *=20cm*

c. Vérification de l'espacement:

Pour les armatures longitudinales:

En travée : $S_t = 16{,}66cm < Min[3h = 54cm ; 33\,cm] = 33\,cm$ …… (c.v)

Sur appui : $S_t = 20cm < Min[3h = 54cm ; 33\,cm] = 33\,cm$ **…….**(c.v)

d. Armature de répartition :

- ***En travée :*** $A_r \geq \frac{A_s}{4} \Rightarrow A_r \geq 1{,}695$

Le choix est de *3T10=2,35cm²*

- ***Sur appui :*** $A_r \geq \frac{A_s}{4} \Rightarrow A_r \geq 1{,}13$

Le choix est de *3T10=2,35cm²*

e .Espacement :

En travée : $S_t \le \frac{100}{3} = 33{,}33$

Sur appui : $S_t \le \frac{100}{3} = 33{,}33$

f .Vérification de l'espacement:

Pour les armatures de répartitions:

En travée : $S_t = 17\text{cm} < \text{Min}[4h = 72\text{ cm}; 45\text{ cm}] = 45\text{ cm}$ ……..... (c.v)

Sur appui : $S_t = 35\text{cm} < \text{Min}[4h = 72\text{cm}; 45\text{ cm}] = 45\text{ cm}$ …….. (c.v)

g .Vérification de contrainte de cisaillement dans le béton :

On doit vérifier que : $\tau_u \le \overline{\tau_u}$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b.d} \le \overline{\tau}_u = 0.07\frac{f_{c28}}{1.5} = 0.07 \times \frac{25}{1.5} = 1.16\text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{32{,}80 \times 10^3}{1000 \times 145} = 0{,}226\text{ MPa}$$

Donc $\tau_u = 0{,}226\text{MPa} \le \overline{\tau}_u = 1.16\text{ MPa}$

h .Vérification à l'E.L.S :

La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc on vérifie seulement la

Condition : $\sigma_b \le \overline{\sigma}_b$

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

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I}.y$$

Car :

- Position de l'axe neutre :

$$\frac{b}{2}y^2 + nA_s'(y - c') - nA_s(d - y) = 0$$

- Moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3}y^3 + nA_s(d - y)^2$$

Avec :
n=30 ; d=14,50cm ; b=100cm

Tous les résultats sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

Tableau III.10 : Vérification à l'E.L.S

	M_{ser}*(KN.m)*	A_s*(cm²)*	Y *(cm)*	I *(cm^4)*	σ_{bc} *(MPa)*	$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$
Travée	19,51	3,99	3,61	7097,73	9,92	Vérifiée
Appui	11,46	2,31	2,84	5474,40	5,94	Vérifiée

. Vérification de la flèche :

Il n'est pas nécessaire de calculer la flèche si les inégalités suivantes sont satisfaites :

$$1\text{-}\ \frac{h}{L} \geq \frac{1}{20}\frac{M_t}{M_0} \rightarrow \frac{17}{439} = 0{,}038 \geq \frac{19{,}51}{20 \times 22{,}96} = 0.042 \ \ldots\ldots\ldots\ \textbf{(c.n.v)}$$

$$2\text{-}\ \frac{A}{b.d} \leq \frac{2}{f_e} \rightarrow \frac{6{,}78}{100 \times 14{,}5} = 0.0046 \leq \frac{2}{400} = 0.005 \ \ldots\ldots\ldots\ldots\ \textbf{(c.v)}$$

Une condition n'est pas vérifiée, donc il est nécessaire de calculer la flèche
Flèche totale : $\Delta f_T = f_v - f_i \leq \bar{f}$ **[1]**.

Avec : $\begin{cases} f_i = \dfrac{M_{ser} L^2}{10 E_i I_{fi}} \\ f_v = \dfrac{M_{ser} L^2}{10 E_v I_{fv}} \quad L=4{,}39m<5m \\ \bar{f} = \dfrac{L}{500} \end{cases}$

Calcul de la flèche :

$M_{ser} = 22{,}96kN.m, \qquad A = 6{,}78cm^2$

$\rho = \dfrac{A}{b_0.d} = 0{,}0046 \rightarrow \beta = 0{,}897$

$\sigma_s = \dfrac{M_{ser}}{\beta.A.d} = 260{,}36MPa$

$\mu = Max\left[1 - \dfrac{1{,}75.f_{tj}}{4.\rho.\sigma_s + f_{tj}}; 0\right] = 0{,}393$

$$\lambda_i = \frac{0{,}05.f_{tj}}{\left(2+3\frac{b_0}{b}\right)\rho} = 4{,}565 \qquad \lambda_v = \frac{2}{5}\lambda_i = 1{,}826$$

$$y = \frac{(b.h^2).d + 15Ad}{(b.h)+15} = 9{,}28\,cm$$

$$I_0 = \frac{b}{3}[y^3 + (h-y)^3] + 15A(d-y)^2 = 44747{,}1\,cm^4$$

$$I_{fi} = \frac{1{,}1.I_0}{1+\lambda_i\mu} = 15739{,}44\,cm^4 \rightarrow f_i = \frac{M_{ser}.L^2}{10.E_i I_{fi}} = 6{,}45\,mm$$

$$I_{fv} = \frac{1{,}1.I_0}{1+\lambda_v\mu} = 26593{,}21\,cm^4 \rightarrow f_v = \frac{M_{ser}.L^2}{10.E_v I_{fv}} = 15{,}51\,mm$$

$$\Delta f = f_v - f_i = 15{,}51 - 6{,}45 = 6{,}77\,mm = 0{,}67\,cm \prec \overline{f}_{adm} = \frac{L}{500} = \frac{439}{500} = 0{,}87(cm)$$

Conclusion : donc la condition de la flèche est vérifiée.

Calcul de la poutre palière :

La longueur de la poutre: L = 2.60 m

$\frac{L}{15} \le h \le \frac{L}{10}$ [5] $\Rightarrow$ $17.33\,cm \le h \le 26\,cm$

$0.3h \le b \le 0.7h$

On adopte **(b x h) = (25 x 30) cm²**

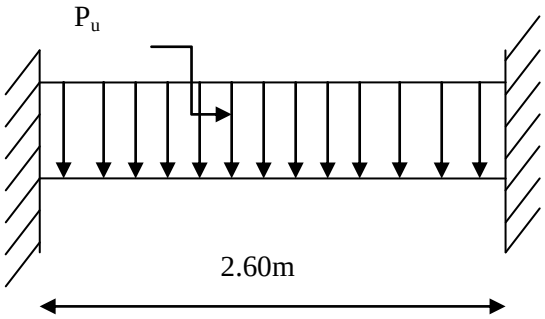


Fig. III.17 poutre palière

***Vérification des prescriptions du RPA 99*:**

b = 25cm ≥ 20cm…… (CV)

h = 30 cm ≥ 30 cm ..... ……... (CV)

h / b = 1.20 cm <4 cm…… (CV)

Charges et surcharges:

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

E.L.U: R_A=32.80/2.6=12.61KN/m

E.L.S: R_A=22.74/2.6=8.74KN/m

Poids propre de la poutre: 25 x 0.25 x 0.3 = 1.875 KN/ml.

Poids propre de la double cloison : G_P = 2.81x2.91= 8.17kN/ml.

P_u = 1.35 (1.875+8.17) + 12.61 = 26.15 KN/ml.

P_{ser} = (1.875+8.17) +8.74 = 18.785 KN/ml.

Calcul des efforts :

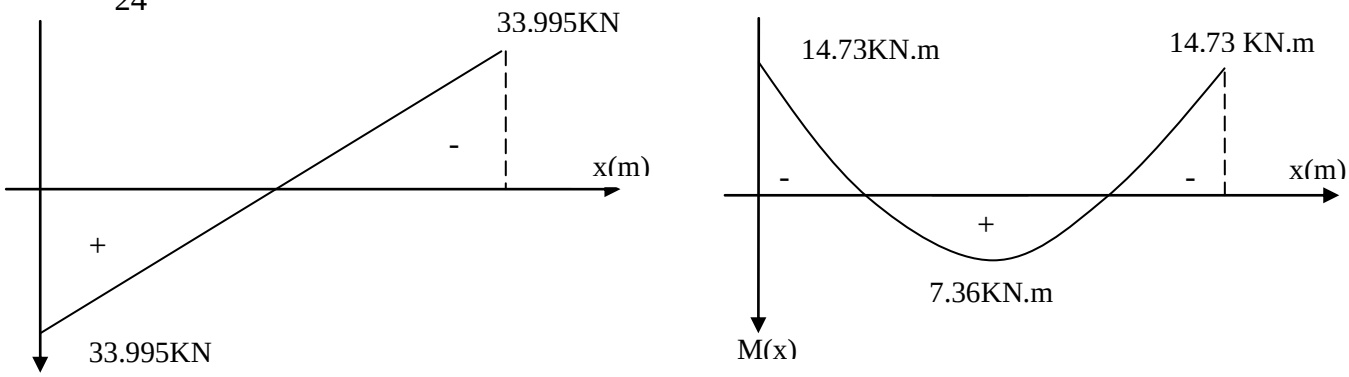
A l'E.L.U:

$R_A = R_B = \frac{p.l}{2}$=26.15x2.6/2=33.995KN.

Donc: $T^{max} = 33.995\,KN$

$M_{appui}^{max} = M_A = M_B = \frac{pl^2}{12}$=26.15x$(2.6)^2$/12=14.73KN.m

$M_t^{max} = \frac{pl^2}{24} = 7{,}36(KN.m)$

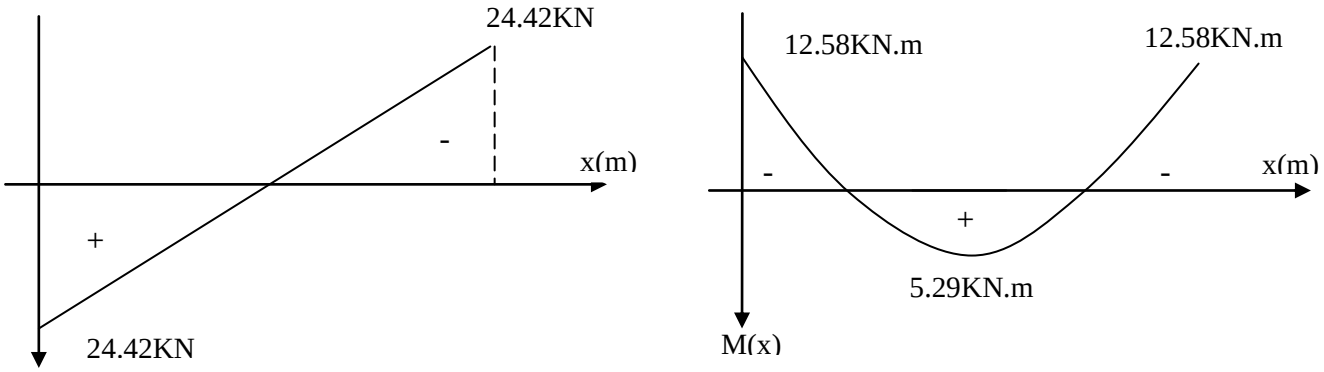


FigIII.18 Diagramme des sollicitations de poutre palière à l'E.L.U

A l'E.L.S

$R_A = R_B = 24.42KN$ Donc: $T^{max} = 24.42\,KN$

$M_{appui}^{max} = M_A = M_B = 12.58KN.m$; $M_t^{max} = 5.29KN.m$



FigIII.19 Diagramme des sollicitations de poutre palière à l'E.L.S

Calcul du ferraillage:

a) Armatures longitudinales:

b = 25 cm ; h = 30 cm ; d = 27,5 cm ; (fissuration préjudiciable).

Tableau III.11 ferraillage (armatures longitudinales) de poutre palière

	M_u KN.m	μ	α	β	A (cm^2)	A' (cm^2)	A_{min} (cm^2)
En travée	7,36	0,006	0,0075	0,997	0,77	0	0,75
sur appuis	14,73	0,013	0,0151	0,994	1,54	0	0,75

***Condition de non fragilité*:**

On vérifie que: $A \geq A_{min} = \frac{B}{1000} = 0{,}75 cm^2$

- en travée : $A = 0{,}77 cm^2 \geq 0{,}75 cm^2$…… (c.v)

-Sur appuis: $A = 1{,}51 cm^2 \geq 0{,}75 cm^2$……. (c.v)

Donc on adopte :

-en travée : **A = 3 T 10 = 2.35 cm².**

-Sur appuis : **A = 4 T 10 = 3.14 cm².**

Vérification de l'effort tranchant:

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0.d} = \frac{33{,}995 \times 10^3}{275 \times 250} = 0{,}494\,MPa$$

$$\overline{\tau}_u = Min\left[0{,}15\frac{F_{c28}}{\gamma_b} = 2{,}5MPa; 4MPa\right] = 2{,}50\,MPa$$

$$\tau_u = 0.494\,MPa < \overline{\tau}_u = 2{,}50\,MPa$$

Vérification de compression dans la bielle de béton:

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

$$a = Min\left[b - e - 2; 0.9d\right] = Min\ \left[20.5cm; 24{,}75\,cm\right] = 20.5\,cm$$

$$V_u = 33{,}995\,KN \leq 0{,}5\left(\frac{25x1000}{1.5}\right) \times 0{,}25 \times 0{,}205 = 427{,}08\,KN \quad \text{…….. (CV)}$$

Vérification au voisinage de l'appui:

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

$$\frac{2\times 33{,}995\times 10^3}{250\times 205} = 1{,}32 < 0{,}8\times\frac{25}{1{,}15} = 17{,}39 \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \text{ (CV).}$$

$$A = 2{,}35\,cm^2 \geq \frac{\gamma_s \cdot V_u}{f_e} = \frac{1{,}15\times 33{,}995\times 10^3}{400} = 0{,}97\,cm^2 \text{.....(c.v).}$$

b) **Armatures transversales:**

$$\varphi_t = Min\left[\frac{h}{35} = 0.85\,cm\,;\ \varphi_l = 10\,mm;\frac{b_0}{10} = 2{,}5\,cm\right]$$

On choisit :

$$\varphi_t = 8\,mm < 0{,}85\,cm$$

$$a_t = \frac{\pi.\varphi_t^2}{4} = 0{,}5\,cm^2$$

Donc on adoptera: At $=n_t.a_t=2$ T 8 = 1 cm².

Vérification du R.P.A 99 V 2003:

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

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

Zone courant: $S_t \leq \overline{S_t} = \frac{h}{2} = 15cm.$

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

On adoptera les valeurs suivantes: $\begin{cases}S_t = 7\,cm & (\text{zone nodale})\\ S_t = 15\,cm & (\text{zone courante})\end{cases}$

On a $A_t = 1$ cm².

$$S_t = 7\,cm \Rightarrow A_t = 1\,cm^2 > A_{t\,min} = 0.003.b.S_t = 0{,}525\,cm^2$$

$$S_t = 15\,cm \Rightarrow A_t = 1\,cm^2 > A_{t\,min} = 0.003\times(15)\times(25) = 1{,}12cm^2$$

$S_t \leq \overline{S_t}$ Pour les deux zones

Pour la zone **courante** $A < A_{min}$, donc on retiendra : **A_t = 3 T 8 = 1.5 cm².**

Et on procédera à la vérification des paramètres suivants:

1- $\frac{A_t}{b_0 \cdot S_t} \geq \frac{\gamma_s (\tau_u - 0.3 f_{t28}.k)}{0.9. f_e.(\cos\alpha + \sin\alpha)}$ [1], avec k = 1 (flexion simple) et : $\alpha = 90°$

Zone nodale: $\frac{1{,}5 \times 10^2}{250 \times 70} = 0{,}01 \geq \frac{1.15(0.47 - 0.3 \times 2.1 \times 1)}{0.9 \times 400 \times (0+1)} = -5.11.10^{-4}$

Zone courante: $\frac{1.5 \times 10^2}{250 \times 150} = 0{,}004 \geq \frac{1.15(0.53 - 0.3 \times 2.1 \times 1)}{0.9 \times 400 \times (0+1)} = -5.11.10^{-4}$

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

Zone nodale: $A_t = 1.5\,cm^2 \geq A_{min} = \frac{0{,}4 \times 250 \times 70}{400} = 0{,}175\,cm^2$

Zone courante: $A_t = 1.5\,cm^2 \geq A_{min} = \frac{0.4 \times 250 \times 150}{400} = 0.375\,cm^2$

III.3.9 Vérification à l'E.L.S:

La fissuration est considérée comme préjudiciable, donc il faut vérifier que:

$$\boldsymbol{\sigma_b \leq \overline{\sigma}_b \; et \; \sigma_s \leq \overline{\sigma}_s}$$

1) on vérifie que :

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

Avec: $\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I}.y$ et $\overline{\sigma}_b = 0.6. F_{c28} = 0.6 \times 25 = 15\,MPa$

Tableau III.12 : Vérification à l'E.L.S de poutre palière

	A (cm²)	**Y (cm)**	**I_0 (cm⁴)**	**M_{ser} (KN.m)**	σ_b	$\overline{\sigma}_b$	$\sigma_b \leq \overline{\sigma}_b$
En travée	2.35	4,06	19925,22	5,29	1,07	15	CV
sur appuis	3.14	4,64	25445,97	12,58	2,29	15	CV

2) on vérifie que :

$\boldsymbol{\sigma_s \leq \overline{\sigma}_s}$ **Avec :** $\overline{\sigma_s}$ = min (⅔ f_e ; 110 $\sqrt{\eta \times f_{tj}}$)=202 MPa,

-En travée : $\sigma_s = 89{,}95(MPa) \leq 202(MPa) \ldots\ldots\ldots (c.v)$

-Sur appuis : $\sigma_s = 162{,}23(MPa) \leq 202(MPa) \ldots\ldots\ldots\ldots (c.v)$

Vérification de la flèche:

Les conditions suivantes:

1- $\frac{h}{L} = \frac{0{,}3}{2{,}6} = 0{,}115 \geq \frac{1}{16} = 0{,}0625$ …… (CV)

2- $\frac{h}{L} = 0.115 \geq \frac{1}{10}\frac{M_t}{M_0} = 0{,}042$ …….. (CV)

3- $\frac{A}{b_0.d} = \frac{2{,}35}{25 \times 27{,}5} = 0{,}0034 \leq \frac{2}{f_e} = 0.005$ …….. (CV)

CHAPITRE IV

ETUDE SISMIQUE ET DYNAMIQUES

IV.1. INTRODUCTION :

Les tremblements de terre restent une menace pour l'homme et leur équipements, principalement à travers leurs effets directes sur les ouvrages (tels que la ruine partielle ou totale) et peuvent par ailleurs provoquer des effets secondaires comme les incendies et les explosions.

