Centre Universitaire AbdelhafidBoussouf -Mila

Institut des Sciences et de Technologie

Département de Sciences et Technologie

N°Ref :……

Projet de Fin d'Etude préparéEn vue de l'obtention du diplôme

deMASTER

Spécialité :Génie Civil

Dimensionnement et étude sismique d'un bâtiment (R+5) en Béton armé

Réalisé par :
-Bouguerra Imane
- Belahlou Latifa

Soutenu devant le jury :

Président	**M.Abdelkader Brahim**
Examinateur	**M.Chouaib Belghait**
Encadreur	**M.Fethi Kitchah**

Année universitaire : 2019/2020

Centre Universitaire AbdelhafidBoussouf -Mila

Institut des Sciences et de Technologie

Département de Sciences et Technologie

N⁰Ref :……

Projet de Fin d'Etude préparéEn vue de l'obtention du diplôme

deMASTER

Spécialité :Génie Civil

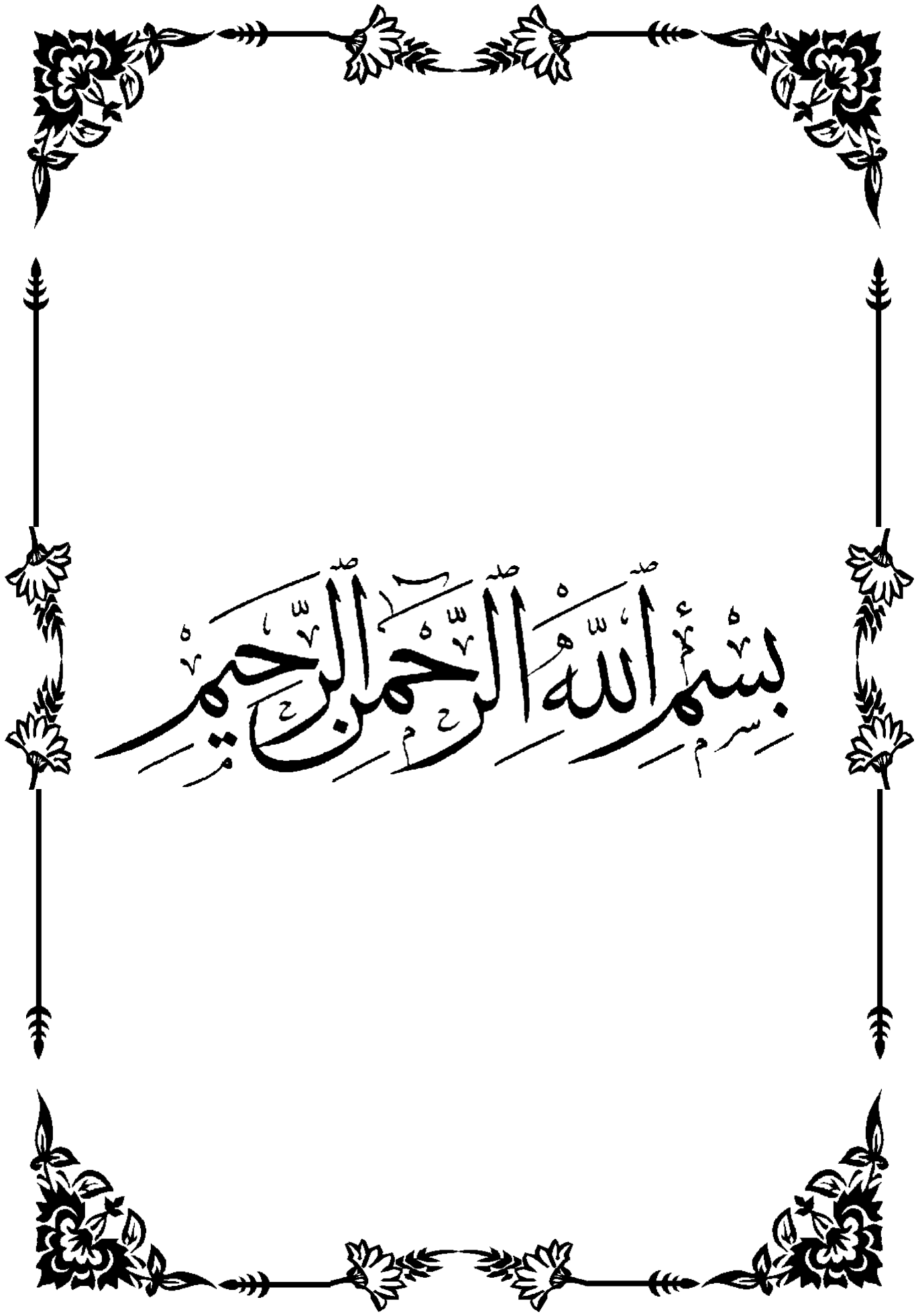
Dimensionnement et étude sismique d'un bâtiment (R+5) en Béton armé

Réalisé par :
-Bouguerra Imane
- Belahlou Latifa

Soutenu devant le jury :

Président	**M.Abdelkader Brahim**
Examinateur	**M.Chouaib Belghait**
Encadreur	**M.Fethi Kitchah**

Année universitaire : 2019/2020


بسم الله الرحمن الرحيم

Dédicaces

Rien n'est aussi beau à offrir que le fruit d'un labeur qu'on dédie du fond du cœur à ceux qui j'aime jusqu'à les frontières de l'imagination.

Mon cher père Abdlhek, Ma chère mère Saida, qui m'ont guidé durant les moments les plus pénibles de ce long chemin, ma mère qui a été à mes côtés et ma soutenu durant toute ma vie, et mon père qui a sacrifié toute sa vie afin de me voir devenir ce que je suis. Sans eux, je n'aurais pas abouti à ce stade d'étude, merci mes parents. Que Dieu puisse m'aider à les honorer, les servir et les combler.

A toute ma famille Bouguerra

A ma sœur Asma.

A mes frères Mohammed et Mouatez

A mon binôme et ma meilleure amie « Belahlou Latifa », A qui je souhaite tout le bonheur, ainsi qu'à sa famille.

A tous mes amis : Hiba , Amira , Yousra , Fulla , Douaa , Lina et Syrine qui m'ont encouragé pour l'aboutissement de cet travail.

A tout mes collègues de l'université.

Imane

Dédicaces

A mes très chères parents Belkacem et Houria vous êtres a mes yeux un symbole d'excellence, vous qui n'avez sans cesse arrêté de m'encourager et de pousser vers le haut ; Aucune dédicace ne saurait ni glorifie ni exprimer tout le mérite et tous les sacrifices à mon égard depuis mon tendre enfance jusqu'à nos jours

A toute ma famille belahalou

A mes sœur: soriya , siham , noura ,halima , amel et imane et mes frères : anis et sissoum pour leur soutien aux moments difficiles de mon travail.

A mon neveu djawed et ma nièce khouloud

A mon binôme et ma meilleure amie « bouguerra imane », A qui je souhaite tout le bonheur, ainsi qu'à sa famille.

A tous mes amis :hiba ; fadila et salma qui m'ont encouragé pour l'aboutissement de cet travail.

A tout mes collègues de l'université.

Amira

Remerciement

Nous remercions avant tout le Dieu de nous avoir gardés en bonne santé afin de mener à bien ce projet de fin d'étude. Nous remercions également nos familles pour les sacrifices qu'elles ont fait pour que nous terminions nos études.

Nous exprimons toutes nos profondes reconnaissances à notre encadreur Monsieur F.Kitchah qui nos a témoigné de sa confiance et de son aide scientifique et par son expérience et sa compétence.

Nous sommes aussi reconnaissants à Abdelhafid Boussouf - Mila, notre université, pour les moyens qui ont été mis à notre disposition durant toute la durée de la formation.

Nous adressons de chaleureux remerciements à tous les enseignants et les travailleurs de l'université pour nous avoir aidé et prêté leur attention et leur disponibilité.

Nous remercions les membres de jury qui nous font l'honneur de présider et d'examiner ce modeste travail.

Nous remercions aussi tous nos amis pour leurs aides, leurs patiences, leurs compréhensions et leurs encouragements.

Notation :

- A_s: Aire d'une section d'acier.
- A_t : Section d'armatures transversales
- A' : Section d'aciers comprimés.
- A_{ser} : Section d'aciers pour l'ELS.
- A_u : Section d'aciers pour l'ELU.
- **ELU** : Etat limite ultime.
- **ELS** : Etat limite de service.
- **B** : Aire d'une section de béton.
- **D** : Diamètre.
- ϕ : Diamètre des armatures.
- **E** : Module d'élasticité longitudinale, séisme.
- E_{ij} : Module d'élasticité instantané.
- E_{vj}**:** Module d'élasticité différé.
- E_s : Module de d'élasticité de l'acier.
- **F** : Force ou action générale.
- **G** : Action permanente.
- **I** : Moment d'inertie.
- **L** : Longueur ou portée.
- **M** : Moment en général.
- M_u : Moment de calculultime.
- M_{ser} Moment de calcul de service.
- **N** : Effort normal.
- N_u : Effort normal de service.
- N_{ser} **:** Effort normal en service.
- **V** : Effort tranchant.
- **P** : Charge concentrée appliquée (ELS ou ELU).
- **Q** : Action ou charge variable.
- **S** : Section.
- **T** : Effort tranchant.
- B_r **:** Section réduite.

Notation

- M_a : Moment sur appui.
- M_t : Moment en travée.
- **a :** Une dimension transversale.
- **b** : Une dimension longitudinale.
- b_0 : Epaisseur brute de l'arme d'une section.
- **d :** Hauteur utile.
- **e :** Excentricité, épaisseur.
- **f** : Flèche.
- λ: Elancement.
- f_e : Limite d'élasticité de l'acier.
- f_{cj}: Résistance caractéristique à la compression du béton âgé de j jours.
- f_{tj} : Résistance caractéristique de la traction du béton âgé de j jour.
- f_{c28} et f_{t28} : Resistance calculé à 28 jours.
- h_0 : Epaisseur d'une membrure de béton.
- **h** : Hauteur totale d'une section de béton armé.
- **i** : Rayon de giration d'une section.
- **j** : Nombre de jours.
- **k** : Coefficient en général
- **l** : Longueur ou porté
- I_f : Longueur de flambement.
- s_t : Espacement des armatures.
- **x** : Coordonnée en général.
- **y :** Coordonnée.
- **z** : Coordonnée d'altitude, bras de levier.
- **W** : Poids total de la structure.
- y_s : Coefficient de sécurité dans l'acier.
- y_b : Coefficient de sécurité dans le béton.
- σ_s: Contrainte de traction de l'acier.
- σ_{bc} : Contrainte de compression du béton.
- $\overline{\sigma_s}$: Contrainte de traction admissible de l'acier.
- $\overline{\sigma_{bc}}$: Contrainte de compression admissible du béton.
- τ_u: Contrainte ultime de cisaillement.

Notation

- τ : Contrainte tangentielle.
- o_{sol}: Contrainte du sol.

Sommaire :

Liste des tableaux

Liste des figures

Résumé

Introduction générale 1

Chapitre I : Présentation de Projet

Introduction 4

Implantation de L'ouvrage 4

Caractéristiques Géométriques 7

Description de L'ossature 7

Règles et Hypothèses de Calcul 8

1. Le Règlement [BAEL 91] (Béton Armé aux Etats Limites) 8

A. Etats Limites Ultimes (ELU) 8

B. Etats Limites Service (ELS) 9

2. [RPA99]/version2003 (Règles Parasismiques Algériennes) 10

3. L'Eurocode 2 10

Méthodologie de Calcul 10

Conclusion 11

Chapitre II : Caractéristiques Mécaniques des Matériaux

Introduction 13

Le Béton 13

Les Matériaux Composant Le Béton 13

A. Ciment 13

B. Granulats 13

Sables 13

Graviers 13

Résistances Mécaniques du Béton 13

Déformations Longitudinales du Béton 14

Coefficients de Poisson 15

Coefficient d'Equivalence 15

Les Contraintes Limites 16

Acier 18
Contrainte limite 19
Les Hypothèses de Calcul 21
Conclusion 22

Chapitre III : Pré dimensionnement des Eléments

Introduction 24
Pré dimensionnement des Eléments 24
Les Poutres 24
Les Poteaux 26
Les Poutrelles (Plancher à Corps Creux) 27
1. Résistance au Feu 28
2. Résistance à La Flexion 28
les Voiles 29
Les escaliers 31
Poutre Palière 33
Les Balcons 34
Conclusion 35

Chapitre IV : Evaluation et la Descente Des Charges

Introduction 37
Les Planchers 37
Le Balcon 39
L'Acrotère 40
Les murs 41
Les Escaliers 42
Les Voiles 43
Les Poutres 43
Les Poteaux 43
Descente de Charges 43
Choix du Poteau le Plus Sollicité 44
Dégression des charges d'exploitation 45
Conclusion 50

Chapitre V : Calcul des éléments secondaires Acrotère, escalier, balcon, plancher

Sommaire

Introduction 52

L'Acrotère 52

Calcul des Sollicitations 52

Évaluation et Combinaison des Charges 53

Ferraillage de l'Acrotère 53

Schéma de Ferraillage 57

L'Escalier 57

Charges et surcharges 58

Calcul du chargement qui revient sur l'escalier 58

Calcul des sollicitations 59

Ferraillage 60

Schéma de ferraillage 66

Poutre palier 67

Charges qui agissent sur la poutre palière 67

Sollicitation de calcul 67

Ferraillage de la poutre palière 68

Schéma de ferraillage 73

Les planchers 74

Les méthodes Utilisées 74

a. Méthode Forfaitaire 74

b. Méthode de Caquot 76

Types de poutrelles 79

Calcul Des Sollicitations 79

Etage Terrasse 80

1. Calcul des moments sur appuis 80

2. Calcul des Moments en travée et l'effort tranchant 81

Etage courant 83

1. Calcul des moments sur appuis 83

2. Calcul des Moments en travée et l'effort tranchant 85

Les sollicitations maximums 89

Ferraillages des poutrelles 89

1. Ferraillage longitudinale 89

Schéma de ferraillage 99

Ferraillage de la table de compression 100

1. Armature perpendiculaire aux nervures 100
2. Les armatures parallèles aux poutrelles 100
3. Schéma de ferraillage 100
Balcons 101
Schéma statique 101
Evaluation des charges 101
Calcul de Ferraillage 102
Schéma De Ferraillage 105
Conclusion 106