Le calcule d'une structure l'égard sa sécurité sismique consiste en l'évaluation des forces sismiques susceptibles d'engendrer des désordres.

IV.2.CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES DE LA STRUCTURE :

Avant toute étude dynamique d'une structure, il est indispensable de connaître en premier lieu les caractéristiques géométriques de la structure : centres de masse, centres de torsion et excentricités, qui influent sur le comportement de la structure.

IV.2.1. CENTRE DE MASSE :

C'est le point d'action de la résultante des forces d'inertie produites par l'effet dynamique du à l'action sismique. Pour chaque étage on détermine le centre de masse du plancher, en Tenant compte de tous les éléments constituant le plancher (plancher, poutres, poteaux, Escaliers, balcons, doubles cloisons et les charges d'exploitations) chacun avec sa masse Volumique.

Le centre de masse est repéré dans un système d'axe choisi, il est défini par les formules Suivantes :

- ✓ On détermine pour chaque niveau le centre de masse de ses éléments constitutifs qui ont une influence sur la stabilité du bâtiment (poteaux, poutres, mûrs, escaliers, voiles…..) il est donné par la formule suivante :

$$X_{Gj} = \frac{\sum w_i \cdot x_i}{\sum w_i} \qquad \text{Et} \qquad Y_{Gj} = \frac{\sum w_i \cdot y_i}{\sum w_i}$$

Avec :

W_i : Le poids total de la masse concentrée de l'élément (i) du niveau considéré
X_i, Y_i : coordonnées de centre de masse de l'élément (i) par rapport au repère global.
X_G, Y_G : coordonnées de centre de masse du niveau par rapport au repère global.

Les résultats par niveau sont rappelés dans le tableau ci-dessous:

Calcul d'excentricité selon ‹‹ **RPA version 2003** ›› :

A chaque niveau et pour chaque direction de calcul, la distance entre le centre de gravité des masses et le centre des rigidités ne dépasse pas 15% de la dimension du bâtiment mesurée perpendiculairement à la direction de l'action sismique considérée.

Dimensions du bâtiment :

Longueur du bâtiment = 26.12 m
Largeur du bâtiment = 19.09 m

Centre de Masse :

Tableau VI.1 : valeur du centre de masse

Niveau		Masse et centre de Masse				
Diaphragme N°	Niveau (m)	W_i (kN)	XG (m)	YG (m)	W_i*XG	W_i*YG
DIAPH1	+21.42	3408.07	12.89	9.39	43930.02	32001.77
DIAPH2	+18.36	4836.85	12.60	9.37	60944.31	45321.28
DIAPH3	+15.30	6141.79	12.61	9.35	77447.97	57425.73
DIAPH4	+12.24	6198.99	12.61	9.35	78169.26	57960.55
DIAPH5	+9.18	6256.20	12.61	9.35	78890.68	58495.47
DIAPH6	+6.12	6256.20	12.61	9.35	78890.68	58495.47
DIAPH7	+3.06	4979.79	12.61	9.37	62795.15	46660.63

IV.2.2 Centre de torsion :

Le centre de torsion est repéré dans le même système d'axe choisi, il est défini par les relations suivantes :

$$X_{tj} = \frac{\sum I_{yi} \cdot x_i}{\sum I_{yi}} \quad \text{Et} \quad Y_{tj} = \frac{\sum I_{xi} \cdot y_i}{\sum I_{xi}}$$

I_{xi}, I_{yi}: moments d'inertie de la section transversale (du poteau ou voile) par rapport au repère global « ox ; oy » respectivement.
X_i, Y_i : coordonnées du point « **i** » par rapport au repère global choisi.
X_{tj}, Y_{tj} : coordonnées de centre de torsion du niveau « **j** » par rapport au repère choisi.

Il est rappelé que :

- Le centre de torsion d'un voile plein ou d'un poteau simple (rectangulaire) est confondu avec son centre de gravité ;
- Pour un voile plein composé possédant un centre de symétrie, le centre de torsion est confondu avec ce centre de symétrie.

Les résultats sont résumés dans les tableaux suivants :

♦ **Pour les poteaux :**

$$I_X = \frac{bh^3}{12} \; ; \quad I_Y = \frac{hb^3}{12}$$

♦ **Pour les voiles (les refends pleins) :**

Le moment d'inertie par rapport à (Ox) et (Oy) sont :

$$I_X = \frac{L.e^3}{12} \; ; \quad I_Y = \frac{e.L^3}{12}$$

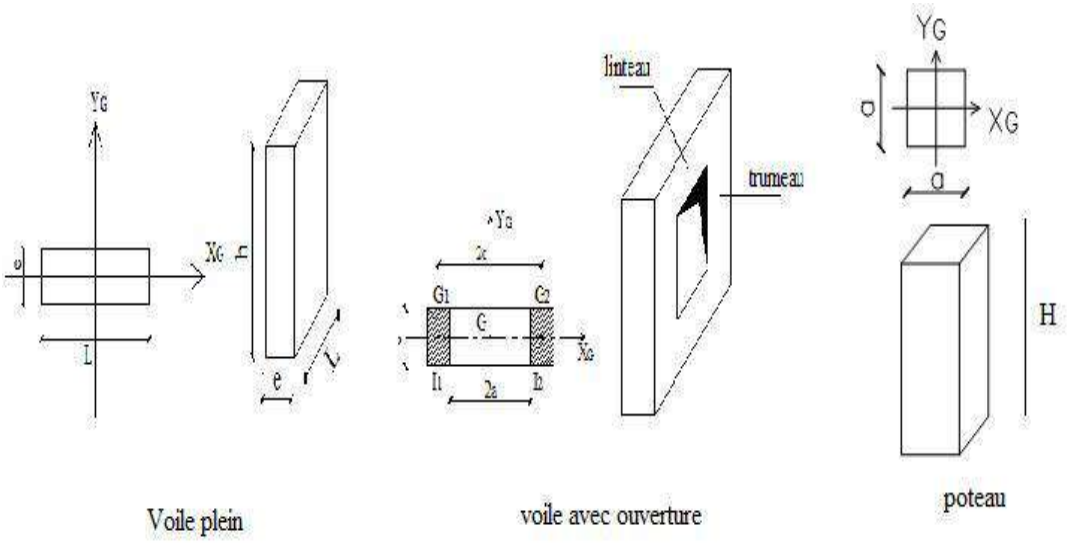


Figure IV .1 : Inerties des voiles et des poteaux

Tableau VI.2 : valeur du centre de torsion

Niveau (m)	centre de torsion					
	∑ Ix (m4)	∑ Iy (m4)	X_R (m)	Y_R(m)	∑ Ix * X_G	∑ Iy* Y_G
+21,42	0.0317	0.0317	13,08	9,45	0.408613	0.297663
+18,36	0.0317	0.0317	12.70	9,41	0.39942	0.297029
+15,30	0.0317	0.0317	12.70	9,37	0.399737	0.296395
+12,24	0.0588	0.0588	12.70	9,37	0.741468	0.54978
+9,18	0.0588	0.0588	12.70	9,37	0.741468	0.54978
+6,12	0.0588	0.0588	12.70	9,37	0.741468	0.54978
+3,06	0.0588	0.0588	12.70	9,41	0.741468	0.550956

Excentricité statique:

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

$$E_x = |x_R - x_G| \qquad \text{Et} \qquad E_y = |y_R - y_G|$$

Tableau VI.3 d'excentricité théorique

Etages	X_G	X_R	E_x Théo	Y_G	Y_R	E_Y Théo
7eme	12.89	13,08	0.19	9.39	9,45	0.06
6eme	12.60	12.70	0.10	9.37	9,41	0.04
5eme	12.61	12.70	0.09	9.35	9,37	0.02
4eme	12.61	12.70	0.09	9.35	9,37	0.02
3eme	12.61	12.70	0.09	9.35	9,37	0.02
2eme	12.61	12.70	0.09	9.35	9,37	0.02
1ere	12.61	12.70	0.09	9.37	9,41	0.04

Excentricité accidentelle : [RPA 99 version 2003 Art 4.2.7]

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

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

$$\begin{cases} E_x = 0{,}05.\ L_x \\ E_y = 0{,}05.\ L_y \end{cases}$$

Tableau VI.4 d'excentricité accidentelle

Etages (m)	L_X (m)	L_Y (m)	e_x (m)	e_y (m)
7eme	26,12	19,09	1,306	0,9545
6eme	26,12	19,09	1,306	0,9545
5eme	26,12	19,09	1,306	0,9545
4eme	26,12	19,09	1,306	0,9545
3eme	26,12	19,09	1,306	0,9545
2eme	26,12	19,09	1,306	0,9545
1ere	26,12	19,09	1,306	0,9545
7eme	26,12	19,09	1,306	0,9545

IV.3 Etude dynamique :

IV.3.1 Introduction :

Lorsqu'une structure soumise à une sollicitation rapidement variable dans le temps et dans l'espace c'est-à-dire une sollicitation présentant un caractère dynamique, elle effectue une série d'oscillations forcées suivies par des oscillations libres et finissantes par s'amortir plus ou moins rapidement.

Le problème consiste à déterminer la réponse de la structure à une excitation donnée et son comportement à partir d'une modélisation adoptée.

IV.3.2 METHODE DE CALCUL :

L'analyse d'une structure peut se faire à l'aide de trois principales méthodes, le choix de la méthode dépend du type de la structure et de ses dimensions :

- La méthode d'analyse dynamique par accélérogramme
- La méthode d'analyse modale spectrale
- La méthode statique équivalente
- Le ‹‹RPA 99V2003››exige de vérifier les conditions de régularités pour appliquer la méthode Simplifiée statique, sinon on est obligé d'utiliser l'une des méthodes

IV.3.3.Méthode dynamique modale spectrale :

IV.3.3.a.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.3.3.b.Modélisation :

Le modèle choisi dans la modélisation sur le ROBOT est le nœud maître, 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 donnés par le mouvement du nœud maître, les autres nœuds du même plancher sont emportés par le mouvement du nœud maître et sont appelés nœuds esclaves.

IV.3.3.c.Le spectre de réponse de calcul :

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

$$\frac{S_a}{g}=\begin{cases}1.25A\left(1+\dfrac{T}{T_1}\left(2.5\eta\dfrac{Q}{R}-1\right)\right) & 0\le T\le T_1\\ 2.5\eta(1.25A)\dfrac{Q}{R} & T_1\le T\le T_2\\ 2.5\eta(1.25A)\dfrac{Q}{R}\left(\dfrac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & T_2\le T\le 0.3\ \text{s}\\ 2.5\eta(1.25A)\dfrac{Q}{R}\left(\dfrac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}}\left(\dfrac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & T\ge 3\ \text{s}\end{cases}$$

Avec :

S_a : Le spectre de réponse.

T_1 ; T_2 : périodes caractéristiques associées à la catégorie de site.
A : coefficient d'accélération de zone.

A = 0.15 (groupe d'usage 2B ; zone II_a : tableau 4.1)

η: facteur de correction d'amortissement η = $\eta = \sqrt{7/(2+\xi)} \geq 0{,}7$.

η = 0.882 avec ξ = 7%

Q : facteur de qualité donnée par la formule $Q = 1 + \sum^{6} P_q$

c. coefficient de comportement R : [RPA99v2003 : Tab.4.3]

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.**

g : accélération de la pesanteur=10m/s^2

Dans notre cas; les valeurs des coefficients sont:

Q : facteur de qualité donnée par la formule $Q = 1 + \sum^{6} P_q$

Les valeurs des coefficients sont:

Tableau IV. 5. calculs du facteur qualité

	P_q			
	suivant x		suivant y	
Critère q	Observé	Non observé	Observé	Non observé
1- Condition minimale sur les files de contreventement	0	-	0	-
2- Redondances en plan	0	-	0	-
3- Régularité en plan	0	-	0	-
4- Régularité en élévation	0	-	0	-
5- Contrôle de la qualité des matériaux	-	0.05	-	0.05
6- Contrôle de la qualité de l'exécution	-	0.10	-	0.10
∑	0.15		0.15	

Donc : $Q = 1.15$

T_1 ; T_2 : périodes caractéristiques associées à la catégorie de site.

T_1= 0.15 s
T_2 = 0.4 s

➔ Site S_2

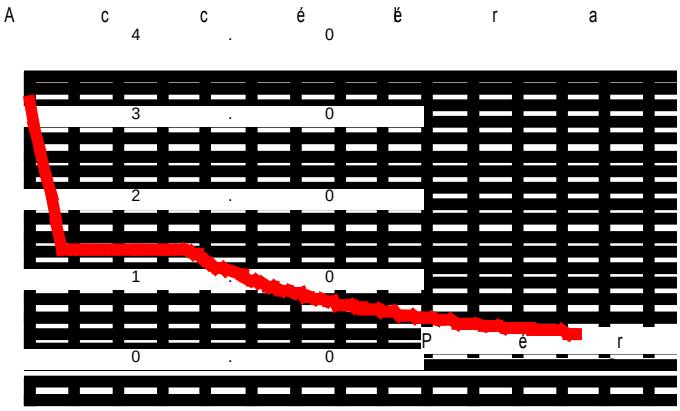


Figure IV.2 : spectre de répons

IV.3.4 Caractéristique dynamique :

Nombre de modes à considérer :

D'après le‹‹ **RPA99 version 2003** ›› **[ART 4.3.4]** : le nombre de modes propres de vibrations à retenir pour chacune des deux directions d'excitation doit être tel que la somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit 90%au moins de la masse totale de la structure ; les périodes et les coefficients de participation massiques obtenus pour chaque mode de vibration sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau IV.6.Périodes et facteurs de participation massique

TABLE: Modal Participating Mass Ratios				
Output Case	Step Num	Period	Sum UX	Sum UY
Text	Unit less	Sec	Unit less	Unit less
MODAL	1	0.503	75.06	0.00
MODAL	2	0.445	75.06	73.48
MODAL	3	0.366	75.10	73.48
MODAL	4	0.144	90.98	73.48
MODAL	5	0.123	90.98	91.13