Chapitre VI : Etude sismique

Introduction 108
Objectif de l'étude dynamique 108
Présentation du logiciel ROBOT 108
Choix de la méthode de calcul 109
La méthode statique équivalente 109
A. Principe de la méthode 109
B. Conditions d'application de la méthode statique équivalente 109
La méthode d'analyse modale spectrale 110
A. Principe de la méthode 110
B. Conditions d'application de la méthode d'analyse modale spectrale 110
La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes 110
Classification de l'ouvrage selon les RPA99 / Version 2003 111
Application de la méthode statique équivalente 113
Calcul de la force sismique totale 113
Méthode dynamique modale spectrale 118
Disposition des voiles 119
Vérification et interprétation des résultats de l'analyse dynamique 120
Mode de vibration et taux de participation des masses 120
Vérification de la période 122
Vérification de la résultante des forces sismiques 122
Vérification vis-à-vis des déplacements 123
Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ 125
Vérification de L'excentricité accidentelle 127

Vérification au renversement 128
Conclusion 131

Chapitre VII : Etude des éléments structuraux

Introduction 133
Etude des poteaux 133
a. Combinaison spécifique de calcul 134
b. Les armatures longitudinales 135
c. Les armatures transversales 135
d. Vérification spécifique sous sollicitations normales 136
Calcul des armatures longitudinales 136
Ferraillage des Poteaux (40x40) cm 137
Schéma de ferraillage du poteau 141
Etude des Poutres 141
Recommandation du RPA 99/V2003 141
Calcul du ferraillage 144
Poutre principale (30*40) 145
Poutre secondaire (30*35) 151
A. Armatures longitudinales : RPA 99/2003 (Article 7.5.2.1) 151
Etude des voiles 157
Recommandation du RPA99/V2003 158
Disposition des voiles 160
La méthode de calcul 160
Ferraillage des voiles 161
Ferraillage du voile V1 et V2 162
Ferraillage du voile V3 166
Schéma de ferraillages voile (V1) 170
Conclusion 171

Chapitre VIII : Etude des Fondations

Introduction 173
Classification des fondations 173
Choix du type des fondations 174
Calcul des surfaces nécessaires de fondations 175

Calcul des semelles filantes 177
- Vérification au non poinçonnement :[CBA : article A.5.2.4.2] 180
- Vérification des semelles sous l'effet de la force sismique 180
- Vérification de la stabilité au reversement 180

Calcul du ferraillage :(ELU) 181

VIII.5. La longrine 188

Conclusion générale 190

Règlements 192

Annexes 194

Résumé 201

Liste des tableaux :

Chapitre II : Caractéristiques Mécaniques des Matériaux

Tableau (1) : Types D'Acier 18

Chapitre IV : Evaluation et la Descente Des Charges

Tableau(1): Evaluation Des Charges Permanentes Et Charges D'exploitations Du Plancher Terrasse Inaccessible 37

Tableau (2): Evaluation Des Charges permanentes Du Plancher Courant+RDC 38

Tableau (3): Evaluation Des Charges Permanentes Du Balcon 39

Tableau (4) : Evaluation Des Charges Permanentes De Mur Extérieur 41

Tableau(5): Evaluation Des Charges Permanentes De Palier 42

Tableau(6) : Evaluation Des Charges Permanentes De Palliasse 42

Tableau (7) : Evaluation Des Charges Permanentes De Voiles 43

Tableau(8) : Les Charges **G** et Surcharges **Q** pour le poteau central 45

Tableau(9) : Dégression des Charges d'Exploitation et Charges Permanentes 45

Tableau(10) : Calcule de $\overline{N_u}$ 47

Tableau(11) : Vérification des efforts normaux et admissibles 48

Tableau(12) : Vérification de l'effort normal (poteaux centraux) 49

Chapitre V : Calcul des éléments secondaires Acrotère, escalier, balcon, plancher

Tableau(1) : Combinaison de charges escalier 58

Tableau (2): Les Charges appliquées dues aux Plancher à Corps Creux 80

Tableau (3) : Les moments sur appuis de rives (plancher terrasse) 81

Tableau (4) : Les moments sur appuis intermédiaires (plancher terrasse) 81

Tableau (5) : Les moments et efforts tranchants à ELU 82

Tableau (6) : Les moments et efforts tranchants à ELS 82

Tableau (7) : Les moments sur appuis de rives (plancher terrasse) 84

Tableau (8) : Les moments sur appuis intermédiaires (plancher terrasse) 84

Tableau (9) : Les moments et efforts tranchants à ELU 85

Tableau (10) : Les moments et efforts tranchants à ELS 85

Tableau (11) : Les moments sur appuis de rives (plancher étage) 87

Tableau (12) : Les moments sur appuis intermédiaires (plancher étage..... 87

Tableau (13) : Les moments et efforts tranchants à ELU 88

Tableau (14) : Les moments et efforts tranchants à ELS 88

Tableau(15) : Les sollicitations maximums à ELU 89

Tableau(16) : Les sollicitations maximums à ELS..... 89

Tableau (17) : Tableau de ferraillage des poutrelles 99

Tableau (18) : Les Charges du Balcon..... 102

Chapitre VI : Etude sismique

Tableau (1): Facteur de qualité selon l'axe x..... 116

Tableau(2): Facteur de qualité selon l'axe y..... 116

Tableau(3) : Période de vibration et taux de participation massique..... 122

Tableau(4) : Vérification de la résultante des forces sismique 123

Tableau(5) : Vérification des déplacements pour le sens xx..... 124

Tableau(6) : Vérification des déplacements pour le sens yy..... 124

Tableau(7): Vérification à L'effet P-Δ..... 126

Tableau(8): Vérification à L'effet P-Δ..... 126

Tableau(9) : Centre de masse et centre de torsion..... 127

Tableau(10) : Vérification de L'excentricité accidentelle 128

Tableau(11) : Vérification de renversement de la Tour sens longitudinal..... 129

Tableau(12) : Vérification de renversement de la Tour sens transversal..... 130

Chapitre VII : Etude des éléments structuraux

Tableau(1) : Vérification des nouveaux poteaux sous les sollicitations normales 136

Tableau(2): sollicitations dans les poteaux 136

Tableau (3) : ferraillage du poteau 139

Tableau(4): Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poutres selon le RPA ... 143

Liste des tableaux

Tableau (5): Sollicitations de la poutre principale et la poutre secondaire 144

Tableau(6): sollicitations des voiles 162

Tableau(7): Les sections des voiles 164

Tableau(8) : Ferraillage horizontal des voiles 165

Tableau(9) : Ferraillage verticale du voile V3 167

Tableau(10) : Ferraillage verticale du voile V3 167

Tableau (11) : Vérification des contraintes de cisaillement 169

Tableau(12) : Vérification des contraintes à L'ELS 170

Liste des figures :

Chapitre I : Présentation de Projet

Figure(1): Plan de Situation 4

Figure(2) : Façade Principale 5

Figure(3): Coupe BB..... 5

Figure(4): Plan de Rez de Chaussée 6

Figure(5): Plan 2eme-3eme-4eme étages..... 6

Figure(6): Plan 1ere et 5eme étages..... 7

Figure (7) : Diagramme des Déformations Limites de La Section..... 9

Chapitre II : Caractéristiques Mécaniques des Matériaux

Figure(1) : Diagramme Parabole Rectangle des Contraintes Déformations du Béton 16

Figure(2) : Diagramme Parabole Rectangle des Contraintes Déformations du Béton 17

Figure(3) : Diagramme Contrainte-Déformation D'Acier 19

Figure(4) : Diagramme Contrainte-Déformation D'Acier 20

Chapitre III : Pré dimensionnement des Eléments

Figure (1): Dimension des Poteaux..... 26

Figure(2) : Dalle en Corps Creux 28

Figure (3): Coupée Voile en Elévation 30

Figure (4): Coupes de Voiles en Plan 31

Figure (5) : Schéma de L'Escalier 32

Chapitre IV : Evaluation et la Descente Des Charges

Figure (1) : Plancher Terrasse Inaccessible..... 37

Figure (2) : Plancher D'étage Courant..... 38

Figure (3) : Plancher D'étage Courant..... 39

Figure(4): L'Acrotère..... 40

Figure (5) : Murs Extérieurs et Murs Intérieurs..... 41

Figure(6) : Poteau Central 44

Chapitre V : Calcul des éléments secondaires Acrotère, escalier, balcon, plancher

Figure (1) : l'Acrotère 52

Figure (2) : Section de Calcul d'Acrotère 53

Figure (3) : Schéma de Ferraillage d'Acrotère 57

Figure(4) : Coupe en Elévation de l'Escalier 57

Figure(5) : Schéma Statique de l'Escalier 58

Figure(6): Schéma de ferraillage d'escalier 66

Figure(7) : Schéma statique de la poutre palière 67

Figure(8) : Section creuse équivalente 71

Figure(9): Schéma de ferraillage de la poutre palière 73

Figure (10): Les sollicitations (moments) sur les poutres continues 75

Figure (11): Effort tranchant d'une poutre à plus de 2 travées 75

Figure(12): Plan de Rez de Chaussé 77

Figure(13): Plan $2^{ème}$-$3^{ème}$-$4^{ème}$ étages 78

Figure(14): Plan $1^{ère}$ et $5^{ème}$ étages 78

Figure (15) : Diagramme des Moments et Efforts Tranchants à ELU 83

Figure (16) : Diagramme des Moments et Efforts Tranchants à ELU 86

Figure (17) : Diagramme des Moments et Efforts Tranchants à ELU 88

Figure(18) : Schéma de ferraillage de la dalle de compression 100

Figure(19) : schéma statique 101

Figure (20) : section de calcul de Balcon 102

Figure(21) : Ferraillage Du Balcon 105

Chapitre VI : Etude sismique

Figure (1) : plan 3D 111

Figure (2) : plan de toiture 112

Figure(3) : Spectre de réponse 118

Figure(4) : disposition des voiles 119

Figure(5) : Mode1 : T=0.67S ; translation selon (xx) 120

Figure(6) : Mode 2 : T=0.58S ; translation selon (yy) 120

Figure(7) : Mode3 : T=0.49S ; Rotation selon (zz) 121

Figure(8) : Evaluation des effets du second ordre 125

Chapitre VII : Etude des éléments structuraux

Figure(1) : Représentation schématique Poteau (40×40**)** 137

Figure(2) : Schéma de ferraillage des poteaux 141

Figure(3) : Dispositions constructives des portiques 143

Figure(4) : les moments sur les poutres principales (ELU) 144

Figure(5) : les moments sur les poutres secondaires (ELU) 145

Figure (6): ferraillage de la poutre principale 151

Figure (7): ferraillage de la poutre secondaire 157

Figure (8): Disposition des armatures verticales (vue en plan) 158

Figure (9) : Disposition des voiles 160

Figure (10) : Schéma d'un voile plein 161

Figure(11) : diagramme des contraintes (SPC) 163

Figure(12) : Schéma de ferraillages voile (V1) 170

Chapitre VIII : Etude des Fondations

Figure(01) : plan de fondation 174

Figure (02) : dimension des semelles isolées 175

Figure (03) : semelle filante 177

Figure (04) : Schéma statique 181

Figure (05) : diagramme des moments 181

Figure(06) : Les Zones de Semelle 184

Figure (07) : Schéma de ferraillage 187

Figure(08) : ferraillage de la longrine 188

Résumé

Ce projet portera sur l'étude d'un bâtiment à usage d'habitation R+5. Situé dans la Wilaya d'Annaba qui est classé selon le Règlement Parasismique Algérien 99 version 2003 (RPA 99 / version 2003) en zone IIa de moyenne sismicité ; le contreventement est assuré par des portiques et renforcés par des voiles comme l'exige le RPA 99 /version 2003.

Cette étude sera divisée en quatre étapes consécutives :

- La première étape sera composée d'une description de l'ouvrage et des caractéristiques des différents matériaux avec le pré-dimensionnement des éléments structuraux suivis du calcul des éléments secondaires.
- La deuxième étape consistera à une étude sismique de la structure, cette étude aboutira au calcul du ferraillage des éléments structuraux en conformité avec les règlements à savoir RPA99/version 2003 et le BAEL91/révisée 99.
- La troisième étape porte sur le calcul du ferraillage des éléments de structures sous charges combinées verticales et horizontales (les charges dues au séisme).
- La dernière étape concernera l'étude de la fondation ainsi que son ferraillage.

abstract:

This project will focus on the study of a residential building R + 5. Located in Wilaya of jijel which is classified according to the Algerian Parasism Regulation 99 version 2003 (RPA 99 / version 2003) in zone IIa of average seismicity; the bracing is provided by gantries and reinforced by sails as required by RPA 99/2003 version.

This study will be divided into three consecutive stages:

- The first step will consist of a description of the structure and the characteristics of the different materials with the pre-dimensioning of the structural elements followed by the calculation of the secondary elements.
- The second step will consist of a seismic study of the structure, this study will result in the calculation of reinforcement of the structural elements in accordance with the regulations namely RPA99 / version 2003 and BAEL91 / revised 99.
- The third step involves the calculation of reinforcement of vertical and horizontal combined load structure elements (earthquake loads).
- The last step will concern the study of the foundation as well as its reinforcement.

Résumé

ملخص:

يعتمد هذا المشروع على دراسة بيانية ذات طابع سكني يتكون من طابق ارضي و5 طوابق علوية. الواقعة في ولاية جيجل المصنفة ضمن المنطقة الزلزالية المتوسطة رقم حسب النظام الزلزالي 99 نسخة 2003.

اشتملت الدراسة على أربعة محاور :

- المحور الأول سيتكون من تفصيل عام للمشروع يشتمل على تعريف المشروع والبناية وخصائص المواد المستعملة مع إعطاء الأبعاد الأولية للعناصر يتبعها دراسة الأجزاء الثانوية من البناية.
- المحور الثاني يخص الدراسة الزلزالية للبناية هده الدراسة تؤدي إلى حساب تسليح العناصر المقاومة للبناية مع الأخد بعين الاعتبار كل توصيات القانون الجزائري المقاوم للزلازل 99نسخة2003
- المحور الثالث يشتمل على دراسة تسليح الأجزاء المقاومة للبناية الواقعة تحت تأثير القوى العمودية و الأفقية القوى الزلزالية
- المحور الأخير يخص دراسة وتسليح الأساسات.

Introduction Générale

Introduction général :

Le génie civil est l'ensemble des activités conduisant à la réalisation de tout ouvrage lié au sol. Ces activités se partagent en deux grandes catégories :

- Les bâtiments : ouvrages abritant des individus ou des biens.
- Les travaux publics : ouvrages de construction d'utilisé générale.

Au sens large : tout objet fabriqué dans le but de transmettre les charges qui lui imposée sans subir des déformations importantes est une structure.

La conception et la construction de cette structure sont des processus dans lesquels interviennent plusieurs catégories de personnes dont principalement le client, l'architecte et l'ingénieur génie civil ; ce dernier est appelé pour concevoir des structures dotées d'une bonne rigidité et d'une résistance suffisante de manière à sauver les vies humaines et limiter les dégâts matériels qui peuvent lui occasionner les séismes. Pour cela, il y a lieu de respecter les normes et les recommandations parasismiques qui rigidifient convenablement la structure.

Notre projet consiste à réaliser l'étude d'un bâtiment en béton armé composé d'un rez de chausser plus 5 étage à usage d'habitation qui sera implanté dans la wilaya De **JIJEL**, notre site est classée en zone sismique IIa sur la carte sismique établi par **l'RPA VERSION 2003 (Règlement Parasismique Algérien).**

Tous les calculs de notre projet sont entrepris conformément aux **BAEL 19**, **RPA version 2003.** Dans le cadre de ce projet en a entamée les chapitres suivent :

- **les chapitre I ; chapitre II et chapitre III** : présentation du projet et le prédimensionnement des éléments secondaires et les éléments structuraux qui sont les planchers les poutres, les poteaux et les voiles.
- **Le 4^{éme} chapitre** : L'évaluation des charges et surcharges consiste à calculer successivement pour chaque élément porteur de la structure
- **Le 5^{éme} chapitre** : traite l'étude des éléments que comporte notre bâtiment. Nous citons l'acrotère, l'escalier, les planchers et enfin le balcon.
- **Le 6^{éme} chapitre** : L études sismique et modalisation de la structure selon le règle de RPA 99 VERSION 2003 et en utilisant le **ROBOT 2014** pour modalisation.

- **Le 7ème chapitre** : ferraillage des éléments structuraux consistent a ferraillées les poteaux, repose sur les poutres et le voile à partir des résultats de fichier donnée par logiciel **ROBOT 2014**
- **Le 8ème chapitre** : étude des fondations

Le bon choix de fondation de plusieurs critères à savoir :

- La nature du sol
- La sollicitation apportée
- L'importance du projet

Chapitre I

Présentation de Projet

Introduction :

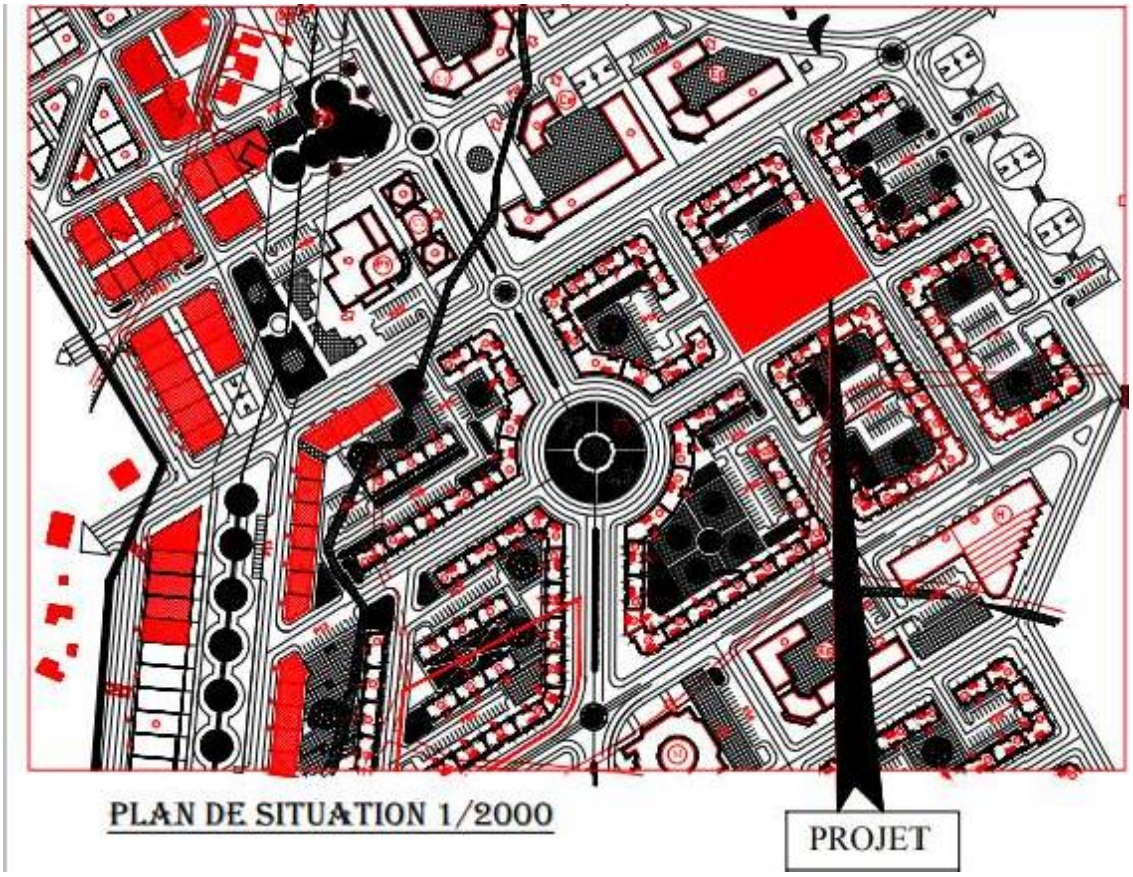
L'étude d'une structure en béton armé est une étape clef et un passage obligé dans un projet d'un bâtiment. Dans se chapitre; on va présente notre ouvrage qui est un bâtiment mixte (portique+voiles) en R+5.

Pour le calcul des éléments constituants l'ouvrage, on se base sur des règlements et des méthodes connues (BAEL91, RPA99modifié en2003, l'eurocode 2) qui s'appuie sur la connaissance des matériaux (béton et acier) et le dimensionnement et ferraillage des éléments résistants de la structure.

Implantation de L'ouvrage:

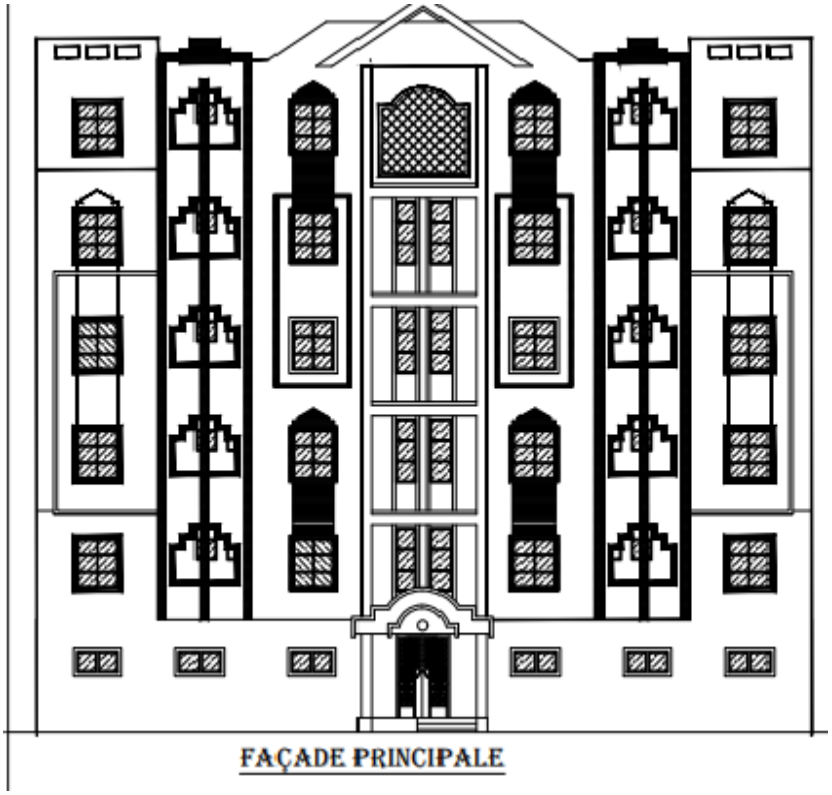
L'ouvrage est **bâtiment (R+5)** à usage d'habitation, cet ouvrage sera implanté dans une région classé en Zone**IIa** (willaya de Jijel) **de moyenne** sismicité selon le règlement parasismique **algérien (R .P.A 99 version 2003).**

Cette figure représente le plan de situation de notre ouvrage :



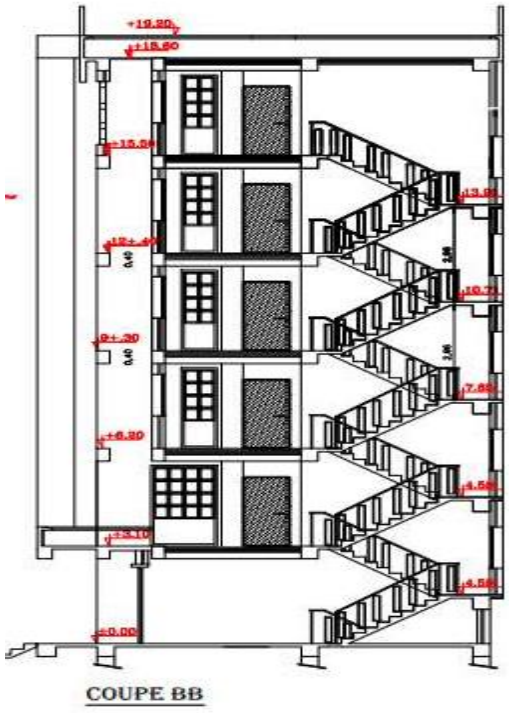
Figure(1): Plan de Situation.

Cette figure représente la façade principale :



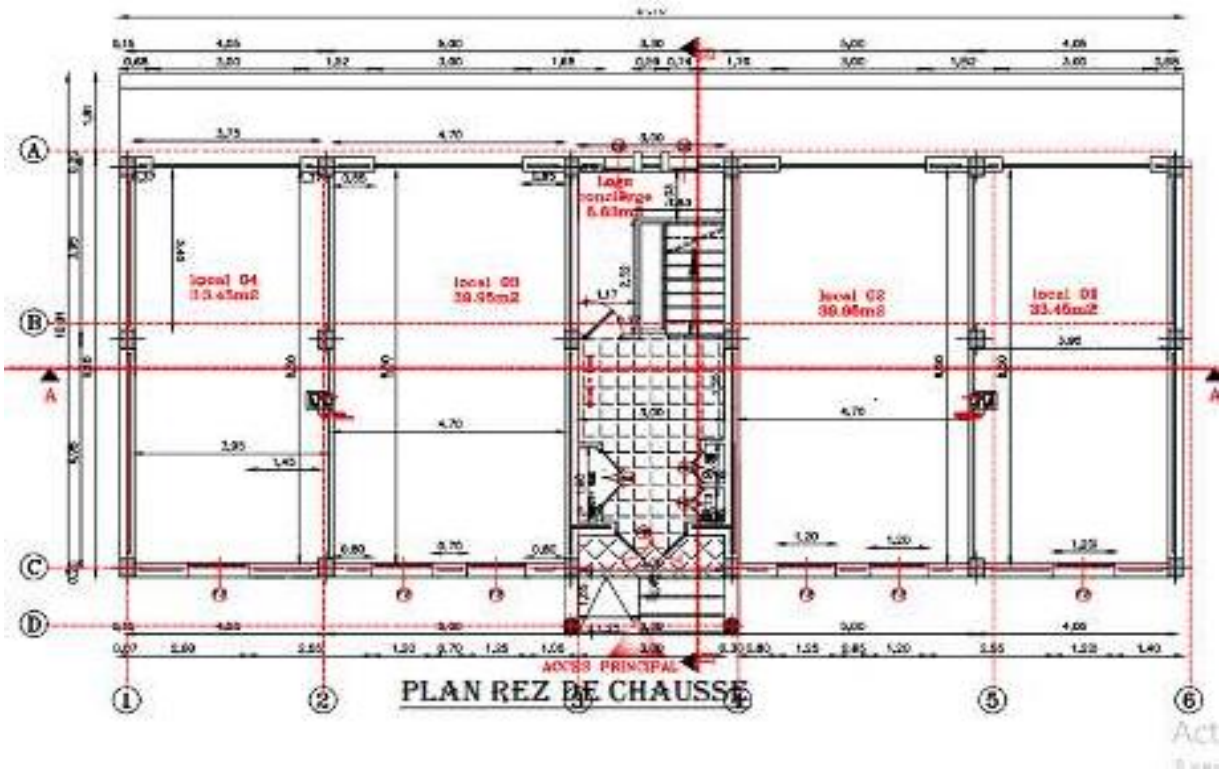
Figure(2) : Façade Principale**.**

Cette figure représente la coupe BB :