Le mode retenue = 5

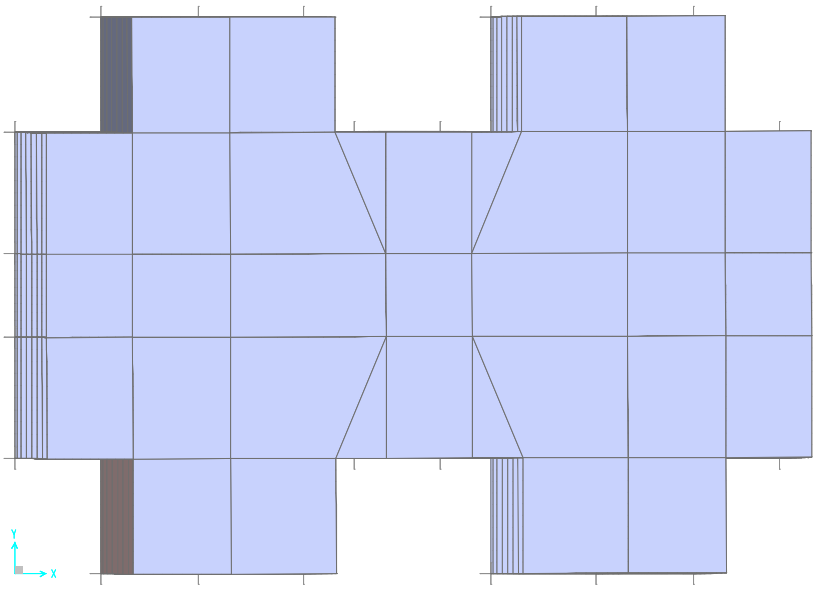


Figure IV.3 : premier mode Translation suivant l'axe X

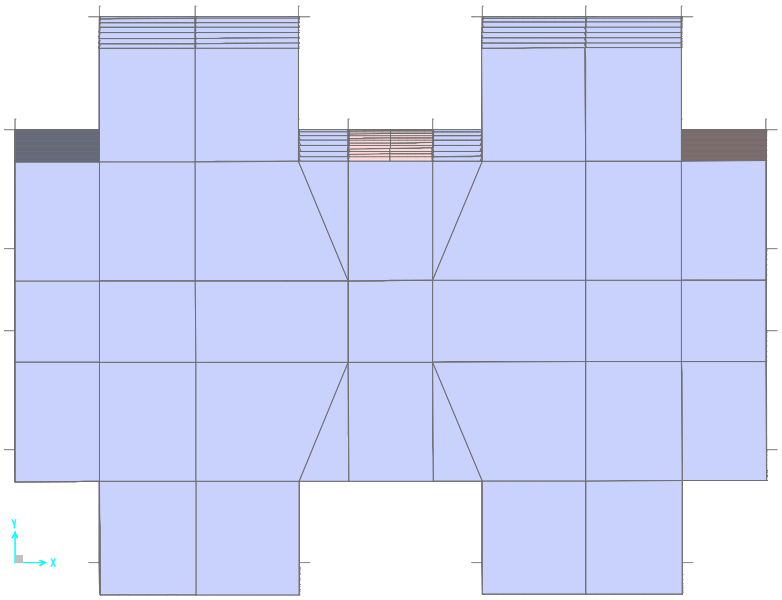


Figure IV.4 : deuxième mode Translation suivant l'axe Y

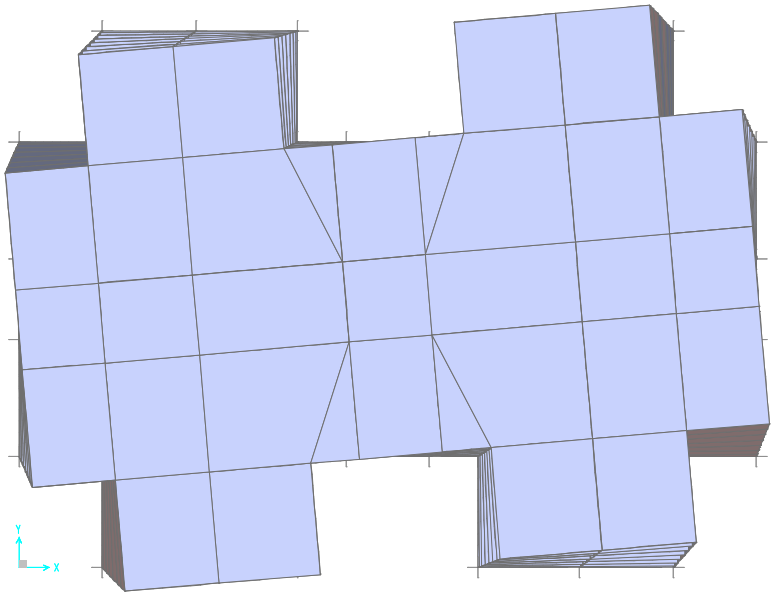


Figure IV.5 :troisième mode rotation suivant l'axe Z

Constatation :

-**1ère mode** : translation pure dans le sens (X).
-**2ème mode** : translation pure dans le sens (Y).
-**3ème mode** : rotation pure suivant l'axe vertical (Z).

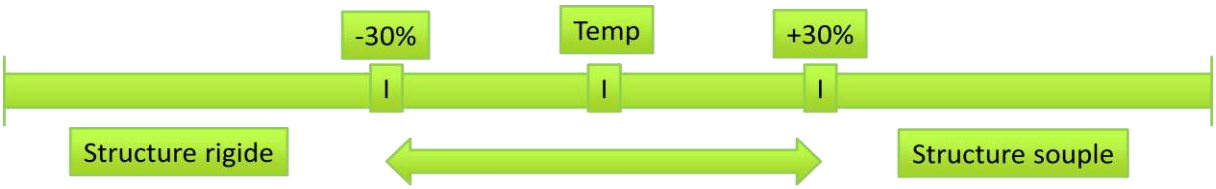
-La participation massique atteint les 90% (dans les deux sens) à partir du 5ème mode.

IV.3.5 vérification réglementaire :

- ✓ **Vérification du période.**
- ✓ **Vérification de l'effort tranchant à la base.**
- ✓ **Vérification du déplacement.**
- ✓ **Vérification de la stabilité au renversement.**
- ✓ **Vérification vis-à-vis de l'effet P-Δ .**

Vérification des périodes :

Les valeurs de T, calculées à partir de SAP 2000 V14 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 :
$T=0.09*h_N/\sqrt{D}$
D : la dimension du bâtiment mesuré à sa base dans la direction de calcule considéré.
$\mathbf{h_N}$: hauteur mesuré en mètre a partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau



Ecart % = (T num –T emps)/T emps

T1 = 0.503 sec

T1empx= 0.497 s

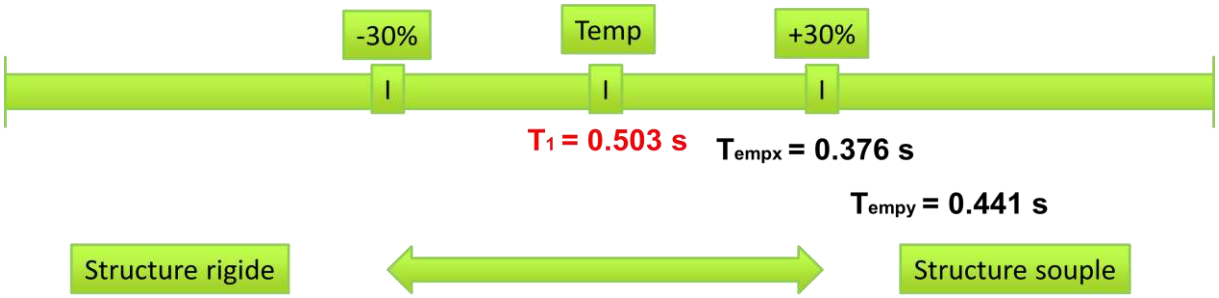
T1empy= 0.497 s

$$T = C_T h_N^{3/4} \qquad (4\text{-}6)$$

T2empx= 0.376 s

T2empy= 0.441 s

$$T = 0.09\, h_N / \sqrt{D} \qquad (4.7)$$



T_1 = 0.503 s **T_{empx} = 0.376 s**

T_{empy} = 0.441 s

Ecart % = (T_{num}-T_{emp})/T_{emp}

T_1 = 0.503 s

T_{empx}= 0.376 s **Ecart x % = 33.77%**

T_{empy}= 0.441 s **Ecart y % = 14.05%**

Tableau IV.8.Vérification des périodes

	$E_{mpirique}$(s)	$N_{umérique}$(s)	1.3*T_{Emp}	$T_{Num} \leq 1.3*T_{Emp}$
X	0,376	0,503	0,488	oui
Y	0,441	0,503	0,573	oui

b) Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul (Art 4.3.6) :

La résultante des forces sismique à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieur 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 4.2.6]

$$\boldsymbol{Donc\ il\ faut\ vérifier\ que} \quad \frac{V_t}{V} > 0,8$$

Calcul de la force sismique totale :

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 =0.15 (tableau 4.1)

D : facteur d'amplification dynamique moyen

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

$\mathbf{T_2}$ = 0,40 s, T1 = 0,15 s ; **tableau (4.7) (avec site S_2)**

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]

$T_X = 0{,}376\,\text{s}$

$T_Y = 0{,}441\,\text{s}$

$D_X = \{2.5\eta = 2.5x0.882 = 2.205 \qquad 0 \le T = 0{,}376\ s \le 0{,}4\ s$

$D_Y = \{2.5\eta(T_2/T)^{\frac{2}{3}} = 2.5x0.882x(0.4/0.441)^{\frac{2}{3}} = 2.066 \qquad 0{,}4 \le T = 0{,}441\ s \le 3{,}0s$

R=5 : coefficient de comportement global de la structure

Q =1.25 : facteur de qualité

W : poids total de la structure

$$W = \sum_{i=1}^{n} W_i \qquad avec\ W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

β = 0,2 (Bâtiments d'habitation, bureaux ou assimilés, tableau 4.5)

W= 43495.687KN

Méthode Statique équivalente

$$V_X = \frac{A.D_X.Q_X}{R}.W = \frac{0{,}15x2{,}205x1{,}25}{4} \text{ x } 43495.687 = 4495{,}69\ kN$$

$V_y = 4212{,}28\ kN$

$V_{tx} = 3292.882$

$V_{ty} = 2836.04\ kN$

Méthode Dynamique Spectrale :

Tableau IV.9. : Vérification de l'effort tranchant à la base

	V (KN)	**V_t (KN)**	**0.8 V (KN)**	**$V_t \geq 0.8$ V**
x	4495,69	3865.09	3596,55	CV
y	4212,28	3636,04	3369,824	CV

c)Vérification des déplacements :

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

$\delta_K = R\delta_{ek}$ **[RPA99v2003: Art 4.4.3]**

- δ_{ek} : Déplacement dù aux forces séismiques F_i.
- R : coefficient de comportement.

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

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

Selon **[RPA99v2003: Art 5.10]** le déplacement horizontal relatif d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser:
Δ k limite = 0.01 he

Avec :

- he : la hauteur de l'étage k.

les résultats de calcul des différents déplacements suivant leurs directions (x), (y) et leurs vérifications sont déterminés dans les deux tableaux suivants :

Tableau IV.10. Vérification des déplacements

Tableau de Déplacement inter-étage								
Joint	δ_{eK} (cm)/X	δ_{eK} *R (cm)	ΔX (cm)	δ_{eK} (cm)/y	δ_{eK} *R (cm)	ΔY (cm)	0,01h_e	oui/non
	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm	
RDC	0,07	0,37	-	0,05	0,23	-	-	-
+3,06	0,20	1,01	0,65	0,13	0,64	0,41	3,06	oui
+6,12	0,36	1,78	0,77	0,23	1,14	0,51	3,06	oui
+9,18	0,52	2,58	0,80	0,34	1,69	0,54	3,06	oui
+12,24	0,67	3,34	0,76	0,45	2,23	0,54	3,06	oui
+15,3	0,80	4,02	0,68	0,55	2,74	0,51	3,06	oui
+21,42	0,93	4,63	0,61	0,64	3,21	0,47	3,06	oui

- Dans les deux directions les déplacements sont inférieurs au déplacement limites 1%h=3.06cm.

D) 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 : $M_{tx} = Y_G . Wi$, $M_{tY} = X_G . Wi$

Avec :

- X_G, Y_G : les coordonnées du centre de gravité de la structure
- Wi : la masse de plancher dans chaque niveau

- **Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur :** [Art 4.2.5]

$$F_t = \begin{cases} 0{,}07TV \le 0{,}25V & \text{si } T \ge 0{,}7\,s \\ 0 & \text{si } T < 0{,}7\,s \end{cases}$$

On a :

- T = 0,40 s → $F_t = 0$
- Donc M:

$$F_{iX} = \left(\frac{W_i h_i}{\sum_{j=1}^{n} W_J h_j} \right) . V_X = \alpha_x . V_X$$

$$F_{iY} = \left(\frac{W_i h_i}{\sum_{j=1}^{n} W_J h_j} \right) . V_Y = \alpha_Y . V_Y$$

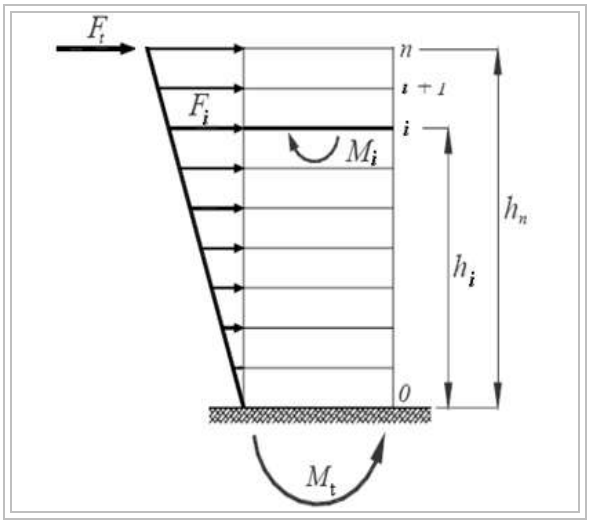


Figure IV.6 : Les forces agissent sur la stabilité au renversement

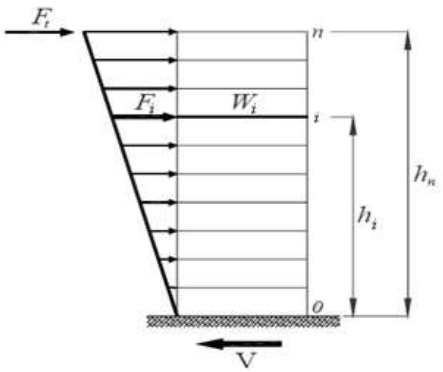


Figure IV.7 : Distribution des forces sismiques

Distribution de la résultante des forces sismique sur les étages :

Tableau IV.11 : forces sismiques suivant (x).

Niveau	h_i	W_i	$W_i . h_i$	α_x	F_{ix} (kN)
6	+21.42	3408.07	73000,86	0.16	544.15
5	+18.36	4836.85	88804,57	0.20	677.83
4	+15.30	6141.79	93969,39	0.21	704.74
3	+12.24	6198.99	75875,68	0.17	563.79
2	+9.18	6256.20	57431,92	0.13	422.84
1	+6.12	6256.20	38287,94	0.09	281.90
RDC	+3.06	4979.79	15238,16	0.03	113.56
	∑		442746,167	1	3308.82

Tableau IV.12 : forces sismiques suivant (y).

	h_i(m)	**W_i (KN)**	**$W_i h_i$**	**α_x**	**F_{iy} (KN)**
	+21.42	3408.07	73000,86	0.16	509.85
	+18.36	4836.85	88804,57	0.20	635.10
	+15.3	6141.79	93969,39	0.21	660.32
	+12.24	6198.99	75875,68	0.17	528.25
	+9.18	6256.20	57431,92	0.13	396.19
	+6.12	6256.20	38287,94	0.09	264.13
	+3.06	4979.79	15238,16	0.03	106.40
	∑	38095,89	442746,167	1	3100,24

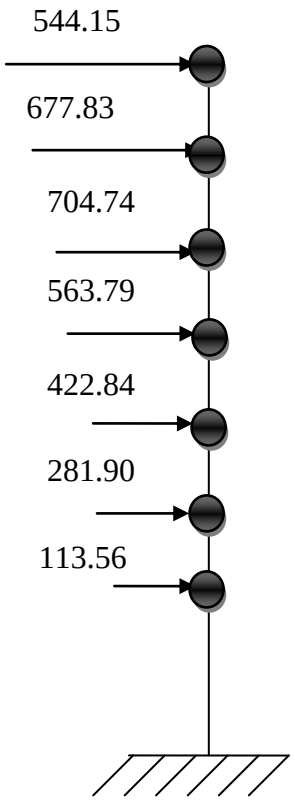


Figure IV.8: Distribution de la force sismique

Moment de Renversement :

$$M_0 = \sum_{i=1}^{n} h_i.F_i$$

Avec :

F_i : la force distribuée en hauteur ;

h_i : la hauteur de l'étage par rapport au base 0 ;

M_i = $h_i.F_i$.

Le moment de renversement doit être équilibrée par

Le moment de stabilité qu'est égale :

$M_{tx} = X_G.W_I$ et $M_{ty} = Y_G.W_I$

Avec :

X_G, Y_G : Les coordonnées de centre de géométrie de la structure ;

W_I : La masse du plancher dans chaque niveau.

V_{tx} = Sax = 3292.883 KN;

V_{ty} = Say = 2836.04 KN.

Tableau IV.13 : forces sismiques suivant (x) et (y) et moment de reversement.