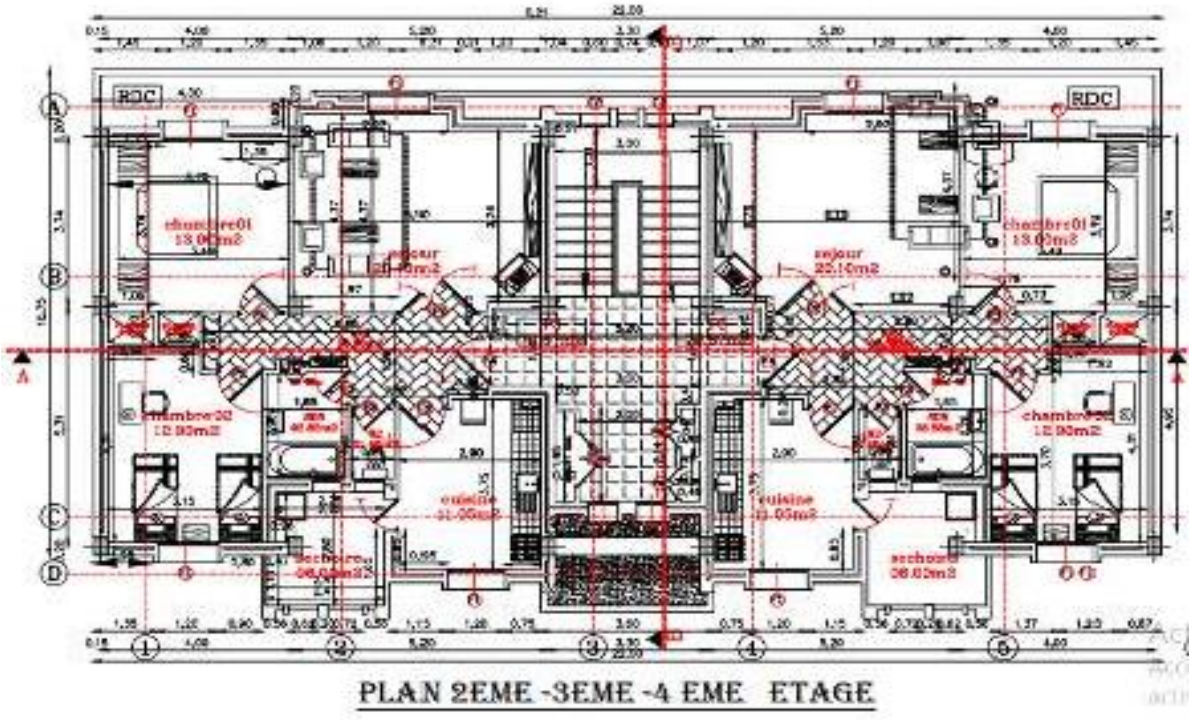
Figure(3): Coupe BB.

Cette figure représente le plan de rez de chaussée :



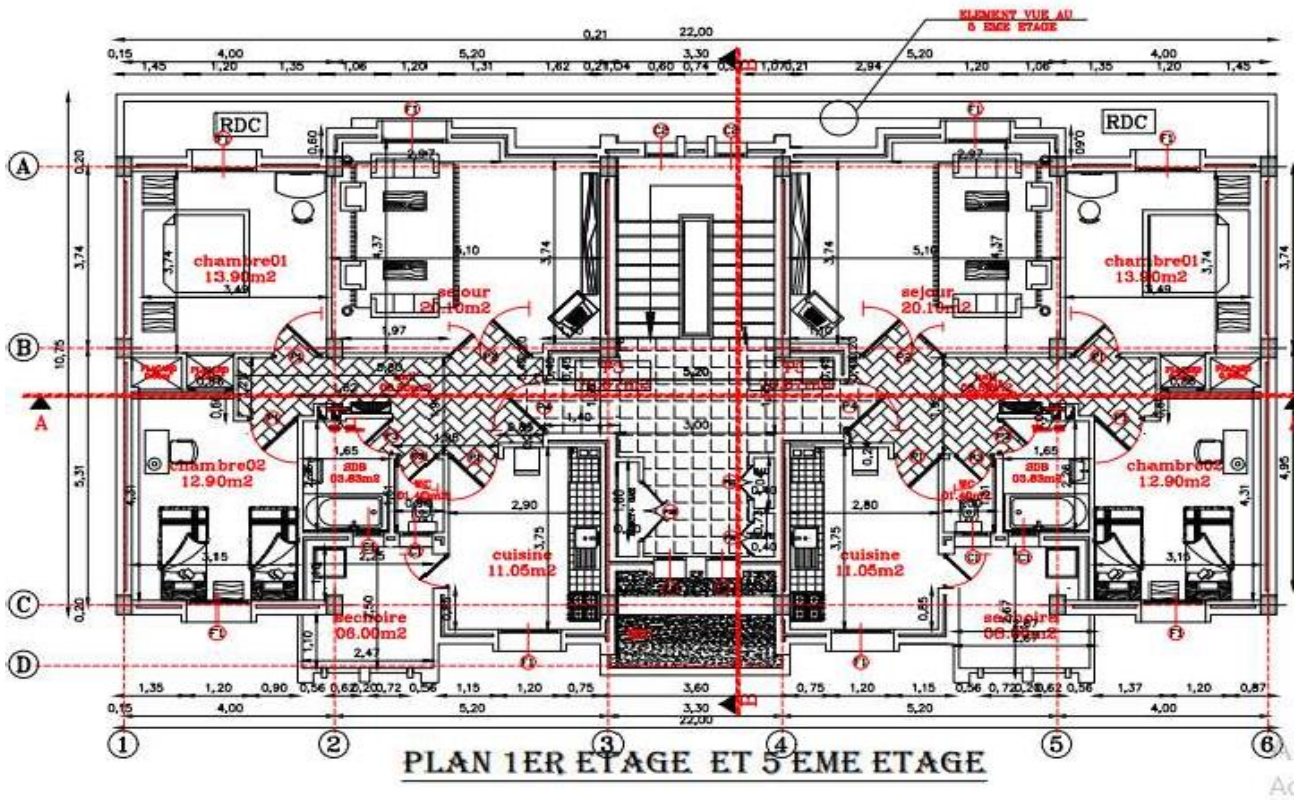
Figure(4): Plan de Rez de Chaussée.

Celui-ci représente le plan de 2eme, 3eme et 4eme étages :



Figure(5): Plan 2eme-3eme-4eme étages.

Et celui-ci représente le plan de 1ére et 5éme étages :



Figure(6): Plan 1ere et 5eme étages.

Caractéristiques Géométriques:

Le bâtiment à étudier est constitué d'un seul bloc de forme régulière en plan, de dimensions suivantes :

- Hauteur des étages courants ……... 3.10 m
- Hauteur du réz -de chaussée ……... 3.10 m
- Hauteur totale du bâtiment sans acrotère ……... 18.60 m
- Longueur totale du bâtiment en plan ……... 22 m
- Largeur totale du bâtiment en plan ……... 10.91 m

Description de L'ossature :

- **Plancher:** Nous avons optés pour des dalles en corps creux, pour les raisons suivantes :
  - Facilité de réalisation.
  - Les portées de notre projet ne sont pas grandes.
  - Réduire le poids du plancher et par conséquent l'effet sismique.
  - Raison économique.

- **Conception Structurale:** L'ouvrage considéré est en ossature mixte constituée de portiques auto-stables en béton armé et de voiles de contreventement dans les deux directions.
- **Escaliers:** Le bâtiment comporte un seul type d'escaliers à deux volées. Les escaliers sont coulés sur place.
- **Maçonneries:** La maçonnerie du bâtiment est réalisée en briques creuses :
  - Les murs extérieurs sont constitués en double parois de briques (**10cm** et **15cm** d'épaisseur) séparés par une lame d'air de **5cm** d'épaisseur.
  - Les murs intérieurs sont constitués d'une seule paroi de briques d'épaisseur **10cm**.
- **L'acrotère:** Au niveau de terrasse, le bâtiment est entouré d'un acrotère conçu en béton armé de **60cm** d'hauteur et de **10 cm** d'épaisseur.
- **Terrasse:** La terrasse du bâtiment est inaccessible sauf pour entretien.

Règles et Hypothèses de Calcul :

L'étude de cet ouvrage est effectuée conformément aux règlements ci-après :

1. **Le Règlement [BAEL 91] (Béton Armé aux Etats Limites) :** basé sur la théorie des états limites.

   A. Etats Limites Ultimes (ELU) : correspondent à la valeur maximale de la capacité portante de la construction, soit :

   - Equilibre statique (renversement du bâtiment).
   - Résistance de l'un des matériaux de la structure (non rupture).
   - Stabilité de forme. (non flambement des poteaux et des voiles).

La Combinaison d'action à l'état limite ultime est: **q=1,5Q+ 1,35G**

- **Hypothèses :**
  - Les sections droites et planes avant déformation, restent droites et planes après déformation.
  - Pas de glissement relatif entre le béton et l'acier.
  - Le béton tendu est négligé dans les calculs.
  - L'allongement unitaire de l'acier est limité à **10‰** et le raccourcissement unitaire du béton est limité à **3.5‰** dans le cas de la flexion simple ou composée et à **2‰** dans le cas de la compression simple, par conséquent, le diagramme des déformations passe par

l'un des trois pivots **(A, B, C) ;** Les calculs sont effectués à l'aide de la méthode des trois pivots écrite dans le code CBA93 (Article, A.4.3.3, P22).

- **Pivot A** : les pièces soumises à la flexion simple ou composée, la traction simple ;
- **Pivot B** : les pièces soumises à la flexion simple ou composée.
- **Pivot C** : les pièces soumises à la flexion composée ou à la compression simple.

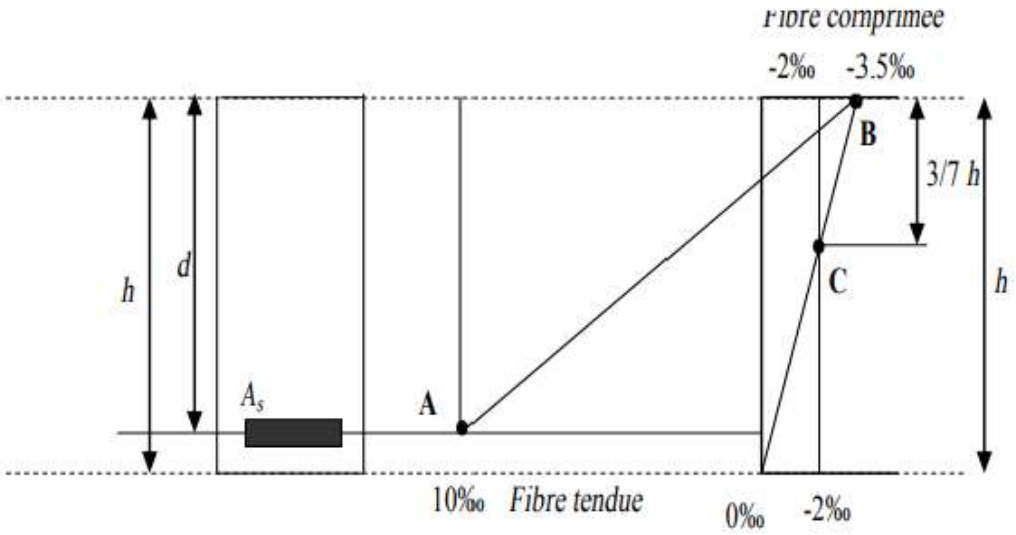


Figure (7) : Diagramme des Déformations Limites de La Section.

B. Etats Limites Service (ELS) : constituent les frontières aux de là desquelles les conditions normales d'exploitation et de durabilité de la construction ou de ses éléments ne sont plus satisfaites soient :

- Ouverture des fissures (limité la contrainte de traction des aciers pour limité l'ouverture des fissures).
- Déformation des éléments porteurs (la flèche maximale ne devrait pas dépasser la flèche limite).
- Résistance à la compression du béton.

La Combinaison d'action à l'état limite de service est : **q** =**Q**+ **G**

➢ **Hypothèses:**

- Les sections droites et planes avant déformation, restent droites et planes après déformation.
- Pas de glissement relatif entre le béton et l'acier.
- Le béton tendu est négligé dans les calculs.
- Le béton et l'acier sont considérés comme des matériaux linéaires élastiques et il est faitω
- abstraction du retrait et du fluage du béton.

- Le module d'élasticité longitudinal de l'acier est par convention **15 fois** plus grand que celuiω du béton (**ES=15Eb** ; **n =15**).

2. [RPA99]/version2003 (Règles Parasismiques Algériennes) :

Elles sont applicables à toutes les catégories de constrictions courantes de configuration simple et régulière.

Le but de ce règlement est de prévoir les mesures à la conception et à l'exécution des constructions, il prévoit:

- Une classification selon les zones sismiques et le groupe d'usage d'une construction, les caractéristiques et les conditions du sol de fondations.
- Une conception sur la catégorie d'ouvrage pour prévoir un système convenable de contreventement.
- Des dimensionnements en vigueur des éléments structuraux.

3. L'Eurocode 2 :

Les Eurocodes sont les normes européennes de conception, de dimensionnement et de justification des structures de bâtiment et de génie civil.

En génie civil en utilise généralement l'eurocode2: Calcul des structures en béton (EN 1992). Domaine d'application de l'EC2 :

- Bâtiment
- Génie civil
- Béton armé, non armé, précontraint
- Structures entières ou composants
- Structures de nature traditionnelle ou innovatrice
- Résistance mécanique, aptitude au service, durabilité, résistance au feu.

Méthodologie de Calcul :

La méthodologie adoptée s'articule autour des points suivants :

- Etablissement d'un modèle numérique de calcul tridimensionnel en élément finis de la structure par le logiciel **ROBOT.**
- Définition des différentes charges statiques **G** et **Q**.
- Calculs et vérifications selon le **BAEL91 et RPA99version 2003.**

Conclusion :

Dans ce chapitre, on a présenté notre projet d'étude, son l'implantation, ces caractéristiques géométriques ainsi qu'une description de l'ossature et les règlements et les hypothèses de calcul.

Chapitre II
Caractéristiques Mécaniques des Matériaux

Introduction :

La structure de notre bâtiment sera construite en béton armé. Par conséquent nous avons besoin de déterminer les caractéristiques des deux matériaux composant le béton armé à savoir :

- ✓ Béton
- ✓ Acier

Le Béton:

Le rôle fondamental du béton dans une structure est de reprendre les efforts de compression.

Les Matériaux Composant Le Béton :

On appelle béton un matériau constitué par un mélange de :

A. Ciment:

Le ciment joue le rôle d'un liant. Sa qualité et ses particularités dépendent des proportions de calcaire et d'argile, ou de bauxite et de la température de cuisson du mélange.

B. Granulats: Les granulats comprennent les sables et les pierrailles:

Sables: Les sables sont constitués par des grains provenant de la désagrégation des roches. La grosseur de ses grains est généralement inférieure à 5mm. Un bon sable contient des grains de tout calibre, mais doit avoir d'avantage de gros grains que de petits.

Graviers : Elles sont constituées par des grains rocheux dont la grosseur est généralement comprise entre 5 et 25 à 30 mm.

Elles doivent être dures, propres et non gélives. Elles peuvent être extraites du lit de rivière (matériaux roulés) ou obtenues par concassage de roches dures (matériaux concassés).

Résistances Mécaniques du Béton :

- ➢ **Résistance à La Compression :**

La résistance caractéristique à la compression du béton f_{cj} à **j** jours d'âge est déterminée à partir d'essais sur des éprouvettes normalisées de **16 cm** de diamètre et de **32cm** de hauteur.
La caractéristique en compression à 28 jours est estimée à 25 MPa **(f_{c28}= 25 MPa)** imposées par le [BAEL91] (Article : A.2.1, 11), et [l'Eurocode 2].

- Pour des résistances $f_{c28} \leq$ **40MPa :**

$$\begin{cases} f_{cj} = \dfrac{j}{4{,}76+0{,}83j} f_{c28} & \text{si } j < 28 \text{ jours.} \\ f_{cj} = 1{,}1\, f_{c28} & \text{si } j > 28 \text{ jours.} \end{cases}$$

- Pour des résistances $f_{c28} >$ **40MPa :**

$$\begin{cases} f_{cj} = \dfrac{j}{1{,}40+0{,}95j} f_{c28} & \text{si } j < 28 \text{ jours.} \\ f_{cj} = f_{c28} & \text{si } j > 28 \text{ jours.} \end{cases}$$

- **Résistance à La Traction :**

Cette résistance est déterminée expérimentalement après trois types d'essais :

- Essai par traction directe sur éprouvette.
- Essai et calcul de contrainte de traction sur éprouvette fléchés.
- Essai brésilien par fendage du béton.

La résistance caractéristique à la traction du béton à j jour notée f_{tj} ; est conventionnellement définie par la relation imposées par le [BAEL91] (Article : A.2.1, 12), et [l'Eurocode 2] :

$$\begin{cases} f_{tj} = 0{,}6 + 0{,}06 f_{cj} & \text{si } f_{c28} \leq 60 \text{ MPa .} \\ f_{tj} = 0{,}275 (f_{cj})^{2/3} & \text{si } f_{c28} > 60 \text{ MPa.} \end{cases}$$

Déformations Longitudinales du Béton :

- **Déformations Instantanées «** E_{ij} **» :**

Sous des contraintes normales d'une durée d'application inférieure à **24h**. On admet qu'à l'âge de « **j** » jours le module de déformation longitudinale instantanée du béton E_{ij} imposées par le [BAEL91] (Article : A.2.1, 21) est égale à :

$$E_{ij} = \mathbf{11000} * f_{cj}^{1'3} \quad \text{avec} \quad E_{ij} \text{ et } f_{cj} \text{ en } \mathbf{MPa.}$$

➢ **Déformations Différées «E_{vj}» :**

Sous des contraintes de longue durée d'application on admet qu'à l'âge de « j » Jours le module de déformation longitudinal différée du béton $\mathbf{E_{vj}}$ imposées par le [BAEL91] (Article : A.2.1, 22) est donné par la formule :

- ✓ $E_{vj}=3\ 700\ (f_{cj}^{1'3})$ si $f_{c28} \leq 60Mpa$.
- ✓ $E_{vj}=4\ 400(f_{cj}^{1'3})$ si $f_{c28} > 60Mpa$, sans fumée de silice.
- ✓ $E_{vj}=6\ 100(f_{cj}^{1'3})$ si $f_{c28} > 60Mpa$, avec fumée de silice.

Coefficients de Poisson :

Ce coefficient étant le rapport des déformations transversales et des déformations longitudinales noté "ν". Conformément au règlement [BAEL 91] (Article : A.2.1, 3):

- ➢ **ν= 0** pour un calcul des sollicitations à l'Etat Limite Ultime (ELU).
- ➢ **ν= 0,2** pour un calcul de déformations à l'Etat Limite Service (ELS).

Coefficient d'Equivalence:

Le coefficient d'équivalence noté **n** est le rapport suivant :

D'après [BAEL91] (Article : A.4.5, 1) : $\mathbf{n = \frac{E_s}{E_b} = 15}$

D'après [l'Eurocode 2] (§7.4.3(5)) :

- ✓ Pour de charge de plus ou moins courte durée et à longue durée (combinaison caractéristique des actions) : $\mathbf{n = \frac{E_s}{E_{b,28j}}(1+\varphi_{ef})}$

φ_{ef} : Coefficient de fluage effectif.

Cas courant **n** : **n ϵ [16,18]**

- ✓ Pour des charges essentiellement permanentes (combinaison quasi-permanente des actions) : $\mathbf{n = \frac{E_s}{E_{b,28j}}(1+\varphi(\infty,t_0))}$

$\varphi(\infty, t_0)$: Valeur finale du coefficient de fluage.

Cas courant **n** : **n ϵ [18,20]**

Avec :

E_s **:** Module de déformation de l'acier.

E_b **:** Module de déformation du béton.

Les Contraintes Limites :

➢ **État Limite Ultime (ELU) :**

Les sollicitations de calcul à considérer résultant des combinaisons d'action dont on retient les plus défavorables.

- **Contrainte Limite du Béton en Compression :**

D'après [BAEL91] (Article : A. 4.3, 4) : $f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \gamma_b}$

Avec :

f_{bu}**:** Contrainte ultime du béton en compression.

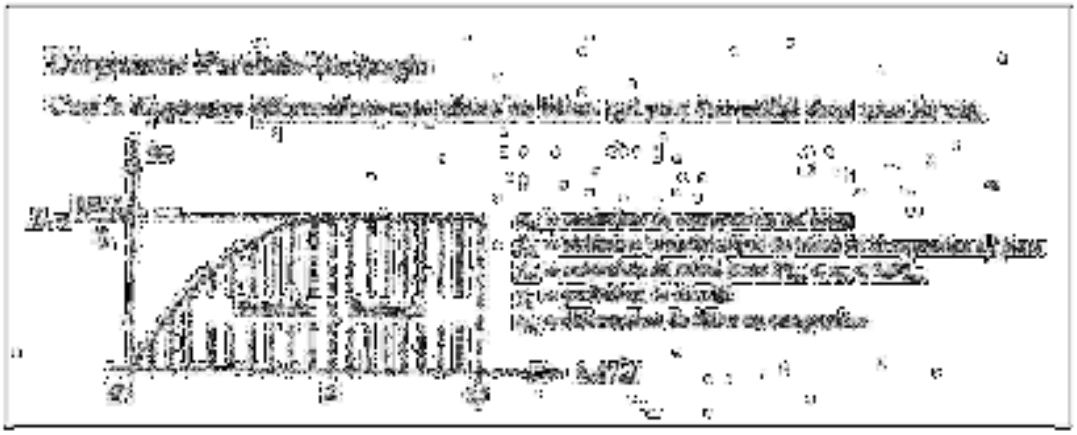
γ_b : Coefficient de sécurité du béton.

- γ_b =1.5..... combinaisons normales.
- γ_b =1.15..... combinaisons accidentelles.

θ : coefficient qui dépend de la durée d'application du chargement.

- 1 .....t > 24h.
- 0,9 ..... 1h < t < 24h.
- 0,8 .....t < 1h.

Cette figure représente le diagramme parabole rectangle :



Figure(1) : Diagramme Parabole Rectangle des Contraintes Déformations du Béton.

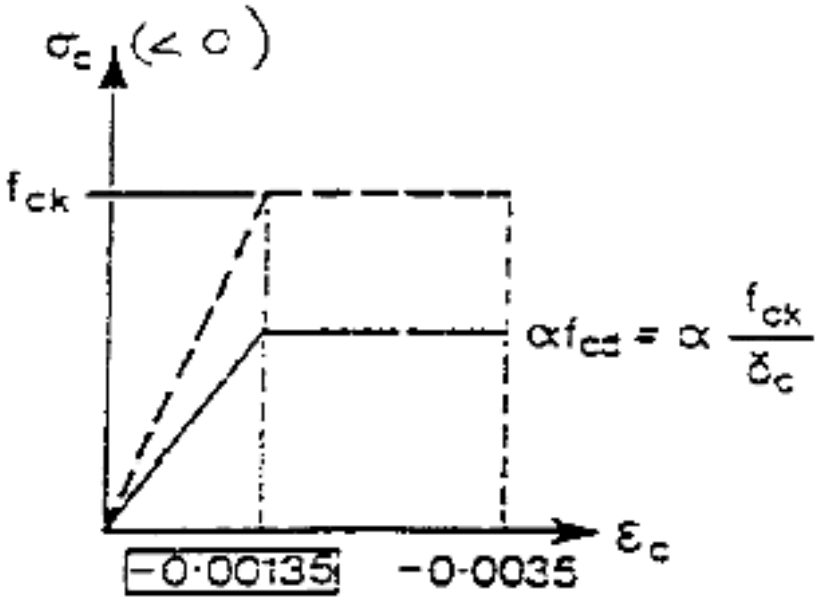
D'après [l'Eurocode 2] (§3.1.7): $f_{cd}=\frac{fck}{y_c}$

Avec :

f_{cd} **:** Valeur de calcul de la résistance à la compression du béton.

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

y_c : Coefficient de sécurité du béton.



Figure(2) : Diagramme Parabole Rectangle des Contraintes Déformations du Béton.

- **Etat Limite de Service (ELS):**

La contrainte de compression du béton o_{bc} d'après [BAEL91] (Article: A.4.5, 2) est limitée **0.6**f_{cj} **,** et **0.6**f_{ck} d'après [l'Eurocode2] (article 7.2) : pour les zones soumise aux classes d'exposition XD (corrosion induite chlorures), XS (corrosion induite par les chlorures présents dans l'eau de mer) et XF (attaque gel/dégel).

La contrainte limite de service en compression du béton est limitée par :

$$o_{bc} \leq \overline{o_{bc}}$$

Avec: o_{bc} **= 0.6** f_{c28}

$\overline{o_{bc}}$ **= 15 Mpa**

- **Contrainte Limite de Cisaillement de Béton :**

La contrainte ultime de cisaillement est limitée par $\tau_u \leq \overline{\tau_u}$

Sachant que :

La contrainte ultime du cisaillement du béton est définie par : $\tau_u = \frac{V_u}{bd}$

Avec :

V_u **:** Effort tranchant.

b, d : Dimensions de pièce.

Les armatures transversales perpendiculaires à la ligne moyenne sont autorisées si τ_u ne dépasse pas :

- ✓ $\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,2.f_{c28}}{\gamma_b}\text{ MPa} ; 5\text{MPa}\right)$ .....Fissuration peu préjudiciable.
- ✓ $\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,15.f_{c28}}{\gamma_b}\text{ MPa} ; 4\text{MPa}\right)$ **$\overline{\tau_u} = 3.33\text{MPa}$** préjudiciable ou ……Fissuration très préjudiciable.