Mi (kN)	hi (m)	F_{ix} (kN)	F_{iy} (KN)	$h_i . F_{ix}$ (KN.m)	$h_i . F_{iy}$ (KN.m)
3622.52	21.42	544.15	509.85	11655.78	10921.03
5264.51	18.36	677.83	635.10	12445.00	11660.50
6568.21	15.30	704.74	660.32	10782.55	10102.85
6568.21	12.24	563.79	528.25	6900.83	6465.82
6568.21	9.18	422.84	396.19	3881.72	3637.03
6568.21	6.12	281.90	264.13	1725.21	1616.46
5291.80	3.06	113.56	106.40	347.49	325.58
				Mr x	Mr y
			Σ	47738.56	44729.26

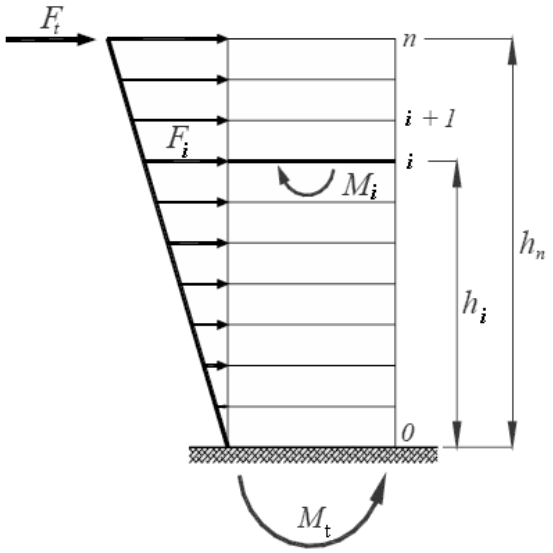


Figure IV.9: moment de reversement

Moment de Stabilité

Tableau IV.14 : moment de stabilité suivant(x) et (y)

Mi (kN)	X_G (m)	Y_G (m)	Mi. X_G (KN.m)	Mi. Y_G (KN.m)
3622.52	12.89	9.39	46694.28	34015.46
5264.51	12.62	9.37	66438.12	49328.46
6568.21	12.63	9.35	82956.49	61412.76
6568.21	12.63	9.35	82956.49	61412.76
6568.21	12.63	9.35	82956.49	61412.76
6568.21	12.63	9.35	82956.49	61412.76
5291.80	12.62	9.37	66782.52	49584.17
			Ms x	Ms y
		Σ	511740.88	378579.14

-Donc il faut vérifier que : $\frac{M_t}{M_0} \geq 1.5$

$$\frac{M_{SX}}{M_{RX}} = \frac{511740.88}{47738.56} = 10.71 \geq 1.5$$

$$\frac{M_{SY}}{M_{RY}} = \frac{378579.14}{44729.26} = 08.46 \geq 1.5$$

Conclusion : La structure est stable vis-à-vis du renversement

IV.4 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 :

$\theta = \frac{P_K \Delta_K}{V_K h_K} \leq 0{,}10$ "**RPA99 version 2003**" ;

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"

$$V_K = F_t + \sum_{i=K}^{n} F_i$$

Δ_k : déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 ».

h_k : hauteur de l'étage « k ».

Si ***0.10<θ≤0.20***, Les effets P-Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1° ordre par le facteur : $\frac{1}{(1-\theta_K)}$

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

Tableau IV.15 Vérification l'effet P-Δ sens X

NIVEAU	P_k (KN)	F_{ix} (KN)	V_{kx} (KN)	Δ_{kx} (cm)	θ	θ≤ 0.10
+21,42	3622.52	544.15	544.15	0,65	0.0141	Oui
+15,3	5264.51	677.83	1221.98	0,77	0.0108	Oui
+12,24	6568.21	704.74	1926.72	0,80	0.0089	Oui
+9,18	6568.21	563.79	2490.51	0,76	0.0066	Oui
+6,12	6568.21	422.84	2913.35	0,68	0.0050	Oui
+3,06	6568.21	281.90	3195.25	0,61	0.0041	Oui
RDC	5291.80	113.56	3308.81	-	-	-

Tableau IV.16 Vérification l'effet P-Δ sens Y

NIVEAU	P_k (KN)	F_{iy} (KN)	V_{ky} (KN)	Δ_{ky} (cm)	θ	θ≤ 0.10
+21,42	3622.52	509.85	509.85	0,41	0.0095	Oui
+15,3	5264.51	635.10	1144.95	0,51	0.0077	Oui
+12,24	6568.21	660.32	1805.27	0,54	0.0064	Oui
+9,18	6568.21	528.25	2333.52	0,54	0.0050	Oui
+6,12	6568.21	396.19	2729.71	0,51	0.0040	Oui
+3,06	6568.21	264.13	2993.84	0,47	0.0034	Oui
RDC	5291.80	106.40	3100.24	-	-	-

On constate d'après les tableaux que la structure étudiée est justifiée vis à vis de l'effet P-Δ.

IV.5Justification de la largeur des joints sismique [Art 5.8]:

Deux blocs voisins doivent être sépares par des joints sismiques dont la largeur minimale d_{min} satisfait la condition suivante :

$d_{min} = 15\ mm + (\delta_1 + \delta_2)\ mm \geq 40\ mm$

Avec δ_1 et δ_2 déplacements maximaux calculés selon 4.43 au niveau du sommet de chaque bloc

$d_{min} = 15_{mm} + (\delta_{1x} + \delta_{2x})_{mm} = 15 + (46 + 32.5) = 93.5$ mm>40 mm .

Conclusion :

On prend un joint de 15cm.

CHAPITRE V

FERRAILLAGE DES ELEMENTS RESISTANTES

V. CALCUL DES ELEMENTS RESISTANTS:

V.1. Calcul des poutres:

V.1.1. Introduction:

Les efforts dus aux charges verticales (charges permanentes et surcharges d'exploitation) sont repris par les poutres.

On distingue des poutres porteuses et des poutres non porteuses.

V.1.2. Combinaisons des charges:

Les différentes combinaisons de charges utilisées dans nos calculs sont:

1. Combinaisons exigées par le " CBA 93 ":
   - E.L.U: 1.35 G + 1.5 Q
   - E.L.S: G + Q
2. Combinaisons exigées par le " RPA 99 version 20003 ":
   - 0.8 G ± E
   - G + Q ± E

G: charge permanente.

Q: charge d'exploitation.

E: charge sismique.

V.1.3. Recommandations des règlements:

Selon le règlement " RPA 99 VERSION 2003 " **Art. 7.5.2**

- ✓ Le pourcentage des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est donnée par:
  - $0.5\% \le \frac{A}{B.h} \le 4\%$ au niveau de la zone courante.
  - $0.5\% \le \frac{A}{B.h} \le 6\%$ au niveau de la zone de recouvrement.
- ✓ La longueur minimale de recouvrement est de 40 Φ (zone II_a).

- ✓ Dans les poteaux de rive et d'angle, les armatures longitudinales supérieures et inférieures doivent être coudées à 90 %.
- ✓ La quantité d'armatures " A_t ", est donnée par: $A_t = 0.003\ St.b$

  B: longueur de la poutre.

  S_t: espacement de deux cadres consécutifs, il est donné par:

  - $S_t \leq Min\left[\frac{h}{4}; 12\varphi\right]$ (zone nodale).
  - $S_t \leq \frac{h}{2}$ (zone courante).

Selon le règlement "C.B.A 93"

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 :

Tableau V.1. 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
σ_b = 25 MPa	FeE 400	σ_b =25 MPa	FeE 400
$\overline{\sigma_b}$ =14,2Mpa	σ_s=348 MPa	$\overline{\sigma_b}$ =18,50 MPa	σ_s=400 MPa

V.1.4. Ferraillage à l'Etat Limite Ultime:

- **Armatures longitudinales:**

a) **Poutres porteuses:** (b*h) = (30*45) cm^2

Tableau V.2: Ferraillage des poutres porteuses en travée et aux appuis

	NIV	position	B (cm^2)	situation	M_u (KN.m)	A'_s (cm^2)	A_s (cm^2)	A_s choisi (cm^2)
Rive	terrasse	travée	30*45	dura(ELU)	53,58	0	3,81	**3HA14 =4,62**
		appui	30*45	ACC (G+Q-Ex)	90,72	0	6,24	**3HA14+3HA12 = 8,01**
	étage	travée	30*45	dura(ELU)	47,64	0	3,36	**3HA14 =4,62**
		appui	30*45	ACC (G+Q-Ex)	80,92	0	5,85	**3HA14+3HA12 =8,01**
intermédiaire	terrasse	travée	30*45	dura(ELU)	18,71	0	1,30	**3HA14=4,62**
		appui	30*45	ACC (G+Q-Ex)	31,51	0	2,20	**3HA14=4,62**
	étage	travée	30*45	dura(ELU)	17,20	0	1,20	**3HA14=4,62**
		appui	30*45	ACC (G+Q-Ex)	21,94	0	1,52	**3HA14=4,62**

Tableau V.10. Vérification des poutres principales selon les conditions RPA et CBA

	Niveau	Position	$A_{choisis}$ (cm^2)	A_{min} CBA =1.35 cm^2	A_{min} RPA =6.75cm^2	$A_{max\,T}$ RPA =5,4 cm^2	$A_{max\,A}$ RPA =8,1cm^2
Intermédiaire	Terrasse	Appui	4.62	C.V	C.N.V	C.V	C.V
		Travée	8.04	C.V	C.V	C.V	C.V
	Etages	Appui	4.62	C.V	C.N.V	C.V	C.V
		Travée	6.15	C.V	C.N.V	C.V	C.V
Rive	Terrasse	Appui	3.08	C.V	C.N.V	C.V	C.V
		Travée	3.08	C.V	C.N.V	C.V	C.V
	Etages	Appui	3.08	C.V	C.N.V	C.V	C.V
		Travée	3.08	C.V	C.N.V	C.V	C.V

b) **Poutres non porteuses**: (b*h) = (30*35) cm^2

Tableau V.3: Ferraillage des poutres non porteuses

	NIV	position	B (cm^2)	situation	M_u (KN.m)	A'_s (cm^2)	A_s (cm^2)	A_s choisi (cm^2)
intermédiaire	Terrasse	appui	30*35	ACC (G+ Q +E_x)	32,81	0	3,07	**3HA14=4,62**
	Etages	appui	30*35	ACC (G+ Q+ E_x)	30,89	0	2,88	**3HA14=4,62**
Rive	Terrasse	appui	30*35	ACC (G+ Q+ E_y)	15.38	0	1,40	**3HA12=3,39**
	Etages	appui	30*35	ACC (G+ Q+ E_x)	15.81	0	1,44	**3HA12=3,39**

Tableau V.10. Vérification des poutres principales selon les conditions RPA et CBA

	Niveau	Position	A_{calcul} (cm^2)	A_{min} CBA =1.05 cm^2	A_{min} RPA =5.25 cm^2	$A_{max\ A}$RPA =63 cm^2
Inter	Terrasse	Appui	4.52	C.V	C.N.V	C.V
	Etages	Appui	6.15	C.V	C.V	C.V
Rive	Terrasse	Appui	3.39	C.V	C.N.V	C.V
	Etages	Appui	3.39	C.V	C.N.V	C.V

V.1.5. Vérifications des contraintes à l'Etat Limite Service:

a) Poutres porteuses: (b*h) = (30*45) cm^2

Tableau V.4: Vérifications des contraintes des poutres porteuses à l'E.L.S

		M_{ser} (kN.m)	Fissuration	σ_b (MPa)	$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}\ (MPa)$	σ_s (MPa)	$\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}(MPa)$
Plancher terrasse							
Rive	Travée	13.50	préjudiciable	1.3	CV	195.5	CV
	Appui	21.93	préjudiciable	2.6	CV	73	CV
Intermédiaire	Travée	38.80	Peu nuisible	5.8	CV	-	-
	Appui	67.60	Peu nuisible	8.1	CV	-	-
Plancher courant							
Rive	Travée	12.25	préjudiciable	1.1	CV	200,7	CV
	Appui	16.24	préjudiciable	1.4	CV	44,2	CV
Intermédiaire	Travée	34.23	Peu nuisible	5.1	CV	-	-
	Appui	60.00	Peu nuisible	8.0	CV	-	-

b) <u>Poutres non porteuses</u>: (b*h) = (30*35) cm^2

Tableau V.5: Vérifications des contraintes des poutres non porteuses à l'E.L.S

		M_{ser} (KN.m)	Fissuration	σ_b (MPa)	$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}\ (MPa)$	σ_s (MPa)	$\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}(MPa)$
Plancher terrasse							
Intermédiaire	Appui	21,23	préjudiciable	5.0	CV	164,5	CV
Rive	Appui	11,38	Peu nuisible	1.7	CV	-	-
Plancher courant							
Intermédiaire	Appui	59,81	préjudiciable	12.5	CV	18,0	CV
Rive	Appui	14,9	Peu nuisible	3.1	CV	-	-

- ***Armatures transversales*:**

c) ***Poutres porteuses***: (b*h) = (30*45) cm^2

Tableau V.6. Valeurs des contraintes de cisaillement des poutres porteuses

		T (KN)	τ_u (MPa)	fissuration	$\tau_u \leq \overline{\tau_u}$ (MPa)	ϕ_t	A_t (cm^2)	S_t (cm)	$A_t \geq A_{t\,RPA}$	$A_t \geq A_t$ CBA
Plancher terrasse										
Rive	Travée	-	-	préjudiciable	-	8	4T8	15	CV	CV
	appui	128.95	1.162	préjudiciable	CV	8	4T8	10	CV	CV
intermédiaire	Travée	-	-	Peu nuisible	-	8	4T8	15	CV	CV
	Appui	61.77	0.556	Peu nuisible	CV	8	4T8	10	CV	CV
Plancher courant										
Rive	Travée	-	-	préjudiciable	-	8	4T8	15	CV	CV
	Appui	145.02	1.306	préjudiciable	CV	8	4T8	10	CV	CV
intermédiaire	Travée	-	-	Peu nuisible	-	8	4T8	15	CV	CV
	Appui	83.94	0.756	Peu nuisible	CV	8	4T8	10	CV	CV

B) **Poutres non porteuses**: (b*h) = (30*35) cm^2

Tableau V.7. Vérification des contraintes de cisaillement des poutres non porteuses

		T (KN)	τ_u (MPa)	fissuration	$\tau_u \leq \overline{\tau_u}$ (MPa)	ϕ_t (mm)	A_t (cm^2)	S_t (cm)	$A_t \geq A_{t\,RPA}$	$A_t \geq A_t$ CBA
Plancher terrasse										
Rive	Travée	-	-	préjudiciable	-	8	4T8	15	CV	CV
	appui	103.16	1.074	préjudiciable	CV	8	4T8	10	CV	CV
intermédiaire	Travée	-	-	Peu nuisible	-	8	4T8	15	CV	CV
	Appui	112.99	1.177	Peu nuisible	CV	8	4T8	10	CV	CV
Plancher courant										
Rive	Travée	-	-	préjudiciable	-	8	4T8	15	CV	CV
	Appui	103.66	1.079	préjudiciable	CV	8	4T8	10	CV	CV
intermédiaire	Travée	-	-	Peu nuisible	-	8	4T8	15	CV	CV
	Appui	122.52	1.276	Peu nuisible	CV	8	4T8	10	CV	CV

V.1.6. Vérification de la flèche:

Il est nécessaire de procéder au calcul de la flèche si les poutres considérées ne répondent pas aux conditions suivantes:

1. $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$.
2. $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{10}\frac{M_t}{M_0}$
3. $\frac{A}{b_0.d} \leq \frac{4.2}{f_e}$ avec: $M_t = k.M_0\ (0.75 \leq k \leq 0.85)$ où $k = 0.75$

Tableau V.8: Vérification de la flèche

Poutres	$S_{etc.}$ (cm^2)	L (m)	$\frac{1}{10}\frac{M_t}{M_0}$	$\frac{1}{16}$	$\frac{h}{L}$	$\frac{A}{b_0.d}$	$\frac{4.2}{f_e}$	Observa
Porteuses	30x45	4.95	0.075	0.0625	0.080	0.0030	0.0105	C.V
Non porteuses	30x35	4.55	0.075	0.0625	0.077	0.0049	0.0105	C.V

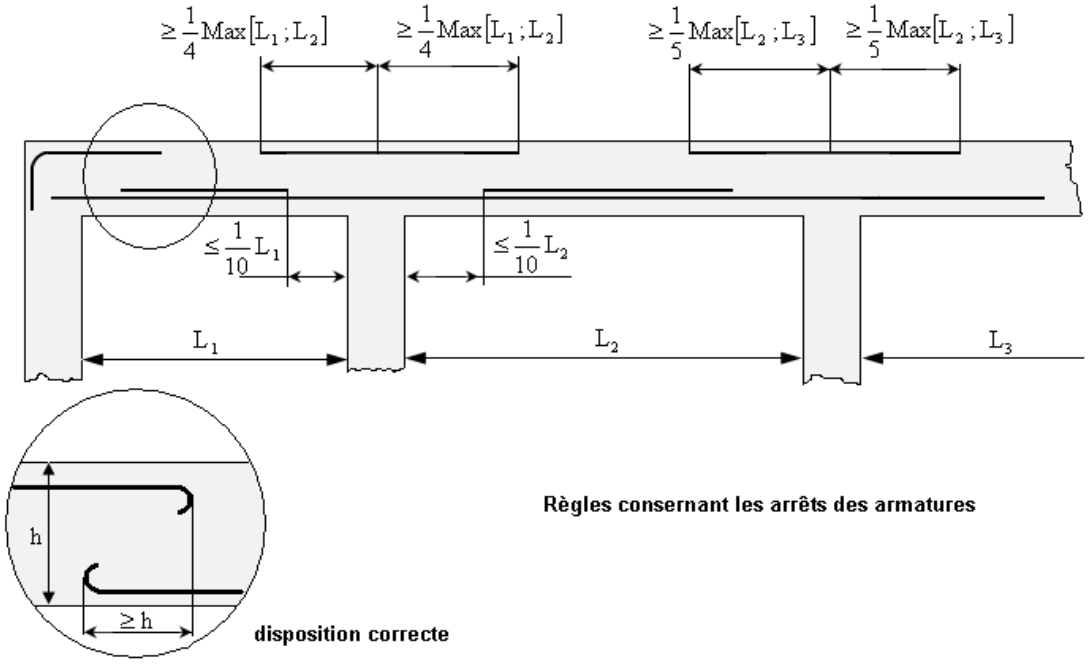


Figure V.1. Disposition des armatures pour les poutres

V.2.Ferraillage des poteaux :

Les poteaux sont des éléments verticaux dans le bâtiment et sont supposés reprendre les charges verticales et la totalité des les charges horizontales pour les structures auto stables ou bien une charge horizontale restreinte supérieure à 25% pour les structures contreventées par voiles. Les poteaux sont généralement soumis à la flexion composée.