$\overline{\tau_u} = 2.5\text{MPa}$

Acier:

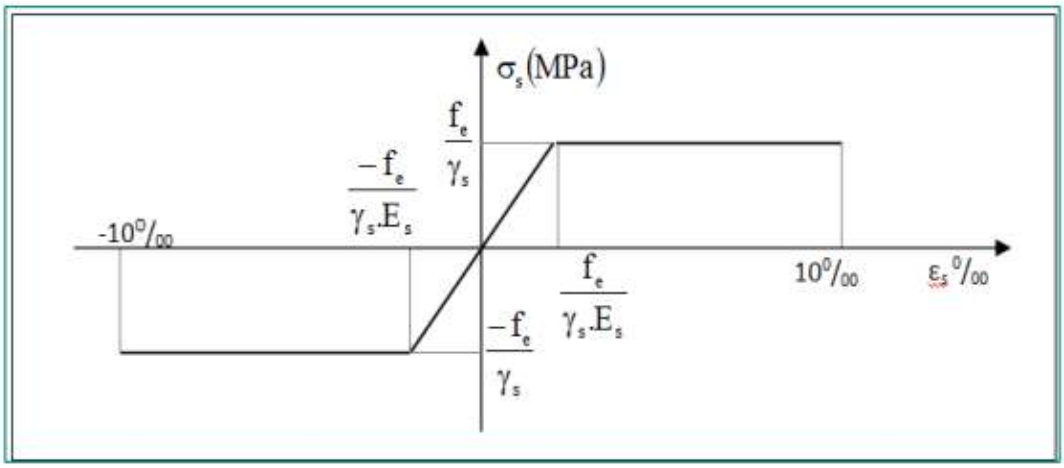
L'acier est un matériau caractérisé par sa bonne résistance à la traction qu'en compression. Dans le présent projet, nous aurons à utiliser 03 types d'aciers dont les principales caractéristiques sont regroupées dans le tableau suivant :

Tableau (1) : Types D'Acier.

Type	Nuance	Limite élastique Fe (MPA)	Limite de rupture	Allongement à la rupture
Haute adhérence (HA)	Fe E400	400	310-490	22%
	Fe E500	500	390-490	25%
Rond lisse (RL)	Fe E215	500	480	14%
	Fe E235	235	550	12%
Treillis soudés	Fe E500	500	550	12%

Contrainte limite :

- **Etat Limite Ultime (ELU) :** Pour le calcul on utilise le digramme contrainte déformation d'acier :



Figure(3) : Diagramme Contrainte-Déformation D'Acier

D'après [**BAEL91] (Article : A.2.2, 2) :**

$$o_{st}=\frac{fe}{y_s}$$

o_{st} : Contrainte de l'acier.

y_s: Coefficient de sécurité.

fe **:** Contrainte limite élastique.

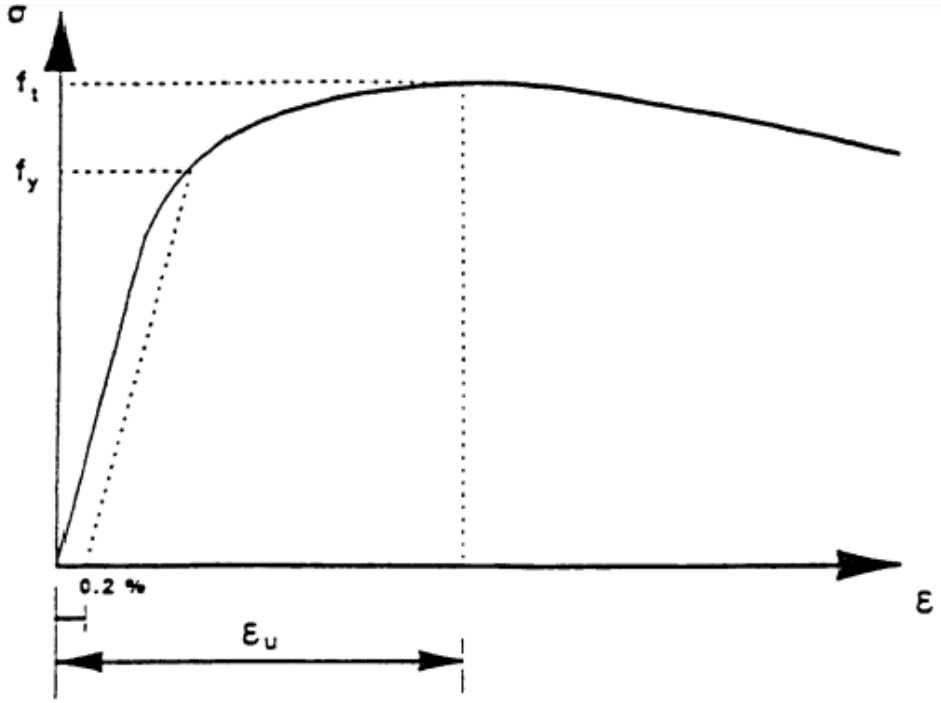
- γ_s: R= 1 cas de situations accidentelles.
- γ_s: = 1.15 cas de situations durable ou transitoire.

D'après **[l'Eurocode 2] (3.2.4.1) :**

La limite d'élasticité f_{yk} et la résistance à la traction f_{tk}sont respectivement définies comme les valeurs caractéristiques de la limite d'élasticité et de la charge maximale sous action directe. Chacune de ces valeurs étant divisées par l'air normal de la section.

Pour les produits dont la limite d'élasticité f_{yk} n'est pas fortement prononcée cette valeur peut être remplacée par la limite caractéristique d'élasticité conventionnelle **0.2%** d'allongement rémanent $f_{0.2k}$

Le rapport de la limite d'élasticité réelle f_y et de la limite d'élasticité caractéristique spécifiée f_{yk} ne doit pas excéder les valeurs spécifiées dans les normes appropriées.



Figure(4) : Diagramme Contrainte-Déformation D'Acier.

- **Etat Limite de Service :** D'après **[BAEL91] :**

On ne limite pas la contrainte de l'acier sauf en état limite d'ouverture des fissures :

- ✓ Fissuration peu nuisible : pas de limitation
- ✓ Fissuration préjudiciable : $\sigma_{st} \leq \overline{\sigma_{st}} = \min(2/3\ f_e, 110\sqrt{\eta f_{tj}})$.

  $\overline{\sigma_{st}} = 202$ Mpa
- ✓ Fissuration très préjudiciable : $\sigma_{st} \leq \overline{\sigma_{st}} = \min(1/3\ f_e, 90\sqrt{\eta f_{tj}})$.i

  $\overline{\sigma_{st}} = 133.33$Mpa

η : Coefficient de fissuration.

- $\eta = 1$ pour les ronds lisses (RL).
- $\eta = 1.6$ pour les armatures à hautes adhérence (HA).

D'après **[l'Eurocode 2] (7.2) :**

La contrainte de traction dans les armatures doit être limitée afin d'éviter les déformations inélastiques ainsi qu'un niveau de fissuration ou de déformation inacceptable.

Nous pouvons considérer qu'un niveau de fissuration ou de déformation inacceptable est évite si, sous les combinaisons caractéristiques des charges, la contraintes de traction dans les armatures

n'accède pas **400MPA** .lorsque la contrainte est provoquée par une déformation imposée, il convient de limiter la contrainte de traction à **500MPA.**

Les Hypothèses de Calcul:

Les hypothèses de calcul adoptées pour cette étude sont :

- La résistance du béton à la compression à 28 jours est : f_{c28} = 25 Mpa.
- La résistance du béton à la traction est : f_{tj} = 2.1 Mpa.
- Le module d'élasticité différé de béton est : E_{vj}= 10818.865 Mpa.
- Le module d'élasticité instantané de béton est : E_{ij}= 32164.19 Mpa.
- Pour les armatures de l'acier:

- Longitudinales : on a choisi le : «f_e.E.400» HA f_e=400

- Transversales : on a choisi le : «f_eE.400» HA f_e=400

Conclusion :

Ce chapitre s'est concentré sur les matériaux composant le béton armé (béton, acier). Pour le béton, nous avons abordé ses composants, ses résistances mécaniques et ses déformations Longitudinales ainsi ses contraintes limites (ELU ; ELS).

Pour l'acier, nous avons fait juste les contraintes limites (ELU ; ELS). Tout d'après [BAEL91] et [l'Eurocode 2].

Chapitre III

Pré dimensionnement des Eléments

Introduction :

Le but du pré dimensionnement est de définir les dimensions des différents éléments de la structure. Ces dimensions sont choisies selon les préconisations du RPA99V2003 et du CBA93. Les résultats obtenus ne sont pas définitifs, ils peuvent être augmentés après vérifications dans la phase du dimensionnement.

En se basant sur le principe de la descente des charges et surcharges verticales qui agissent directement sur la stabilité et la résistance de l'ouvrage, et des formules empiriques utilisées par les règlements en vigueur.

Pré dimensionnement des Eléments :

Le pré dimensionnement des éléments porteurs se faite d'après les exigences du **RPA** et de règle de **BAEL** en vigueur c'est-à-dire la condition de résistance de flèche.

Les Poutres:

D'une manière générale on peut définir les poutres comme étant des éléments porteurs horizontaux, on a deux types de poutres :

D'après le **RPA 99** pré dimensionnement des poutres se fait comme suit :

$b \geq 20$ cm

$h \geq 30$ cm

$h/b \leq 4$

$b_{max} \leq 1.5h+b_1$

Pour un pré dimensionnement préliminaire choisissons la poutre telle que :

- ✓ Poutre Principale : $L / 15 \leq h_t \leq L/10$.
- ✓ Poutre Secondaire : $L /15 \leq h_t \leq L/10$.

Tel que :

- L : portée maximal de poutre.
- ht : hauteur de la poutre.

- **Sens Longitudinal (Poutre Secondaire)**

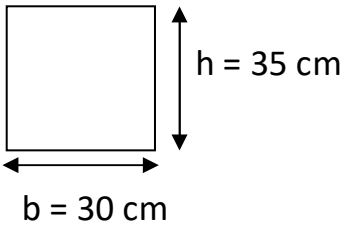
L = 5.20 m

$L_{max}/15 \leq ht \leq L_{max}/10$

$5.20/15 \leq h_t \leq 5.20/10$

$34.6 \leq h_t \leq 52$

On adopte **h = 35 cm**



$b_{max} \leq 1.5h+b_1 = 1.5\times40+20 = 80$

Donc $20 \leq b \leq 80$

On adopte **b = 30 cm**

- **Sens Transversal (Poutre Principale)**

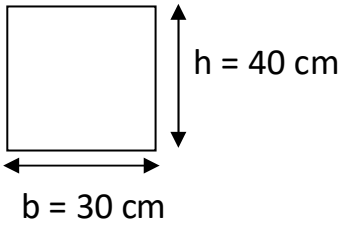
L = 5.31 m

$L_{max}/15 \leq h_t \leq l_{max}/10$

$5.31/15 \leq h_t \leq 5.31/10$

$35.4 \leq h_t \leq 53.1$

On adopte **h =40 cm**



$b_{max} \leq 1.5h+b_1 = 1.5\times40+20 = 80$

Donc $20 \leq b \leq 80$

On adopte **b = 30 cm**

- ✓ B=30 cm $\geq$ 20 cm ..... condition verifier.
- ✓ H=40 cm $\geq$ 30 cm..... condition verifier.
- ✓ h/b =40/30=1.33 $\leq$ 4.....condition verifier.

Les Poteaux :

Les Poteaux sont pré 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.

La section du poteau obtenu doit vérifier les conditions minimales imposées par le [RPA99] (Article : 7.4.1). Les dimensions doivent satisfaire les conditions suivantes : Pour la zone II a :

- ✓ Min (b; h) ≥ 25.
- ✓ Min (b ; h) ≥ h étage /20.
- ✓ 1/4 ≤ b/h ≤ 4.

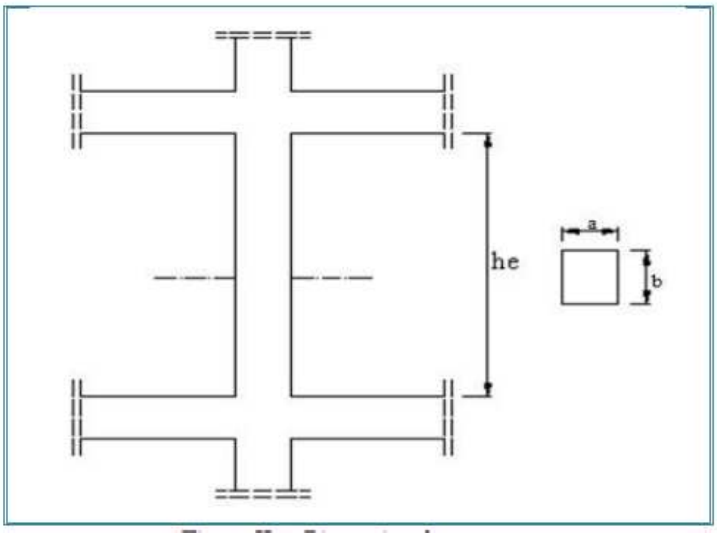


Figure (1): Dimension des Poteaux.

Tel que :

- h_e: Hauteur libre d'étage.
- h_e = 3,10 m
- (a, b) : Dimension de la section.

- **Condition de Non Flambement :**

  Considérons une section rectangulaire de dimensions b×h avec : **b ≤ h**

  L'élancement $h=\frac{Lf}{i}$

  Avec : $i=\sqrt{\frac{I}{B}}$. nous avons :

  - **I**: moment d'inertie.
  - **B**: section du béton.

Dans notre cas : $l_f = 0.7l_0$

$$\begin{cases} I = h\,b^3/12 \\ B = h \times b \\ i = \sqrt{\frac{I}{B}} = \frac{b}{\sqrt{12}} \end{cases} \Rightarrow \lambda = \frac{L_F}{i} = h = \frac{L_f}{b}\sqrt{12}$$

On prend $\lambda \leq 50$

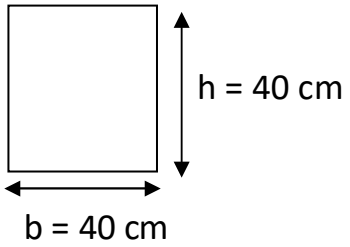
Donc $b \geq \frac{l_f}{50} \times 3.46$ avec : $L_f = 0.7L_0 = 0.7 \times 310 = 217$ cm

$b \geq 217 \times 3.46 / 50$

Donc $b \geq 15.01$ cm

D'après la condition Min (b ; h) ≥ 25

On adapte **b=40cm**



Et on a $1/4 \leq b/h \leq 4$

$b/4 \leq h \leq 4b$

$40/4 \leq h \leq 40 \times 4$

Donc $10 \leq h \leq 160$

On adapte **h=40cm**

Donc on adopte un poteau de **(40×40) cm²** au **RDC** et **l'étage.**

Les Poutrelles (Plancher à Corps Creux) :

Les planchers sont des plaques minces dont l'épaisseur est faible par rapport à leurs dimensions en plan.

On a opté pour des planchers à corps creux et ceci pour les raisons suivantes :

- la facilité de réalisation.
- les portées de l'ouvrage ne sont pas importantes (max 3.90 m) .
- diminuer le poids de la structure et par conséquent le résultant de la force sismique.

L'épaisseur des dalles dépend le plus souvent des conditions d'utilisation et de résistance.

1. Résistance au Feu:

D'après [BEAL 91]:

- e = 7 cm pour une heure de coupe-feu.
- e = 11 cm pour deux heures de coupe-feu.
- e = 17,5 pour un coupe feu de quatre heures.

On admet que : **e = 16 cm**

2. Résistance à La Flexion :

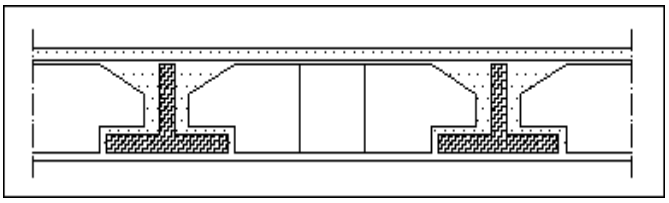
- $L_x / 30. \leq e \leq$ Dalles reposant sur deux cotés : $L_x / 35$.
- $L_x / 40. \leq e \leq$ Dalles reposant sur trois ou quatre cotés : $L_x / 50$.

L_x : est la petite portée du panneau le plus sollicité (cas défavorable).

Dans notre cas la dalle reposant sur quatre cotés à une portée égale à : $L_x = 5.20$m

Ceci engendre donc $520/ 50 \leq e \leq 520/ 40 \rightarrow 10.4 \leq e \leq 13$

On prend : **e = 16 cm**



Figure(2) : Dalle en Corps Creux.

La hauteur de la poutrelle sera déterminée comme suit :

$\frac{L}{25} \leq h_t \leq \frac{L}{20}$ ..... (Calcul des ouvrages en BA)

L : la plus grande portée dans le sens des nervures entre nus.

Dans notre cas :

L = 5.20 – 0.40 =4.8 m = 480 cm

$\frac{480}{25} \leq h_t \leq \frac{480}{20}$. $\Longrightarrow$ $19.2 \leq h_t \leq 24$

On adopte une épaisseur de : h_t **= 21 cm**

Nous avons ainsi : **h=16 cm, h_0=5 cm**

- Pour la largeur de la nervure nous avons : b_0 = (0,4 à 0,6)* h_t → b_0= (8.4 à 12.6) cm ;

  On adopte : b_0**=10cm**

- La largeur de la table de compression à prendre en compte est déterminée en tenant compte des conditions :

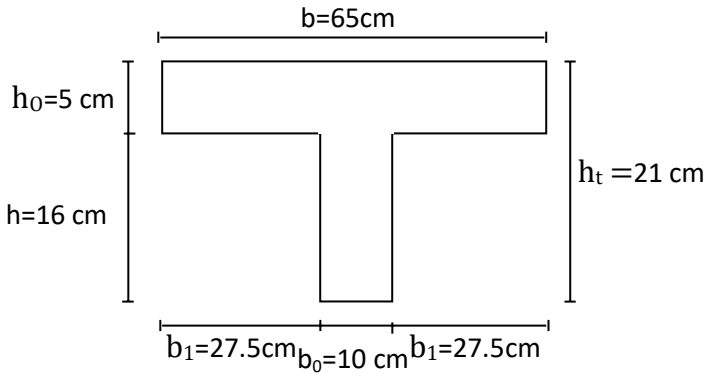
$$b_1 \leq \frac{l}{10} \Rightarrow b_1 \leq \frac{480}{10} = 48\text{cm}.$$

$$b_1 \leq \frac{l_n}{2} \Rightarrow b_1 \leq \frac{65-10}{2} = 27.5\text{cm}.$$

$$6h_0 \leq b_1 \leq 8h_0 \Rightarrow 30 \leq b_1 \leq 40$$

⇒ On prend donc : b_1 = **27.5cm** …… (La plus faible valeur)

Et on a : $b=2b_1+b_0=2\times27.5+10=65\text{cm}$ ⇒ **b=65cm**



Les Voiles :

Pré dimensionnement des murs en béton armé justifié par l'article 7.7 de[RPA 99].

Les voiles servent, d'une part, à contreventer le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux (séisme et/ou vent), et d'autre part, à reprendre les efforts verticaux (poids propre et autres) qu'ils transmettent aux fondations.

- Les charges verticales: charges permanents et surcharges.
- Les actions horizontales: effets de seism et/ou du vent.
- Les voiles Assurant le contreventement sont supposés plains.

Seuls les efforts de translation seront pré en compte ceux de la rotation ne sont pas connus de la cadre de ce pré dimensionnement.

D'après le [RPA 99] (Article 7.7.1) sont considérés comme voiles les éléments satisfaisants à la condition:($L \geq 4e$).

Dans le cas contraire, les éléments sont considérés comme des éléments linéaires.

Avec :

- L: longueur de voile.
- e: épaisseur du voile.

– L'épaisseur minimale est de **15 cm**. De plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et des conditions de rigidité aux extrémités comme indiquées à la **Figure (3).**

C'est à dire : Les voiles sont des murs en béton armé justifiant à **l'article 7.7.1 de [RPA99]**: e_{min}**= 15cm**.

A partir de la hauteur d'étage h_e**= 3,10 m** et de condition de rigidité aux extrémités suivantes :

- $e \geq h_e/25 \rightarrow e \geq 310/25 \Rightarrow e \geq 12.4$ cm.
- $e \geq h_e/22 \rightarrow e \geq 310/22 \Rightarrow e \geq 14.09$ cm.
- $e \geq h_e//20 \rightarrow e \geq 310/20 \Rightarrow e \geq 15.5$ cm.
- $e \geq \max(e_{min}, h_e/25, h_e/22, h_e/20) \Rightarrow e \geq \max(15; 12.4; 14.09; 15.5)$.
- $e \geq 15.5$ cm

On adopte que : **e=20 cm**

Cette figure représente une coupée voile en élévation :

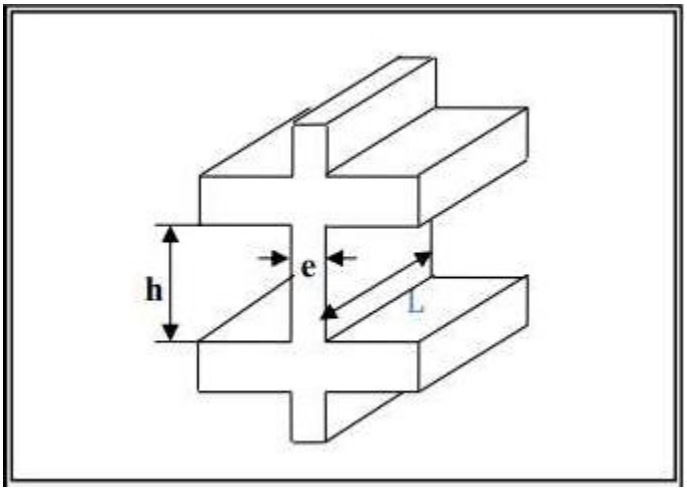


Figure (3): Coupée Voile en Elévation.

Cette figure représente les coupes de voiles en plan :

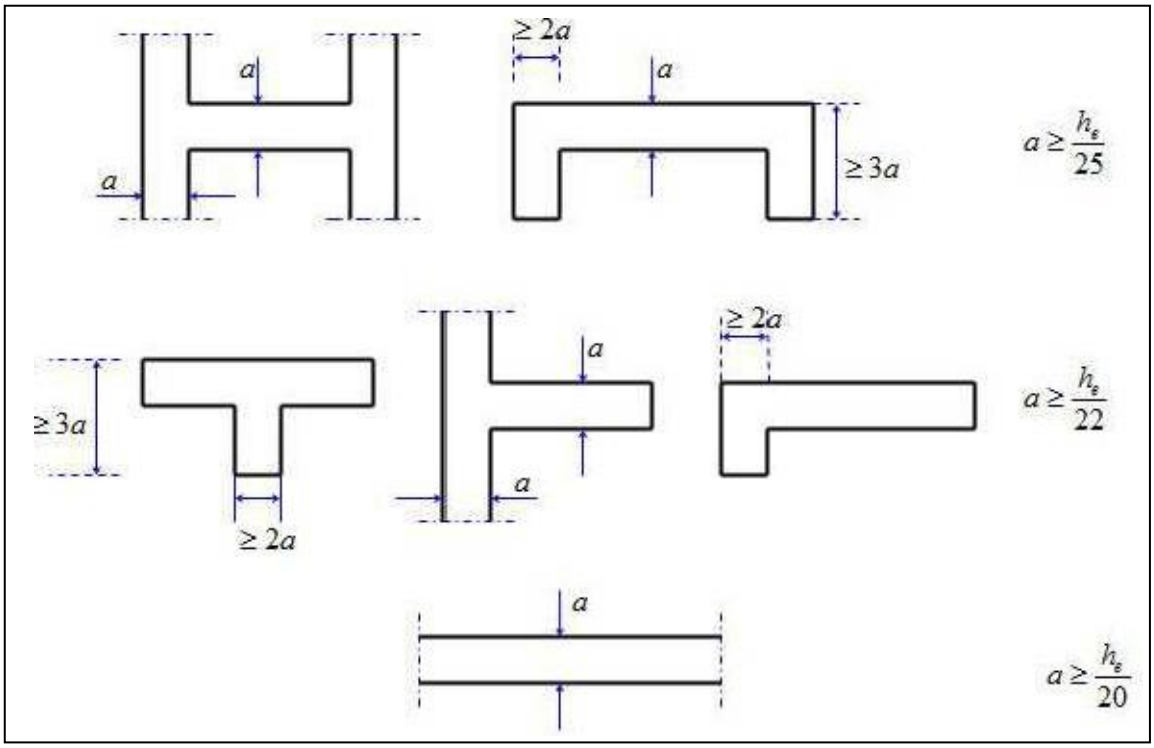


Figure (4): Coupes de Voiles en Plan.

Les escaliers :

Dans une construction, la circulation entre les étages se fait par l'intermédiaire des escaliers ou par l'ascenseur. Les escaliers sont constitués par des volées préfabriquées en béton armé reposant sur des paliers coulés en place, la jonction palier –volée est assurée par des piques de scellement s'opposant à l'effort transmis par la paillasse au palier.

Le choix de ce type d'escalier a été retenu pour les avantages suivants :

- Rapidité d'exécution.
- Utilisation immédiate de l'escalier.

Cette figure représente un schéma des escaliers :

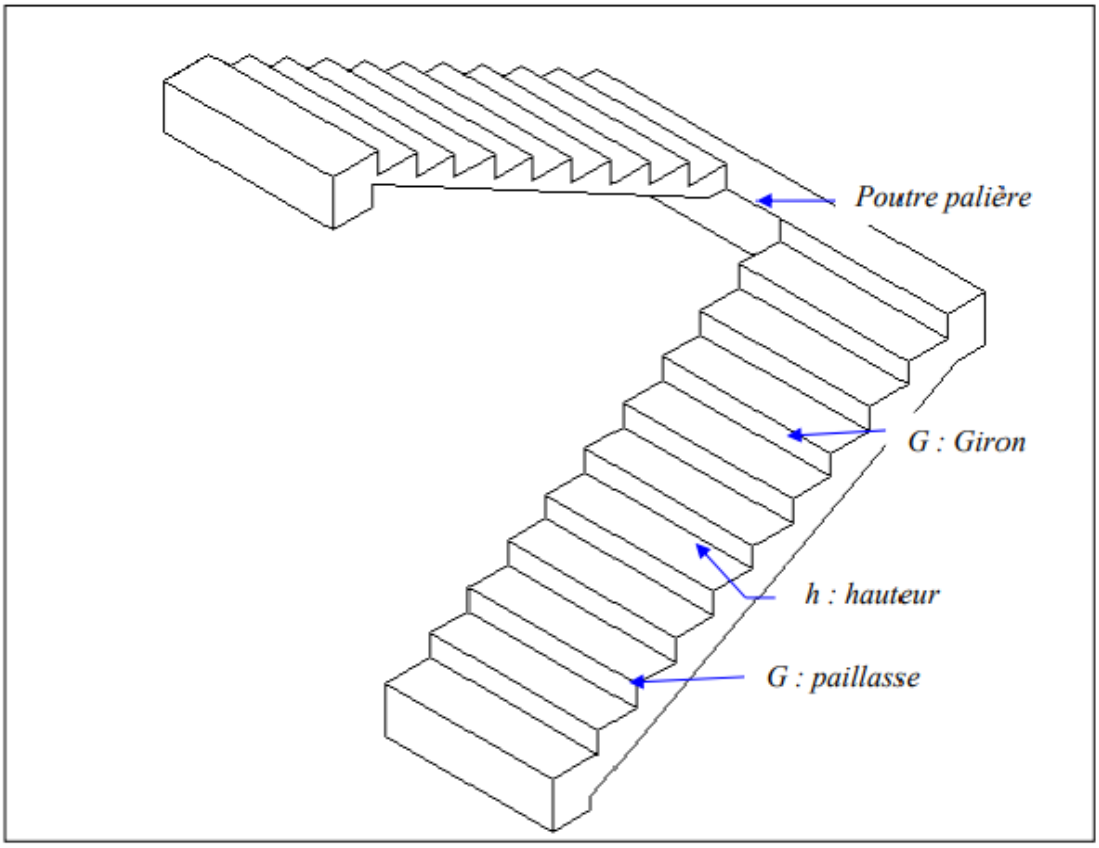


Figure (5) : Schéma de L'Escalier.