V.2.1.Détermination des armatures longitudinales ;

V.2.1.a. Recommandations des règlements :

❖ **Selon le «CBA» :**

$$A_\ell = \min \begin{cases} 4\ cm^2\ pour\ par\ métre \text{ de longueur de parement} \\ 0.1\% \le \dfrac{A_\ell}{B} \le 5\% \quad B : \text{section de béton comprimé} \end{cases}$$

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'.

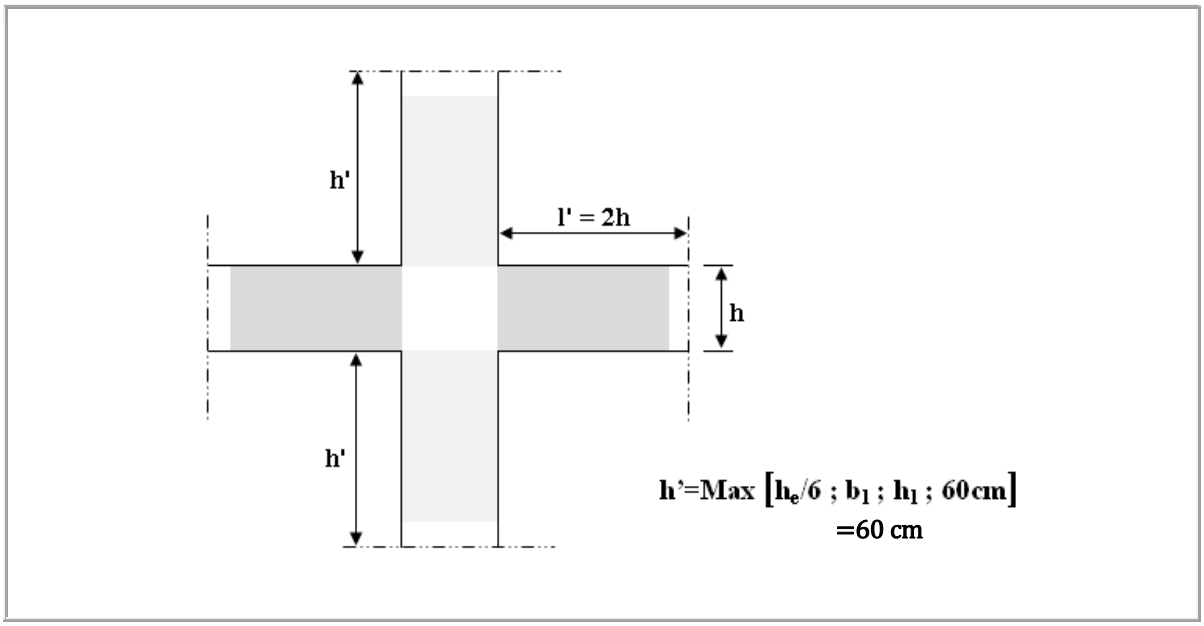


Figure V.2. Définition de la zone nodale dans les poteaux

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.
- Leur pourcentage est limité en zone IIa par:

$$0{,}8\% \le \frac{A_\ell}{b.h} \le 4\%$$: En zone courante

$$0{,}8\% \le \frac{A_\ell}{b.h} \le 6\%$$: En zone de recouvrement.

- Le diamètre minimum est de 12mm.
- 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 : 20cm 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-dessus.
  - he : la hauteur d'étage.

V.2.1.b. Sollicitations extrêmes de ferraillage :

- les combinaisons données par les règles «**RPA99 version 2003**» [**Art (5.2)]**
  - ✓ G +Q ± E
  - ✓ 0,8G ± E
  - ✓ G +Q ±1,2 E

Pour équilibrer l'effort normal et le moment de flexion, nous pouvons avoir les trois cas extrêmes suivant :

- M_{max} et son N_{corr}.
- N_{max} et son M_{corr}.
- N_{min} et son M_{corr}.

V.2.1.c. Etat limite de stabilité de forme par «CBA93 »:

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 :

$$M_G = N_u . (e_1 + e_2 + e_a)$$

- e_1 : Excentricité du 1er ordre provoqué par le moment de flexion égale à :

$$e_1 = \frac{M}{N}$$

- e_2 : Excentricités du 2$^{eme\ ordre\ dû}$ 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 :

- ✓ Φ: Rapport de la déformation finale due au fluage a la déformation instantanée du béton sous la charge considérée.

$\phi=\frac{\text{Déformation finale due au fluage}}{\text{Déformation instantanée du béton}}=2$: généralement pour le béton

- ✓ α : Rapport de moment des charges permanentes sur le moment total.

$$\alpha=\frac{\text{Moment permanent}}{\text{Moment total}}=\frac{Mu\text{G}}{M\text{u}}$$

- ✓ MuG : moment permanant de la barre correspond à la sollicitation considérée.
- ✓ 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.

$$e_a=\text{Max}[\ \frac{l_0(\text{cm})}{250}\ ,\ 2\ \text{cm}]$$

- on doit vérifier que :

$$\frac{lf}{h}\leq \text{Max}\ (15\ \text{et}\frac{20*e1}{h})$$

V.2.2. Détermination des sections d'acier:

Les poteaux seront ferraillés en flexion composée à l'état limite ultime de résistance (situation durable ou accidentelle), sous les efforts les plus défavorables.

La quantité minimale d'armatures transversales (zone II_a) est de 0.5% de la section du béton.

L'effort dans les poteaux les plus sollicités ainsi que les sections d'acier adoptées pour les types de poteaux de chaque niveau sont résumés dans le tableau V.9

Tableau V.9: Les Armatures longitudinaux des poteaux

Niveau	Section	Cas	N (KN)	M (KN.m)	A (cm^2)	A min(RPA)	A Choisie (cm^2)
RDC+1ere +2eme+3eme+4eme +5eme +6emeétage	35x35	Nmax → Mcorr	2020.85	1.89	12,3	9,80	**8 HA14 =12,32**
		Mmax → Ncorr	748,51	27,85	0	9,80	
		Nmin → Mcorr	-358,27	14,23	10,67	9,80	

V.2.3. Vérification à l'Etat Limite Service:

Après avoir faire le choix des armatures longitudinales, on passe à la vérification des contraintes à l'état limite de service, sous les sollicitations les plus défavorables (M_{ser}, N_{ser}) selon les règles« **C.B.A»**; concernant la flexion composée.

Tableau V.10: Vérification à l'E.L.S

niveau	section	Cas	N (KN)	M (KN.m)	section	σ_b		σ_s	
RDC+1ere +2eme+3eme+4eme +5eme +6emeétage	35x35	Nmax → Mcorr	1468,68	-1.04	SEC	11,0	cv	165,7	cv
		Mmax → Ncorr	948,74	2,56	SPC	7.9	cv	0.7	cv
		Nmin → Mcorr	349,95	-2,91	SET	2,8	cv	41,1	cv

La contrainte de béton est limitée par: $\overline{\sigma}_b = 15\,\mathrm{MPa}$

La fissuration est considérée:

- ✓ Peu nuisible (poteaux intermédiaires)
- ✓ Préjudiciables (poteaux de rive).

$$\overline{\sigma}_s = \min\left[\frac{2}{3} f_e ; 110\sqrt{\eta . f_{tj}}\right] = \min\left[333.33\,\mathrm{MPa}; 201.63\,\mathrm{MPa}\right] = 201.63\,\mathrm{MPa}$$

V.2.4. Justification des poteaux vis-à-vis de l'effort tranchant:

Justification de la contrainte de cisaillement*:*

La contrainte de cisaillement se calculera au niveau de l'axe neutre de la section, elle est en fonction de ses dimensions ainsi que l'effort tranchant à l'état limite ultime, elle est donnée par :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b.d}$$

La contrainte de cisaillement dans le béton est limitée selon les règles R.P.A99 VERSION 2003 par la valeur suivante :

$$\tau_b = \rho_d . f_{c28} \qquad \text{Avec:} \qquad \rho_d = \begin{cases} 0.075 & si\,l'élancement \quad \lambda \geq 5 \\ 0.04 & si\,l'élancement \quad \lambda \leq 5 \end{cases}$$

Les contraintes de cisaillement dans les poteaux les plus sollicitées de chaque niveau suivant les deux plans sont représentées dans le tableau V.11

Tableau V.11: Valeurs des contraintes limites de cisaillement

Niveau	**Section**	**T_u max (KN)**	τ_u **(MPA)**	λ	ρ_d	$\overline{\tau_b}$	$\overline{\tau_u}$	$\tau_b \leq \overline{\tau_b}$ $\tau_u \leq \overline{\tau_u}$
RDC+1ere+2eme+3eme+4eme +5eme +6emeétage	**35x35**	**19,78**	**0,43**	**21,21**	**0,04**	**1**	**2,5**	C.V

V.2.5.Calcul des armatures transversales :

L'acier choisi est de type rond lisse de nuance FeE235.

D'après «**CBA 93»** :
$$\begin{cases} \dfrac{A_t}{b_0 . S_t} \geq \dfrac{\gamma.(\tau_u - 0.3.f_{tj}.K)}{0.9.f_e(\cos\alpha + \sin\alpha)} \\ S_t \leq Min(0.9d\,;\quad 40cm) \\ \dfrac{A_t . f_e}{b.S_t} \geq 0.4MPa \end{cases}$$

D'après **[Art. (7.4.2.2)]« RPA99VERSION2003»**

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$A_t = \frac{\rho_a . S_t . T_u}{h_I . f_e}$$

T_u : l'effort tranchant de calcul.

h_I : hauteur totale de la section brute.

S_t : espacement des armatures transversales

$$S_t \leq \begin{cases} 10cm & (Zone\ Nodale) \\ (b_1/2, h_1/2, 10\phi_l) & (Zone\ Courante) \end{cases}$$

ϕ : Diamètre minimale des armatures longitudinales du poteau

ρ_a : Coefficient correcteur en fonction de l'élément, il est donné comme suit :

$\rho_a = 2.5$ si $\lambda \geq 5$

$\rho_a = 2.5$ si $\lambda g \geq 5$

Le choix des armatures transversales et leurs espacements sont résumés dans le tableau V.10.

Tableau V.12: Armatures transversales des poteaux

Niveau	Section	T_u (KN)	Zone	Esp (cm)	λ_g	A_{cal} (cm^2)	A_{min} (cm^2)	$A_{choisis}$
RDC+1ere+2eme+3eme+4eme +5eme +6emeétage	35x35	48,44	Z.C	21	6,12	0,36	3,68	$6\phi 10$
			Z.N	14	6,12	0.24	3,68	$6\phi 10$

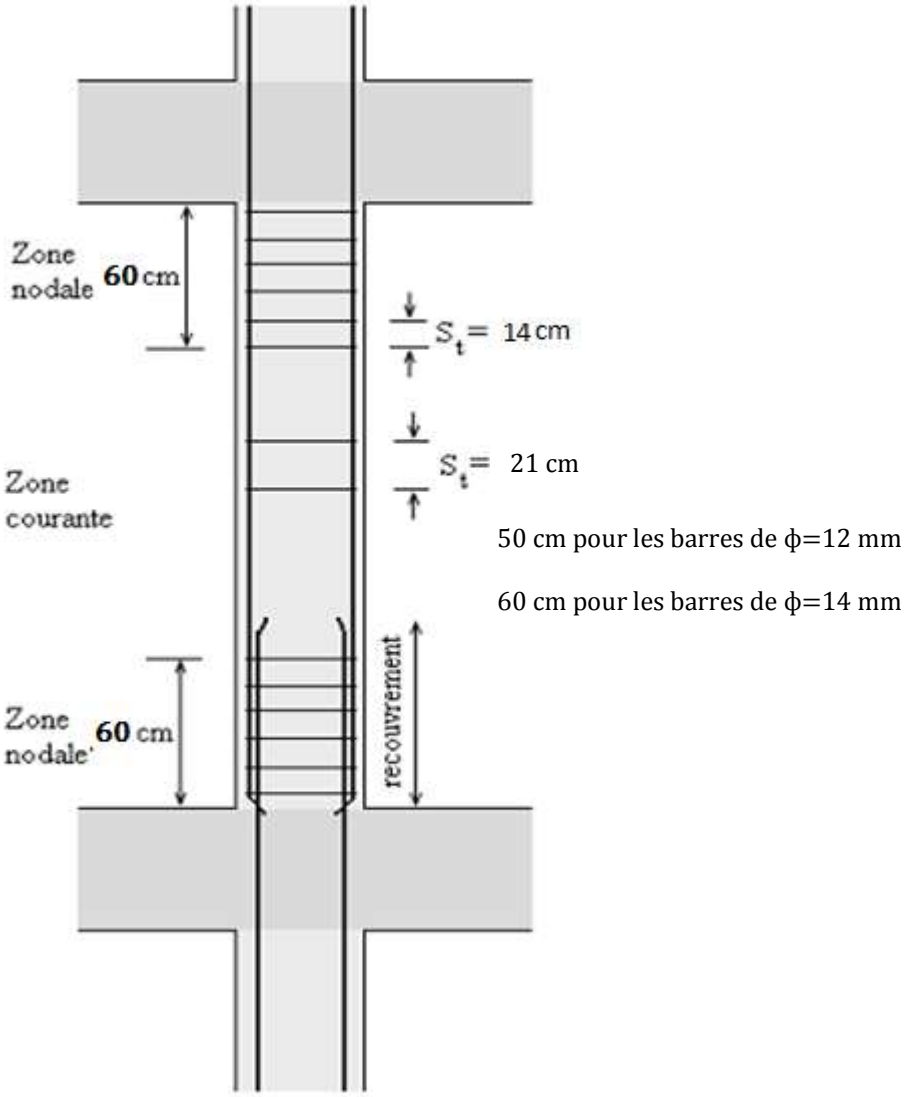


Figure V.3 : Disposition des armatures pour les poteaux

V.3. Calcul des voiles:

V.3.1. Introduction:

On distingue un seul type de voile dans notre structure, des voiles pleins.

Ces voiles ont pour rôle de reprendre les efforts dus au séisme.

Le ferraillage des voiles est déterminé selon la combinaison des charges la plus défavorable.

V.3.2. Les voiles pleins:

Le ferraillage des voiles sera calculé à partir des combinaisons des sollicitations dues aux charges verticales " G " et " Q " et horizontales " E ", les forces verticales provoquent les efforts normaux, tandis que les forces horizontales provoquent des efforts normaux, des efforts tranchants ainsi que des moments fléchissant.

$$\sigma_1 = \frac{N}{S} - \frac{M}{I}v \qquad \sigma_2 = \frac{N}{S} + \frac{M}{I}v$$

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 contraintes alors la section est partiellement comprimée (Fig. a).

$$A_v = \frac{F_t}{\sigma_s}$$

$$F_t = \frac{\sigma_2 . L_t . a}{2} \text{ (Force de traction)}$$

$$L_t = \frac{\sigma_2}{\sigma_1 + \sigma_2}.L \text{ (La longueur tendue)}$$

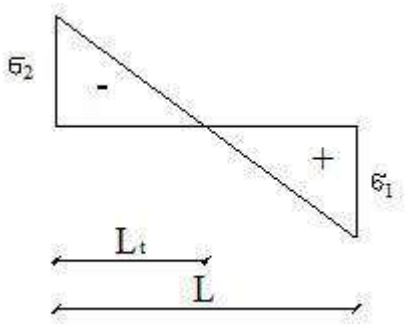


Figure V.4 : Diagramme des contraintes (SPC)

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:

$$A_v = \frac{\sigma.a.\gamma_s}{f_e} = \frac{F_t 11500}{f_e}$$

$$F_t = \left[\frac{(\sigma_1 + \sigma_2)}{2}\right].L.a$$

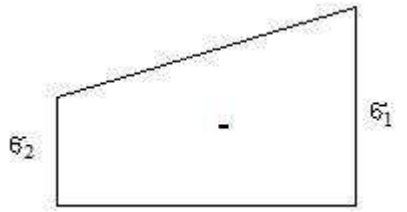


Figure V.5 : Diagramme des contraintes (SET)

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]

$$A_{min} = 0.15\%.a.L$$

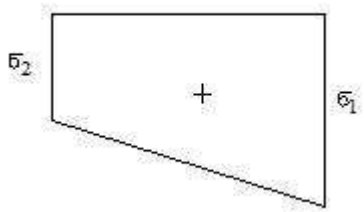


Figure V.6: Diagramme des contraintes (SEC)

Recommandations réglementaires:

V.3.2.1. Armatures verticales:

L'acier choisi est de type haut adhérence Fe 400.

❖ **Selon le «CBA 93»:**

- $0{,}1\% \le \frac{A_v}{a.b} \le 5\%$

Avec :

- ♦ a = l'épaisseur du voile
- ♦ b = la largeur de la zone tendue

- Condition de non fragilité

❖ **Selon le «RPA 99(V2003)»:**

$A_{ver} = 0.2\% B$ 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.3.2.2. Armatures horizontales:

Le voile doit avoir des armatures horizontales (A_h) disposées perpendiculairement aux armatures verticales, leur rôle est de supporter l'effort tranchant " V ".

❖ **Selon le «CBA 93»:**

Diamètre minimal: $\varphi_h \le \min\left[\frac{h}{35}; \frac{a}{10}; \varphi_v\right]$

Espacement des armatures horizontales:

$S_h \le \min[0.9d ; 40cm]$

$S_h \le \frac{A_h f_{eh}}{0.4 a}$

$$S_t \le \frac{A_h 0.9 f_{eh}}{\gamma_s a \tau_b}$$

$$\overline{\tau}_b = \min\left[0.2\frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5Mpa\right] \quad : \quad \text{Fissuration peu nuisible.}$$

$$\overline{\tau}_b = \min\left[0.15\frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4Mpa\right] \quad : \quad \text{Fissuration Préjudiciable.}$$

- ✓ τ_b : contrainte de cisaillement.
- ✓ $\overline{\tau}_b$: contrainte de cisaillement admissible.
- ✓ A_h: section d'armatures horizontales.
- ✓ d = 0.9 h: hauteur utile.

❖ **Selon le «RPA 99 V(2003)»:**

$$\varphi_h \le \frac{1}{10}.a$$

$$S_h \le \frac{A.h}{0.0030}$$

$$S_h \le \min\left[1.5a\,; 30cm\right]$$

V.3.2.3. Armatures transversales:

Ce sont des armatures ronds lisses de nuance F_eE 235, elles sont perpendiculaires aux faces du refend, elles relient les deux nappes d'armatures (verticales et horizontales, il faut disposer au moins quatre épingles par mètre carré du voile.

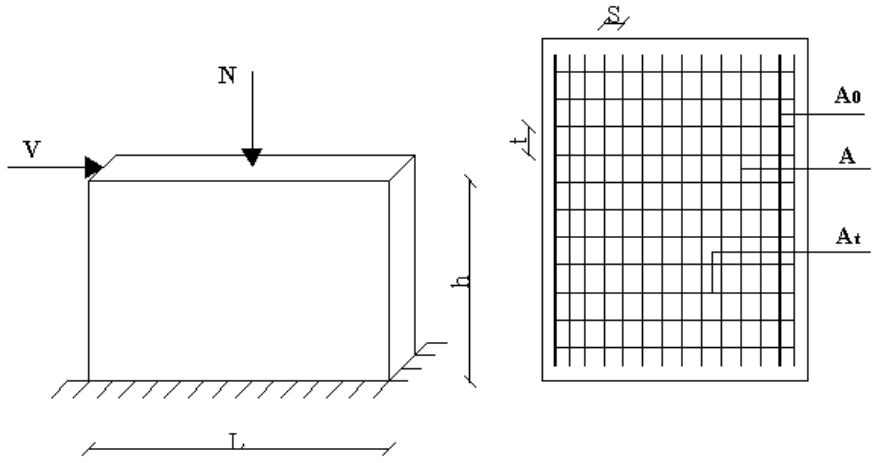


Figure V.7: Schéma d'un voile plein et disposition du ferraillage

V.3.2.3.a. Recommandations pour les voiles et les trumeaux:

(«RPA 99 »et« CBA 93»)

La longueur de recouvrement doit être égale:

- ✓ 40 Φ: pour les barres situées dans les zones où le renversement de signes des efforts est possible.
- ✓ 20 Φ: pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charge.

Il est possible de concentrer des armatures de traction à l'extrémité du voile ou du trumeau.

Espacement des armatures verticales.

$$S_v \leq \text{Min}\ [1.5a\ ;\ 30cm]$$

$$S_v = \begin{cases} S_v & (\text{zone courante}) \\ \dfrac{S_v}{2} & (\text{zone d'extrémité}) \quad \dfrac{L}{10} \end{cases}$$

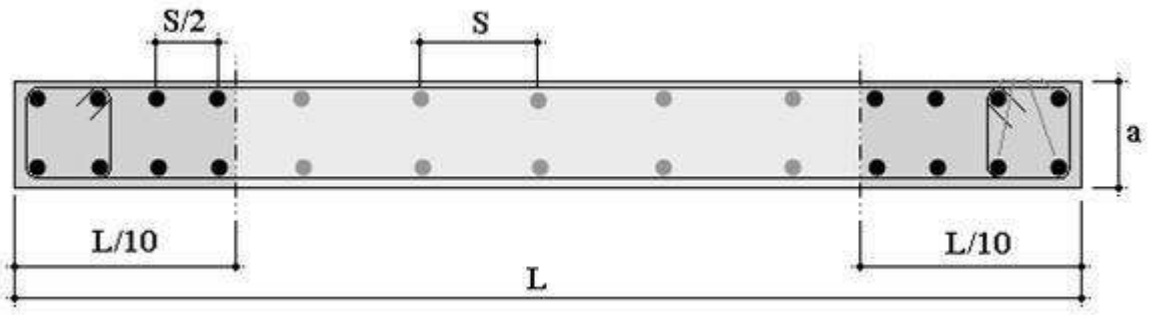


Figure V.8 : Disposition des armatures verticales dans les voiles

A) Armatures verticales :

Tableau V.13 : Les données de calcul

Situation accidentelle	
Béton	**Acier**
γ_b = 1, 15	γ_s =1,00
σ_b =25 MPa	FeE 400
$\overline{\sigma_b}$ =18,48 MPa	$\overline{\sigma_s} = 400Mpa$

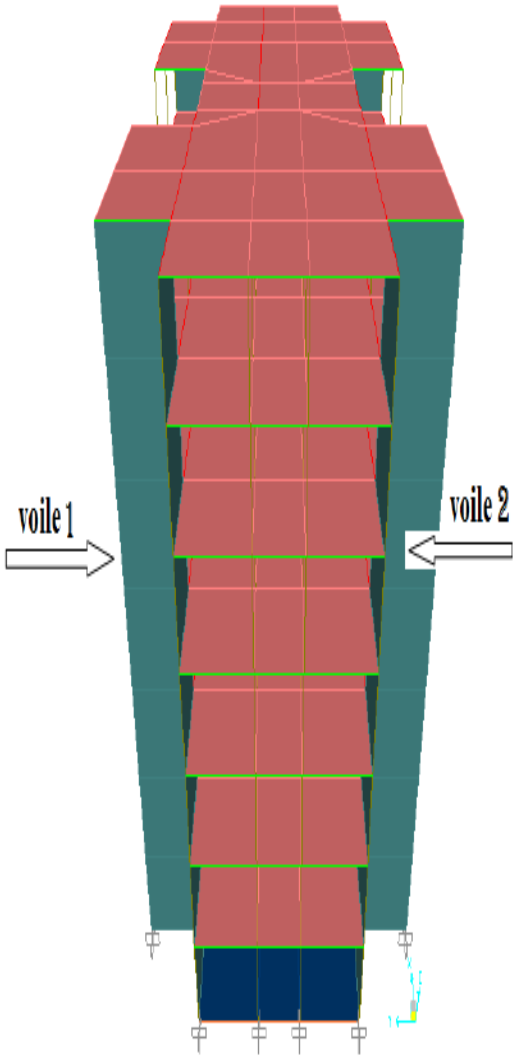


Figure V.9 : Disposition des voiles V1 et V2

Les résultats de calcul sont déterminés dans le tableau suivant :

Ferraillage des voiles pleins:

Les voiles pleins (sens X) :

Tableau V.14 : Armatures verticales dans les voiles pleins sens (X)

Epaisseur	15(cm)	
Voile	VOILE 1	
Etage	RDC+1ére+2éme +3éme	4éme+5éme+6éme
L (m)	2.93	2.93
σ1 (MPa)	5.2	1
σ2 (MPa)	13.5	2.3
Nature	SEC	SEC
F(KN)	2144.62	543.98
σs (MPa)	400	400
(As /ml)(cm2)	5,36	1,359
(As'/ml) (cm2)	1.96	1.115
0.2 % Bt	8,79	8,79
A_{min} CBA (cm2)	6,59	6,59
A_{min} RPA (cm2)	8,79	8,79
St d'about (cm)	10	10
St courante (cm)	20	20
(2) armatures d'about (cm2)	12HA10 =9,42	12HA10 =9,42
(2) armatures Courante (cm2)	22HA10 =17,26	22HA10 =17,26

Les voiles pleins (sens Y) :

Tableau V.15 : Armatures verticales dans les voiles pleins sens (Y)

Epaisseur	**15(cm)**	
Voile	**VOILE 2**	
Etage	**RDC+1^{ére}+2^{éme} +3^{éme}**	**4^{éme}+5^{éme}+6^{éme}**
L (m)	3,9	3,9
σ1 (MPa)	6,2	4.57
σ2 (MPa)	12,6	-6.41
Nature	**SEC**	**SPC**
L_t(m)	-	-
F(KN)	2108,82	647,68
σs (MPa)	400	400
(As /ml)(cm2)	5,72	1,62
(As'/ml) (cm2)	2.15	3.98
0.2 % Bt	11,7	11,7
A_{min} CBA (cm2)	8,775	8,775
A_{min} RPA (cm2)	11,7	11,7
St d'about (cm)	10	10
St courante (cm)	20	20
(2) armatures d'about (cm2)	**20HA10 =15,7**	**20HA10 =15,7**
(2) armatures Courante (cm2)	**30HA10 =23,55**	**30HA10 =23,55**

- **Vérification des voiles à l'effort tranchant : [1] [Art (7.7.4.3)]**

La vérification de la résistance des voiles au cisaillement se fait avec la valeur de l'effort tranchant trouvé à la base du voile majoré de 40%.

La contrainte de cisaillement est : $\tau_u = \dfrac{1{,}4T_{cal}}{b_0 d}$

Avec : T : l'effort tranchant à la base du voile.

b_0 : épaisseur de voile.

d : hauteur utile d=0.9h

h : hauteur totale de la section brute

La contrainte limite est : $\bar{\tau} = 0{,}2\, f_{c28}$, Il faut vérifier la condition suivante : $\tau_u \leq \bar{\tau}$

Tableau V.16 : Vérification a l'effort tranchant des voiles (V_1, V_2)

Voile	Epaisseur (cm)	étage	T(KN)	τ_b (MPa)	$\bar{\tau}$ (MPa)	$\tau_b \leq \bar{\tau}$
V1	15	RDC+1ére+2éme +3éme	1094,96	2,4	5	C.V
	15	4éme+5éme+6éme	516,24	2.86	5	C.V
V2	15	RDC+1ére+2éme +3éme	1158,28	1,2	5	C.V
	15	4éme+5éme+6éme	622,99	1,2	5	C.V

B. Ferraillage horizontal :

➢ Calcul des armatures horizontales :

Selon le «**CBA93**», les aciers horizontaux seront calculés et disposés dans le voile afin d'équilibrer l'effort tranchant.

Comme At est connue, alors **: $At=2.at=2.\pi\phi_t^2/4=1.57cm^2$, $\phi t=10mm$. .**

L'espacement St des aciers horizontaux : $S_t \leq \frac{0.9*A_t*\frac{f_{et}}{\gamma_s}}{a(\tau_u-0.3*f_{t28}*K)}$

- $K=1+3(\sigma_{cm}/ f_{cj})$ en flexion composée avec compression.
- $K=1-10(\sigma_{tm} / f_{cj})$ en flexion composée avec traction.
- $\sigma_{cm}=N_c/B$, $\sigma_{tm}=N_t/B$ (N_c: effort normal de compression, N: effort normal de traction

  B=L*a : section totale du béton et

  F_{cj} : contrainte de traction du béton.)

Et on doit vérifier que : $S_t \leq$ Min [0.9d, 40cm] **[2]**

St ≤ min (1,5a, 30cm) **[1] [Art (7.7.4.3)]**

Voile	Epais (cm)	étage	N(KN)	K	St CBA93	St RPA99	St choisis	Ah choisis (cm^2)	Amin =0.15%B	Ah≥ Amin
V1	15	**RDC+1ére+2éme +3éme**	2144,62	1,58	83.42	22,5	20	2(16Ø10) =12,48	11,13	C.V
	15	**4éme+5éme+6éme**	543,98	1,15	60.69	22,5	20	2(16Ø10) =12,48	11,13	C.V
V2	15	**RDC+1ére+2éme +3éme**	2108,82	1,432	740,12	22,5	20	2(16Ø10) =12,48	10,23	C.V
	15	**4éme+5éme+6éme**	647,68	1,133	455,30	22,5	20	2(16Ø10) =12,48	10,23	C.V

CHAPITRE VI

ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

VI.1. Introduction :

Une fondation est un organe de transmission des charges de la superstructure au sol, elle ne peut être calculée que si l'on connaît la superstructure et ses charges, d'une part et les caractéristiques du sol d'autre part.

La répartition des contraintes dans le sol est supposée être généralement linéaire (uniforme, trapézoïdale ou triangulaire).

Les fondations doivent assurer deux fonctions essentielles :

- Reprendre les charges et les surcharges supportées par la structure ;
- Transmettre les charges et les surcharges au sol dans de bonnes conditions, de façon à assurer la stabilité de l'ouvrage.

Le dimensionnement de la fondation doit être compatible avec la capacité portante admissible du sol.

VI.2. type de la fondation :

Pour les fondations on distingue : les fondations superficielles (semelles isolées, semelles filantes, radiers, etc.….) les fondations peu profondes (puits), et les fondations profondes (pieux). On dispose dans la pratique d'une grande diversité de fondations parmi lesquelles on devra faire notre choix en tenant compte de plusieurs facteurs comme l'hétérogénéité du sol, les mouvements de nappe phréatique, la diversité des modes d'exécution, l'influence des bâtiments déjà existants sur le sol sous–jacent qui contribuent à la complexité des problèmes de fondations. La solution doit vérifier deux conditions :

- Le coefficient de sécurité vis-à-vis de rupture doit être suffisant ; le calcul des fondations est un calcul à la rupture.
- Les tassements doivent être admissibles pour ne pas endommager le bâtiment. Les tassements différentiels sont la cause la plus fréquente d'incident pour la structure. Un même tassement différentiel aura des conséquences plus ou moins graves selon la nature de la construction, d'autre part le tassement dépend de la rigidité de la construction qui intervient sur la répartition des efforts au niveau de la fondation.

VI.3. Connaissance du site et du sol :

Pour projeter correctement une fondation, Il est nécessaire d'avoir une bonne connaissance de l'état des lieux, au voisinage de la construction à édifier, mais il est surtout indispensable d'avoir des renseignements aussi précis que possible sur les caractéristiques géotechniques des différentes couches qui constituent le terrain.
Le rapport du sol donne les informations suivantes :

- Sol de faible humidité et de moyenne à forte compacité. W%=9.96% ;

- Sol de nature argilo marneuse brunâtre carbonatée ;
- Sol Peu plastique ;
- Sol Peu compressible et peu gonflant ;
- Sol de bonne cohésion c=0.10 bars ;
- Le pourcentage en sulfates indique que l'agressivité est nulle ;

Dans notre cas on doit justifier le type de fondation correspondante à

$\overline{\sigma_{Sol}}$ **= 1.5 bars**

Avec un ancrage de 1.5m de profondeur.

Vue la présence des voiles, les fondations seront des :

- Semelles isolées.
- Semelle filante sous deux poteaux.
- Semelles filantes sous voiles et poteaux.

VI.4. Choix du type de fondation :

VI.4.1.Calcul des semelles isolées :

On adoptera une semelle homothétique, c'est-à-dire le rapport de A sur B est égal au rapport a sur b : $\frac{a}{b} = \frac{A}{B}$

Pour notre structure, 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 $S = \left[\frac{N}{\sigma_{sol}}\right]$

Avec : $A = \sqrt{S}$ et σ_{Sol} = 1.5 bar = 0,15MPa.

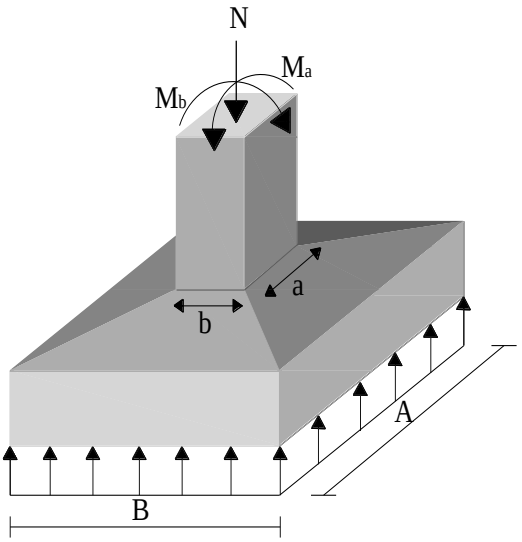


Figure VI.1 : Semelle isolée sous poteau.

- **Si M=0 :**

$$A \geq \sqrt{\frac{N}{\sigma S}}$$

$$D_a \geq \frac{A-a}{4} \Rightarrow h \geq d + e + \frac{\phi}{2} \Rightarrow h_{Ado} \Rightarrow \begin{cases} da_{Ado} = h_{Ado} - e - \frac{\phi}{2} \\ D_b = d_{a\ Ado} - \frac{\phi a + \phi b}{2} \end{cases}$$

Par la méthode des bielles on détermine le ferraillage comme suit :

$$\begin{cases} A_a = \frac{N(A-a)}{8.da.\sigma s} \\ A_b = \frac{N(B-b)}{8.db.\sigma s} \end{cases}$$

- **Si M≠0 :**

On procède comme suit:

Tableau VI.1 : récapitulation de la méthode de calcul des semelles isolées

Repartition trapézoïdale				**Repartition triangulaire**
Dimensionnement des semelles				
$\mathbf{e_{0b}=\frac{Mb}{N} \leq B/6}$				$e_{0b}=\frac{Mb}{N} \geq B/6$
$\mathbf{\frac{a}{b}\sigma s.B^3 - N.B - 3.e_{0b}.N \geq 0}$ **(1)**				$\frac{1.995a}{b}\sigma s.B^2 - (3.99\frac{a}{b}.e_{0b}.\sigma s)B - 2.N \geq 0$
Ma=0	$\Rightarrow B \Rightarrow A$			$A=\frac{a}{b}.B$
Ma≠0	$\frac{b}{a}\sigma s.A^3 - N.A - 3.e_{0a}.N \geq 0$ (2)			
Ferraillage des semelles				
$\mathbf{e_{0b} \leq B/18}$	$A_b=N(1+(3\ e_{0b}/B))(\frac{B-b}{8\ db\ \sigma s})$	$M_{1b}=A\ (B/2-0.35b)^2.((\sigma 3b + 2.\sigma 2b)/6)$ $A_b=M_{1b}/\beta.db.\sigma s$		
Ma=0	$A_a=N(1+(3\ e_{0b}/B))(\frac{A-a}{8\ da\ \sigma s})$	Ma=0	$A_a=N(1+(3\ e_{0b}/B))(\frac{A-a}{8\ da\ \sigma s})$	
Ma≠0 et $e_{0a} \leq$ A/18	$A_a=N(1+(3\ e_{0b}/A))(\frac{A-a}{8\ da\ \sigma s})$	Ma≠0	$M_{1b}=B\ (A/2-0.35a)^2.((\sigma 3b + 2.\sigma 2b)/6)$ $A_a=M_{1a}/\beta.da.\sigma s$	

L'espacement est le suivant : Sa= $\frac{B-2(e+\phi b+\frac{\phi a}{2})}{na-1}$; $S_b=\frac{A-2(e+\frac{\phi b}{2})}{nb-1}$

Tel qu'on adopte le ferraillage maximal entre l'ELU et l'ELS.

Tableau VI.2: Dimensionnement des semelles isolées S_1, S_{11}, S_{14} à l'ELS

	N_{ELS} (KN)	$M_{X\ ELS}$ (KN.m)	$M_{Y\ ELS}$ (KN.m)	A (m)	B (m)	H (cm)	d_a (cm)	d_b (cm)	e (cm)
S_1	169,66	0,15	3,74	1,0635	1,0635	33,53	30,437	30,437	15
S_{11}	409,46	0,01	1,35	1,6521	1,6521	48,25	45,152	45,152	15
S_{14}	802,13	0,01	8,28	2,3124	2,3124	64,76	61,66	61,66	15

Remarque:

D'après le tableau VI.2, on constate un chevauchement entre 2 semelles. On les remplace alors, par une semelle filante sous deux poteaux.

Les vérifications des contraintes des semelles isolées sont données dans le tableau suivant :

Tableau VI.3 : Vérification des contraintes des semelles isolées S_1, S_2….. S_{25} à l'ELU

	N_{ELU} (KN)	$M_{X\ ELU}$ (KN.m)	$M_{Y\ ELU}$ (KN.m)	$q' \leq q_{sol}$	(1)	(2)
S_1	197,28	0,01	4,38	C.V	C.V	C.V
S_{11}	404,33	0,01	0,7	C.V	C.V	C.V
S_{14}	789,33	0,01	4,075	C.V	C.V	C.V

VI.4.1.a. Ferraillage des semelles isolées

On a trois types des semelles isolés :

Type 1: (S_1, S_4, S_5, S_6, S_9, S_{10})

Type 2: (S_2, S_3, S_7, S_8, S_{11}, S_{16}, S_{17}, S_{18}, S_{20}, S_{21}, S_{24}, S_{25})

Type 3: (S_{12}, S_{13}, S_{14}, S_{15}, S_{19}, S_{22}, S_{23})

Tableau VI.4 : ferraillage des semelles isolées TYPE (1, 2, 3) à l'ELU

	N_u (kN)	Méthode des bielles		$A_{a\ ELU}$ (cm^2)	$A_{b\ ELU}$ (cm^2)
		$e_{0a\ ELU} \leq A/18$	$e_{0b\ ELU} \leq B/18$		
TYPE 1	213,69	C.V	C.V	1,96	1,96
TYPE 2	462,59	C.V	C.V	4,16	4,16
TYPE 3	778,12	C.V	C.V	7,01	7,01

Avec :

e_0 : l'excentricité calculée à partir du rapport (M/N)

$A_{a,\ b}$: section d'armatures des semelles isolées.

Tableau VI.5 : ferraillage des semelles isolées TYPE (1, 2, 3) à l'ELS

	N_{ser} (kN)	Méthode des bielles		$A_{a\ ELS}$ (cm^2)	$A_{b\ ELS}$ (cm^2)
		$e_{0a\ ELS} \leq A/18$	$e_{0b\ ELS} \leq B/18$		
TYPE 1	174,42	C.V	C.V	1,57	1,57
TYPE 2	440,757	C.V	C.V	3,96	3,96
TYPE 3	731,93	C.V	C.V	6,59	6,59

Recapitulation:

Tableau VI.6 : Ferraillage final des semelles isolées TYPE (1, 2, 3) et leur espacement

	$A_{a\ final}$ (cm^2)	$A_{b\ final}$ (cm^2)	S_a(cm)	S_b(cm)
TYPE 1	8HA12=9,05	8HA12=9,05	15	15
TYPE 2	10HA12=11,31	10HA12=11,31	15	15
TYPE 3	12HA12=13,91	12HA12=13,91	15	15

Vérification des longueurs de scellement :

La contrainte admissible d'adhérence τ_S = 2,835 MPa.

La longueur de scellement égale à: $l_S \geq \frac{\emptyset \ . \ fe}{4 \ . \ \tau s} = \frac{1,2 \ . \ 400}{4 \ . \ 2,835}$ =42,32 cm

Tableau VI.7:Vérification des longueurs de scellement des semelles isolées TYPE (1, 2, 3)

	B(m)	A(m)	A/4 (cm)	L_S (cm)	$L_S \geq A/4$	A/8 (cm)	$A/8 \leq Ls \leq A/4$
TYPE 1	1,7	1,7	42,5	42,32	CNV	21,25	CV
TYPE 2	1,9	1,9	47,5	42,32	CNV	23,75	CV
TYPE 3	2,2	2,2	55	42,32	CNV	27,5	CV

Conclusion :

Donc toutes les barres doivent être prolongées jusqu'aux extrémités de la semelle mais peuvent ne pas comporter des crochets.

- **Vérification de la stabilité au renversement** : **[1] [Art 10.1.5]**

Quel que soit le type de fondations (superficielles ou profondes) 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 ($e = M/N \leq B/4$).

Tableau VI.8 : Vérification de la stabilité au renversement des semelles isolées TYPE (1, 2, 3)

	N_{ELU} (kN)	$M_{X\ ELU}$ (kN.m)	$M_{Y\ ELU}$ (kN.m)	E_x(m)	E_y(m)	B(m)	B/4 (m)	$e \leq B/4$
TYPE 1	213,69	0,48	11,32	$2,25.10^{-3}$	$5,29.10^{-2}$	1.7	42,5	CV
TYPE 2	462,59	0,11	11,64	$2,38.10^{-4}$	$2,52.10^{-2}$	1.9	47,5	CV
TYPE 3	778,12	0,03	5,21	$3,86.10^{-5}$	$6,70.10^{-3}$	2.2	55,00	CV

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 ;

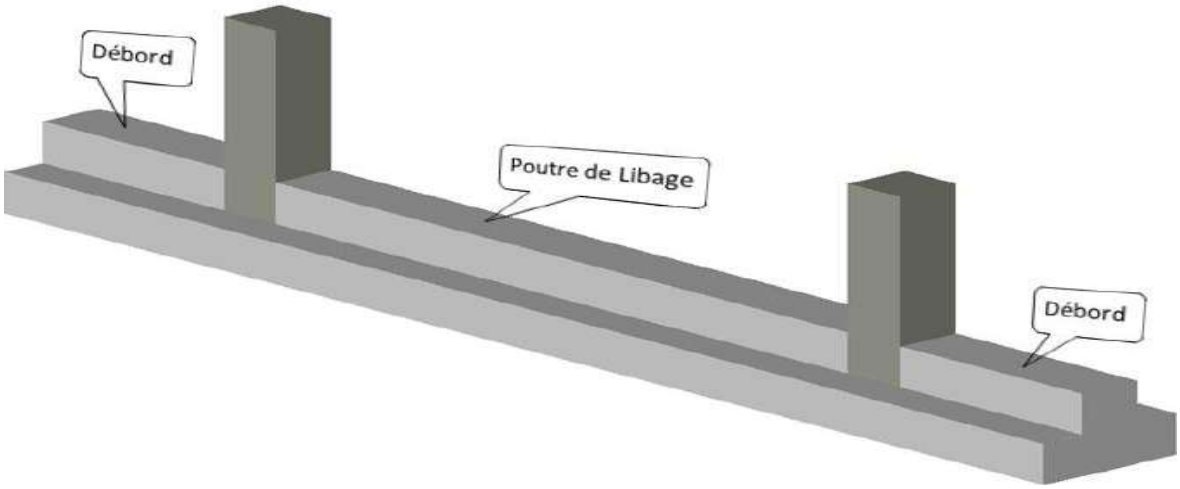


Figure VI.2: Schéma d'une semelle filante sous poteaux

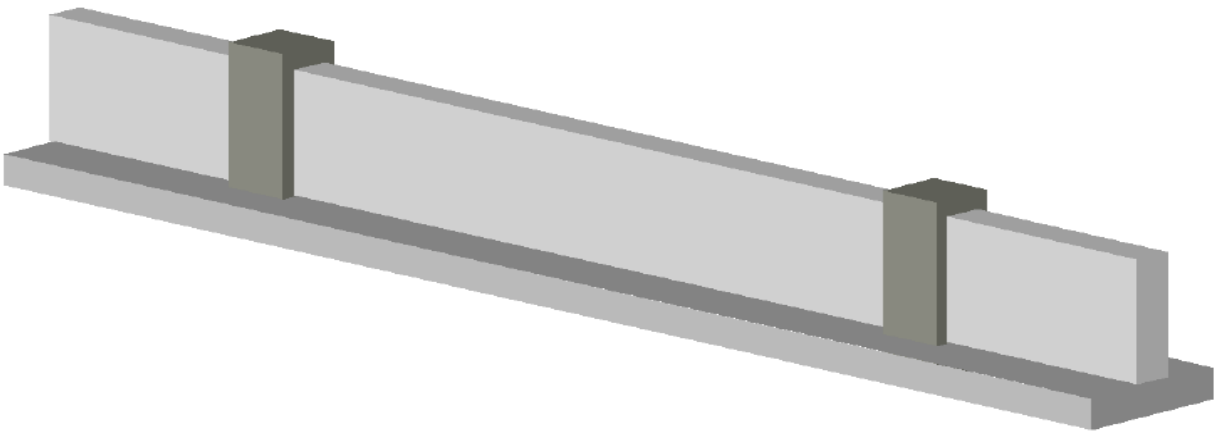


Figure VI.3: Schéma d'une semelle filante sous voile

VI.4.2.a. Semelles filantes sous voile :

a. Dimensionnement :

On a des semelles filantes sous voiles et sous poteaux, les efforts normaux répartis sont calculés comme suit :

$$N = \frac{\sum N}{L} \; ; M = \frac{\sum M}{L}$$

Avec :

- ∑N : est la somme des efforts normaux.
- ∑M : est la somme des moments.
- L : la longueur totale de la semelle filante.

La largeur et la hauteur de la semelle filante se déterminent respectivement comme suit :

$$B \geq \frac{N}{1000 \,.\, \sigma_{sol}} \quad ; \quad d \geq \frac{B-b}{4} \quad ; \quad h = d + c + \frac{\phi}{2}$$

Après les calculs et les vérifications des dimensions en tenant comptent le poids du remblai, les résultats de dimensionnement sont représentés dans les tableaux suivants :

Tableau VI.9: dimensions des semelles filantes sous voiles à l'ELS

	N_{ELS}/ml (kN)	$M_{x\,ELS}$/ml (KN)	B(m)	A(m)	H (cm)	d_a (cm)
SF_1	202,93	0,65	1,4	4,3	34,8	31,2
SF_2	195,42	0,78	1,3	5,1	28,75	28,8

b

. Ferraillage :

Le calcul de ferraillage est fait pour 1m de largeur par la méthode des bielles à l'ELU et à l'ELS et on adopte par la suite le maximum des deux résultats.

- Armatures de répartition : $A\,rép = \frac{A(cm^2) \,.\, B(m)}{4}$

Les résultats de ferraillage sont représentés dans les tableaux suivants :

Tableau VI.10: ferraillage des semelles filantes (SF1, SF2) sous voiles à l'ELU

	N_{ELU}/(ml) (kN)	$e_{0a\ ELU} \leq B/18$	A_a (cm^2)/(ml)	A_a (cm^2)	$A_{rép}$ (cm^2)
SF_1	235,34	CV	8,82	25,84	9,04
SF_2	227,21	CV	8,52	33,23	10,81

Tableau VI.11: ferraillage des semelles filantes (SF1, SF2) sous voiles à l'ELS

	N_{ELS}/(ml) (kN)	$e_{0a\ ELU} \leq B/18$	A_a (cm^2)/ (ml)	A_a (cm^2)	$A_{rép}$ (cm^2)
SF_1	202,93	CV	7,61	22,31	7,81
SF_2	195,42	CV	7,33	28,58	9,29

Tableau VI.12: le ferraillage finale des filantes (SF1, SF2) sous voiles

	$A_{a\ finale}$ (cm^2)	$A_{rép\ finale}$ (cm^2)	S_a(cm)	$S_{rép}$ (cm)
SF_1	30HA12=33,93	8HA12=9.05	20	30
SF_2	30HA12=33,93	10HA12=11,31	20	30

- **Vérification des longueurs de scellement** :

Tableau VI.13: Vérification des longueurs de scellement des semelles filantes (SF1, SF2)

	B(m)	B/4(cm)	L_S (cm)	$L_S \geq B/4$	B/8(cm)	$B/8 \leq Ls \leq B/4$
SF_1	1,4	35	42.52	CV	17,5	CNV
SF_2	1,3	32,5	42.52	CV	16,25	CNV

Conclusion:

Donc toutes les barres doivent être prolongées jusqu'aux extrémités de la semelle et comporter des ancrages courbe.

- **Vérification de la stabilité au renversement** :

Tableau VI.14 : Vérification de la stabilité au renversement des semelles filantes (SF1, SF2)

	N_{ELU} (KN)	M_{ELU} (KN.m)	e(m)	B(m)	B/4 (m)	$e \leq B/4$
SF_1	689,55	2,2	$3,2.10^{-3}$	1,4	0,35	CV
SF_2	886,12	3,52	4.10^{-3}	1,3	0,325	CV

VI.4.2.b.Semelle filante sous (deux poteaux) :

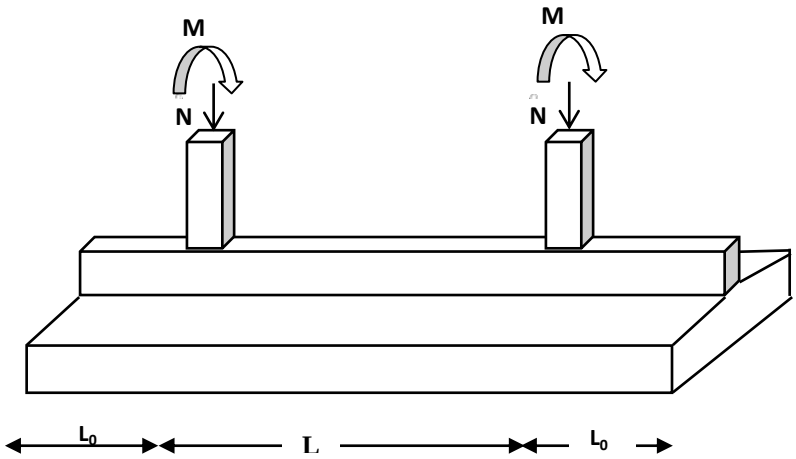


FIG.VI.4.Semelle filante sous (deux poteaux)

a. Dimensionnement :

On a des semelles filantes sous poteaux, les efforts normaux répartis sont calculés comme suit :

$$N = \frac{Nt}{Lt}$$

Avec :

- Nt : L'effort normal réparti sur les poteaux ;
- L_0: le débord = 0,5 m ;
- L : Longueur entre axe des poteaux = 1,7 m
- L_t : la longueur totale de la semelle filante.

La largeur et la hauteur de la semelle filante est calculée respectivement comme suit :

$$\left(\frac{a}{b}\right)\sigma_{sol}B^3 - NB - (3e_0N) \geq 0$$

Après la résolution de cette équation on obtient la valeur de B.

$$d \geq \frac{B-b}{4} \quad ; \quad h = d + c + \frac{\phi}{2}$$

Après les calculs et les vérifications des dimensions en tenant compte du poids du remblai et du poids propre des semelles, les résultats de dimensionnement sont représentés dans le tableau suivant

Tableau VI.15 : Dimensions des semelles filantes sous poteaux

	L (m)	N_{ELS} (kN)	N (kN/ml)	b (cm)	B (m)	d (cm)	h (cm)
SF_3	**2,7**	**1887**	**438,84**	**35**	**1,4**	**26,3**	**30**
SF_4	**2,7**	**2368,47**	**464,41**	**35**	**1,3**	**23,8**	**27**

.b. Ferraillage :

Le calcul de ferraillage est fait pour 1m de largeur 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 :

$$A_b = N.\frac{(B-b)}{8.d_b.\sigma_s} \quad \text{et} \qquad S_t = \frac{A-2e-\Phi}{(n-1)} \ ;$$

Avec :
n: étant le nombre de barres
$[\sigma_s]$= 348MPa à l'ELU : en situation durable.
$[\sigma_s]$= 202MPa à l'ELS.
Les résultats de ferraillage sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau VI.16 : ferraillage de la semelle filante (SF3, SF4) sous deux poteaux à l'ELU

	N_{ELU}/(ml) (kN)	$e_{0a\ ELU} \leq B/18$	A_a (cm²)/(ml)	A_a (cm²)	$A_{rép}$ (cm²)
SF_3	**211,58**	**CV**	**3,03**	**8,19**	**2,88**
SF_4	**262,26**	**CV**	**3,16**	**8,54**	**2,77**

Tableau VI.17: ferraillage de la semelle filante (SF3, SF4) sous deux poteaux s à L'ELS

	N_{ELS}/(ml) (kN)	$e_{0a\ ELU} \leq B/18$	A_a (cm²)/(ml)	A_a (cm²)	$A_{rép}$ (cm²)
SF_3	**181,85**	**CV**	**4,49**	**6,29**	**4,24**
SF_4	**225,32**	**CV**	**5,57**	**7,23**	**4,88**

Récapitulation:

Tableau VI.18: le ferraillage final de la semelle filante (SF3, SF4) sous deux poteaux

	$A_{a\ finale}$ (cm²)	$A_{rép\ finale}$ (cm²)	S_a(cm)	$S_{rép}$ (cm)
SF_3	6HA14=9,23	4HA12=4,52	15	15
SF_4	6HA14=9,23	4HA12=4,52	15	15

Vérification des longueurs de scellement :

Tableau VI.19: Vérification des longueurs de scellement de la semelle filante (SF3, SF4)

	B(m)	B/4(cm)	L_S (cm)	$L_S \geq B/4$	B/8(cm)	$B/8 \leq Ls \leq B/4$
SF_3	1,4	35	49,38	CV	17,5	CNV
SF_4	1,3	32,5	49,38	CV	16,25	CNV

Conclusion :

Donc toutes les barres doivent être prolongées jusqu'aux extrémités de la semelle et comporter des ancrages courbe.

- **Vérification de la stabilité au renversement :**

Tableau VI.20: Vérification de la stabilité au renversement de la semelle filante (SF3, SF4, SF5)

	N_{ELU} (KN)	M_{ELU} (KN.m)	e(m)	B(m)	B/4 (m)	$e \leq B/4$
SF_3	1142,54	3,8	$3{,}3.10^{-3}$	1.4	0.35	CV
SF_4	1416,21	6,2	$4{,}4.10^{-3}$	1,3	0,325	CV

VI.4.2.c.Ferraillage Longitudinal (poutre de libage) :

- **A. Dimensionnement :**

La poutre de libage va reprendre toutes les charges verticales et les moments de flexion. La poutre de libage aura la même largeur b du poteau, sa hauteur hp sera déterminée par la théorie de la poutre sur sol élastique qui prévoir l'inégalité suivante à vérifier, pour assurer une répartition uniforme de la contrainte du sol.

Il faut vérifier l'inégalité suivant :

$$L \leq \frac{\pi}{2} L_e \quad ; \quad L_e = \sqrt[4]{\frac{4.E.I}{K.b}}$$

Avec :

- ✓ E : Module d'élasticité du béton (E =10818.86Mpa).
- ✓ L : La plus grande travée dans la fille
- ✓ K : Coefficient de réduire du sol (K = 4 kg /cm^3).
- ✓ I : Moment d'inertie de la semelle,$I = \frac{b.h_p^{\,3}}{12}$.
- ✓ h_p: la hauteur de la poutre de libage

$$h_p \geq \sqrt[3]{\frac{48.L^4.K}{\pi^4.E}}$$

La poutre de libage (PL_l) sont les poutres correspondantes aux semelles (SF3, SF4, SF5).

Tableau VI.21 : Dimensionnement de la poutre de libage

	b (m)	**L (m)**	**h_p (m)**	**I (m^4)**	**L_e(m)**	**$\frac{\pi}{2}L_e$ (m)**	**$L \leq \frac{\pi}{2}L_e$**
PL	0,35	2,7	0,6	0,036	1,31	2,1	CV

Pour déterminer le ferraillage de la poutre de libage en commence à déterminer la réaction du sol q (KN/m2) par la formule suivante :

$$q = \frac{\sum N}{L}$$

Avec :

- ✓ $\sum$ Ni : la somme des efforts normaux.
- ✓ L : La longueur totale de la poutre de libage.

En obtient une poutre continue (renversée), sous l'effet de la charge q (kN/ m^2).

Les valeurs de q sont représentée dans le tableau suivant :

Tableau VI.22 : Détermination des valeurs de (q) de la poutre de libage

	ΣN_{ELU} (kN)	**ΣN_{ELS} (kN)**	**L (m)**	**q_u (KN /m^2)**	**q_{ser} (KN /m^2)**
PL_3	1142,54	981,98	2,7	423,16	363,69
PL_4	1416,21	1216,71	2,7	524,52	450,63

B. Calcul des moments :

Aux appuis :

À l'ELU:

$$M_a = -\frac{q_u * (\ell'^2_w + \gamma * \ell'^2_e)}{8.5\ (1+\gamma)}$$

À l'ELS :

$$M_a = -\frac{q_{ser} * (\ell'^2_w + \gamma * \ell'^2_e)}{8.5(1+\gamma)}$$

En travées :

À l'ELU:

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

À l'ELS:

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

(Dans notre cas on a une seul poutre donc Ma = 0,2M_0, avec M_0= $\frac{QL.L}{8}$)

Tableau VI.23:Détermination des moments de la poutre de libage

	ELU		ELS	
	M_a (kN.m)	M_t (kN.m)	M_a (kN.m)	M_t (kN.m)
PL_3	177,83	15,97	152,84	12,86
PL_4	220,43	18,98	189,36	15,96

C. Calcul du ferraillage :

a. Armatures longitudinales :

Calcul à l'ELU:

La poutre de libage travaille en flexion simple.

$$d = h - e - \frac{\phi}{2}$$

$$\mu = \frac{Mu}{\sigma b.b.d^2} \; ; \quad \text{on a } \mu \leq \mu l = 0.392$$

Les résultats du calcul des armatures à l'ELU sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI.24:Calcul des armatures longitudinales de la poutre de libage

		Mu (kN.m)	d (cm)	A (cm²)	A' (cm²)	Choix
PL_3	**Travée**	15,97	51,5	1,08	0	4HA10
	Appui	177,83	51,5	12,05	0	8HA14
PL_4	**Travée**	18,98	51,5	1,39	0	4HA10
	Appui	220,43	51,5	16,02	0	8HA16

- **Vérification des contraintes à l'ELS :**

Pour une fissuration peu nuisible : [σb]= 15Mpa

Tableau VI.25:vérifications des armatures longitudinales de la poutre de libage à l'ELS

		A_{ELU} (cm²)	M_{ser} (kN.m)	σb (MPa)	σb ≤ [σb]
PL_3	**Appui**	33,24	152,84	4,61	CV
	Travée	8,48	12,86	1,52	CV
PL_4	**Appui**	43,42	189,36	4,36	CV
	Travée	8,48	15,96	1,88	CV

On remarque que les vérifications des contraintes sont satisfaisantes.

b. Armatures de peau :

Puisque la poutre de libage à une hauteur de 50 cm le CBA93 exige en plus les armatures longitudinales, des armatures de peau d'au moins 3cm²/ml posées parallèlement à la fibre moyenne de la poutre.

A_p=3*0.5 = 1.5cm², donc on adopte 3HA12=3.39cm².

c. Armatures transversales :

$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 * d}$ $V_u = Q_u$

Tableau VI.26: Calcul des armatures transversales de la poutre de libage

	V_u	τ_u	$[\tau]$	A_t (cm^2)	S (cm)	
					Zone nodale	**Zone courante**
PL_3	1542,43	8,56	2,5	4HA10=3,14	10	20
PL_4	1911,88	10,61	2,5	4HA10=3,14	10	20

VI.5. Les longrines :

Les longrines sont des poutres, en béton armé, qui reposent sur le sol, leur rôle est d'empêcher le moment à la base du poteau par traction, reprendre l'effort normal différentiel provenant des charges et surcharges et le transformer en un effort de traction, et reliée les poteaux entre eux.

VI.5.1. Pré dimensionnement : [1]: [Art 10.1.1.b] :

Pour un sol de fondation de catégorie S_3, les dimensions minimales de la section transversale des longrines sont (25 x 30) cm.

On adopte une section de (30 x 40) cm.

VI.5.2. Sollicitations : [1] [Art 10.1.1.b] :

Les longrines doivent être calculées pour résister à la traction sous l'action d'une force F égale à :

$$Fu = \frac{Nu}{\alpha}$$

Avec :

- N: effort à la base du poteau le plus sollicité soit à l'ELU ou l'ELA.
- α: coefficient de site en fonction de la zone sismique.

Tableau VI.27 : Valeurs de α

site	zone I ()	zone Iia(α)	zone IIb et III(α)
S_2	-	**15**	12

$$Fu = \frac{Nu}{\alpha} = \frac{1390,57}{15} = 92,71 \text{ kN}$$
$$F_{ser} = \frac{N_{ser}}{\alpha} = \frac{1011,84}{15} = 67,46 \text{ kN}$$

VI.5.3. Ferraillage :

Étant donné que le béton tendu est négligé, il en résulte que les armatures longitudinales doivent pouvoir équilibrer la force de traction F :

- **à l'état limite ultime** :

Les armatures longitudinales sont données par:

$$A_u = \frac{Fu}{\sigma_s}$$

Où : $F_u = 92,71kN$

Alors: $A_u = \frac{92,71*10^3}{400} = 2,31cm^2$

- **condition de non fragilité :**

On doit aussi respecter la condition de non fragilité de la section de béton armé donnée par le **CBA 93** :

$$A \geq \frac{B f_{t28}}{f_e}$$

Alors on a : $A \geq \frac{(30*40)*2,1}{400} \Rightarrow A \geq 6,3cm^2$

Donc on adopte **A=6HA12=6,78cm²**

- **vérification des contraintes à l'ELS** :

La fissuration est considérée comme préjudiciable.

Alors:

$F_{ser} = 67,46$ kN

$$\sigma s = \frac{F_{ser}}{A} = \frac{67,46 * 10^3}{678} = 99,51 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_s = 202 \text{ MPa (C.V)}$$

Le ferraillage minimum doit être de 0,6 % de la section B:**[1]: [Art 10.1.1.b]**

on a :

$$A_{min} = \frac{0,6b.h}{100} = \frac{0,6*30*40}{100} = 7,2cm^2$$

Donc on adopte **A=6HA14=9,23 cm²**

- **Armatures transversales** :

Les armatures transversales ne jouent aucun rôle dans la résistance de la pièce, ce sont de simples cadres de montages destinés à maintenir les aciers dans leurs positions, leur espacement est définie par **[1]:** [**Art 10.1.1.b]** qui doit être inférieur au

Min (20 cm ; $15\Phi_{\ell}$).

- **section :**

On a :

$$\varphi_t \geq \frac{\varphi_l}{3} = \frac{14}{3} = 4,66mm$$

On adopt: $\varphi_t = 8\,mm$

A_t = 4ϕ8 = 2.01 cm²

- **Espacement:**

On a :

$$S_t \leq \min\left[20cm\,;15\varphi_l\right] = \min\left[20cm\,;21cm\right]$$

On adopt: **S_t = 15 cm.**

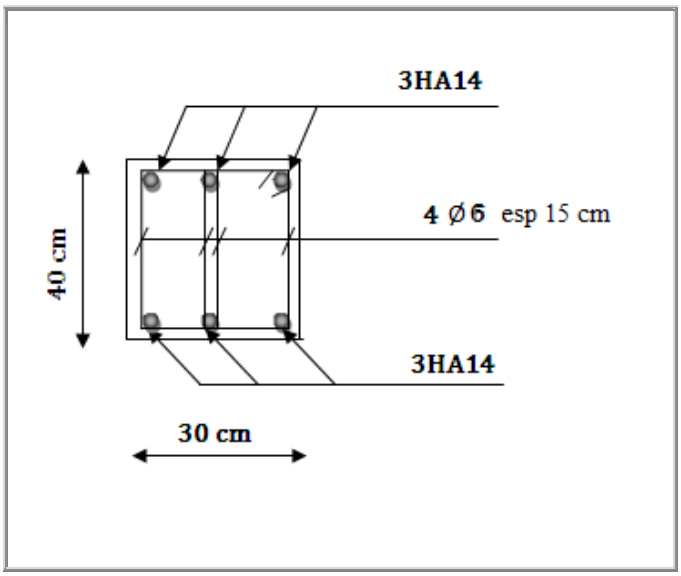


Figure VI.5 : Ferraillage des longrines

Ce projet de fin d'étude, nous a permis de mettre en pratique toutes nos connaissances acquises durant notre cycle de formation du 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 pris dans la conception des structures des bâtiments.

Dans cette optique, on a dimensionné et vérifié les éléments résistants principaux et secondaires de la superstructure et de l'infrastructure en mettant en pratique nos connaissances théoriques acquises durant notre formation universitaire.

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.

Documents réglementaires :

[1]: Règles de conception et de calcul des structures en béton armé C.B.A.93

[2] : Règles parasismiques Algériennes RPA99 version 2003.

[3]: Charges permanentes et charges d'exploitation D.T.R B.C.2.2.

Manuels techniques :

[4] : Calcul des ouvrages en Béton Armé. M. BELAZOUGHI.

[5] : Conception et calcul des structures en béton «HENRY THONIER ».

Logiciels :

- Autodesk Robot structural Analysis Professional 2010.
- Expert 2010.
- Socotec.