Pour le dimensionnement des marches « g » et contre marche « h », on utilise généralement la formule de **BLONDEL** :

$$\mathbf{0.59 \leq 2h+g \leq 0.66}$$

h : le plus courant varie de $16 \leq h \leq 18$

g : le plus courant varie de $25 \leq g \leq 33$

On prend : **h=17cm**

g= 30cm

$59 \leq 2\times 17 + 30 \leq 66 \rightarrow 59 \leq 64 \leq 66$

Le nombre d'escalier :

$n.h = H \rightarrow n = \frac{H}{h} \rightarrow H = \frac{L}{2} = \frac{310}{2} = 155\,cm.$

$n = \frac{H}{h} = \frac{155}{17} =$ **9 (contres marches)**

$L = g\,(n-1) \rightarrow L = 30\,(9-1) = 240$ cm.

Marche n-1= 9 on a **8 marches.**

Calcul l'épaisseur de la paillasse :

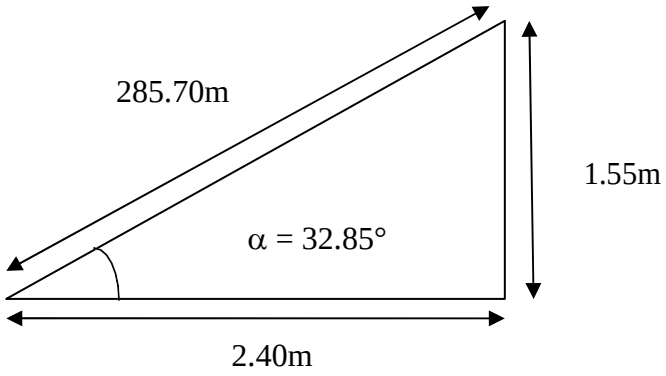
$\frac{L'}{30} \leq e \leq \frac{L'}{20}$

$tg\alpha = H/L = 155/240 = 0.645 \rightarrow \sin\alpha = 155/L' \rightarrow L' = 285.70cm$

ou :

$\frac{285.70}{30} \leq e \leq \frac{285.70}{20} \rightarrow 9.52 \leq e \leq 14.28$

On adapte : **e=14 cm**



Poutre Palière :

- **D'après BAEL 91 :**

L = 3 m

$L/15 \leq h \leq L/10 \Longrightarrow 20 \leq h \leq 30$

On prend **h = 35 cm.**

$0.3h \leq b \leq 0.7h \Longrightarrow 10.5 \leq b \leq 24.5$ cm.

On prend **b = 30 cm.**

Vérification du RPA99 V 2003 :

- ✓ $b \geq 20\ cm = 30cm \Longrightarrow b > 20cm$..... Vérifie.
- ✓ $h \geq 30\ cm = 35cm \Longrightarrow h > 30cm$..... Vérifie.
- ✓ $h/b \leq 4 = 1.16 \Longrightarrow h/b < 4$.....Vérifie.

Les Balcons :

Le balcon est constitué d'une dalle pleine encastré dans les poutres, l'épaisseur est Conditionnée par :

$L_x/15 \leq e \leq L_x/20+7$

Avec : L = 0.6 m

$60/15 \leq e \leq 60/20+7 \Longrightarrow 4\ cm \leq e \leq 2.22\ cm$

En prend : **e= 15 cm**

Conclusion:

Dans ce chapitre, nous avons predimensionnés les éléments importants dans notre ouvrage.

-les poutres:

- Pouter secondaire : on adopte (b=30cm, h=35cm).
- Pouter principale : on adopte (b=30cm, h=40cm).

-les poteaux : on adopte (b=40cm, h=40cm).

(a) **-Les poutrelles :** (16+5)cm.

-Les voiles: on adopte un épaisseur de : 20cm.

-L'escalier:

- 8marches
- 9contre marche
- e=14cm pour le palier et la paillaise .

-poutre paliere: on adopte (b=30cm, h=35cm).

-balcon : on adopte e=15cm

Chapitre IV
Evaluation et la Descente Des Charges

Introduction :

L'évaluation des charges et surcharges consiste à calculer successivement pour chaque élément porteur de la structure, la charge qui lui revient à chaque plancher et ce jusqu'à la fondation. Les différents charges et surcharges existantes sont :

- Les charges permanents (**G**)
- Les surcharges d'exploitation (**Q**)

Les Planchers :

➢ **Plancher Terrasse Inaccessible :**

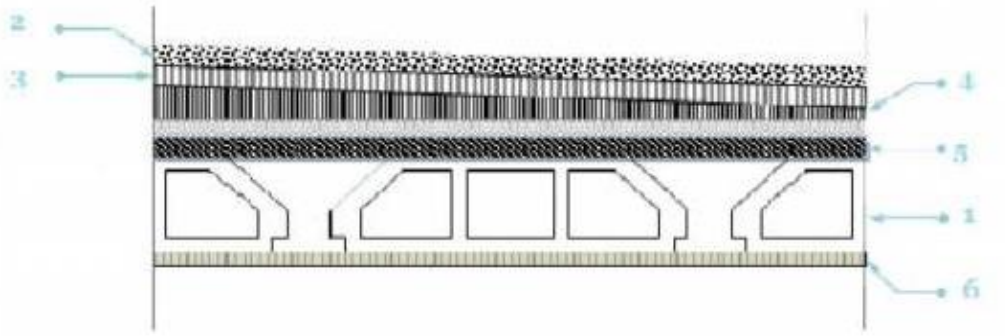


Figure (1) : Plancher Terrasse Inaccessible.

- **Charge Permanente et Charge D'exploitation:**

Tableau(1): Evaluation Des Charges Permanentes Et Charges D'exploitations Du Plancher Terrasse Inaccessible.

Matériaux	Epaisseur (cm)	Poids volumiques (KN /m^3)	Poids (KN/m^2)
1.Gravillon de protection	5	17	0.85
2.Etanchéité multicouche	2	6	0.12
3.forme de pente	10	22	2.2
4.Isolation thermique	4	4	0.16
5.Dalle à corps creux	16+5	-	2.80
6.Enduit de plâtre	2	10	0.20

G	6.33KN/m^2
Q	1KN/m^2

➢ **Plancher Etage Courant +RDC:**

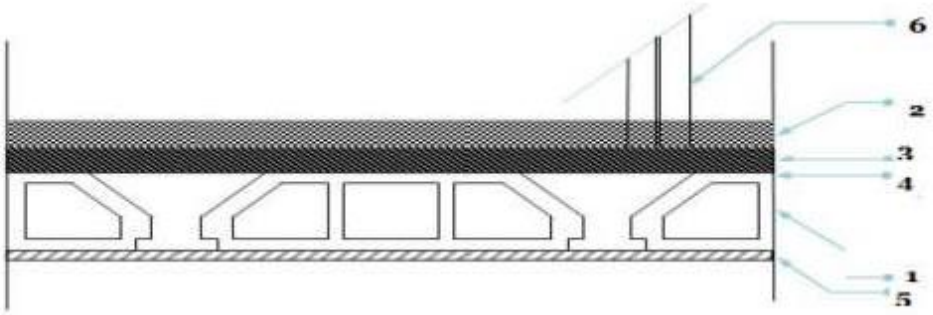


Figure (2) : Plancher D'étage Courant.

- **Charges Permanentes et Charge D'exploitation :**

Tableau (2): Evaluation Des Charges permanentes Du Plancher Courant+RDC.

Matériaux	Epaisseur (cm)	Poids volumiques (KN /m^3)	Poids (KN/m^2)
1.Carrelage	2	22	0.44
2.Mortier de Pose	2	20	0.40
3.Lit de Sable	3	18	0.54
4.Dalle à Corps Creux	16+5	-	2.80
5.Enduit de Platre	2	10	0.20
6. Brique creux (cloisons de séparation)	10	10	1.00

G	5.38KN/m^2
Q	1.5KN/m^2

Le Balcon :

Balcon étage courant :

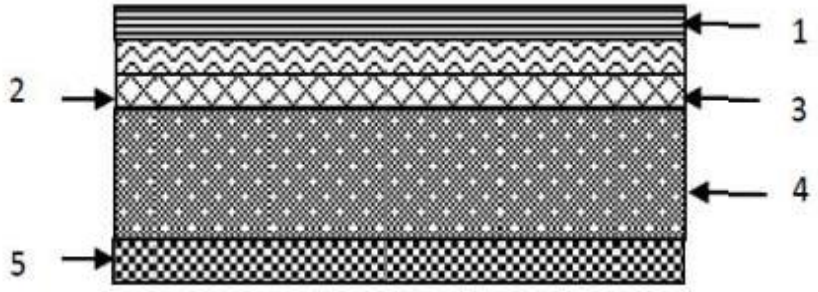


Figure (3) : Plancher D'étage Courant.

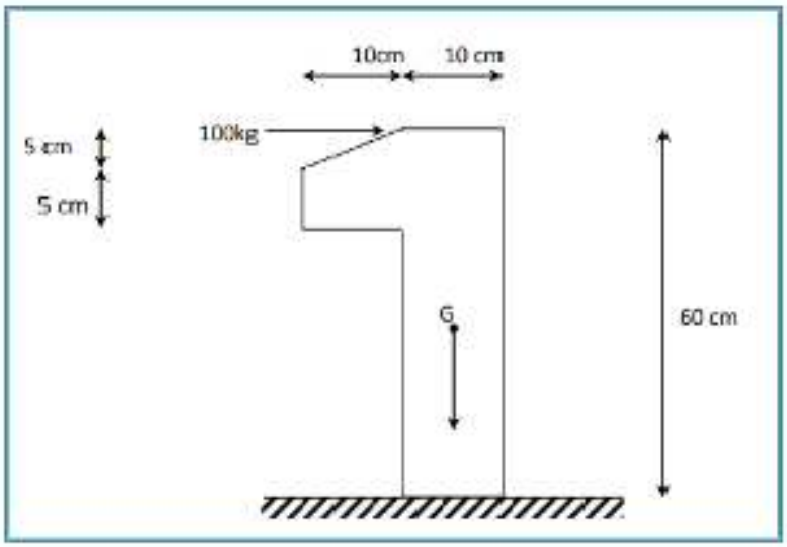
- **Charges Permanentes et Charge D'exploitation :**

Tableau (3): Evaluation Des Charges Permanentes Du Balcon.

Matériaux	Epaisseur (cm)	Poids volumiques (KN /m^3)	Poids (KN/m^2)
1.Carrelage	2	22	0.44
2.Mortier de Pose	2	20	0.40
3.Lit de Sable	2	18	0.36
4. dale pleine	15	25	3.75
5.Enduit de Platre	2	20	0.40

G	5.35 KN/m^2
Q	3.5KN/m^2

L'Acrotère :



Figure(4): L'Acrotère.

On fait les calculs pour **1m** de longueur.

S = ((0,1x 0,6) + (0,05 x 0,1) + (0,05 x 0,1)/2) = 0.0675 m²

Poids propre = 0.0675 x 25 = 1.6875 KN/ml.

Enduit en ciment:ep=2cm ⟹ poids de l'enduit= 0.02×20×0.60×2 = 0.48KN/ml

Donc : **G = 2.1675 KN/ml**

La surcharge d'exploitation due à la main courante est : **Q = 1 KN/ml.**

Les murs :

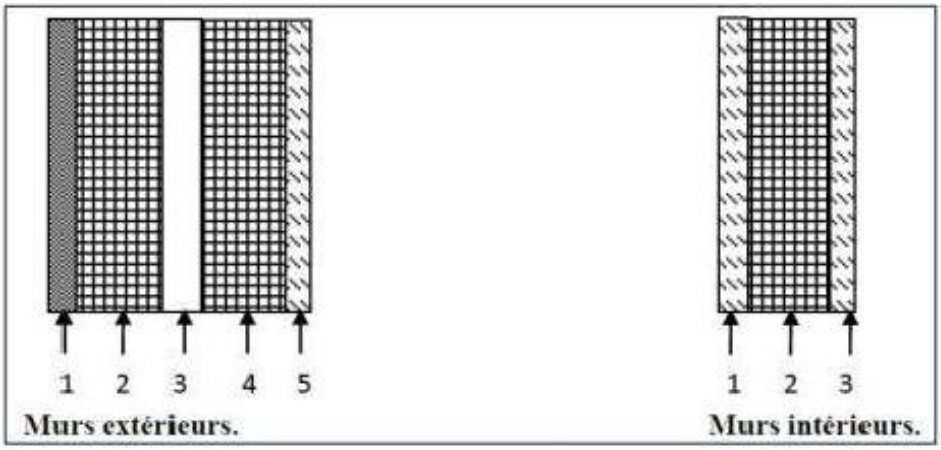


Figure (5) : Murs Extérieurs et Murs Intérieurs.

- **Murs Extérieurs :**

Tableau (4) : Evaluation Des Charges Permanentes De Mur Extérieur.

Matériaux	Epaisseur (cm)	Poids volumiques (KN /m^3)	Poids (KN/m^2)
enduit de ciment	2	18	0.36
brique creux	15	-	1.30
brique creux	10	-	0.90
enduit de plâtre	2	10	0.20

G	2.76KN/m^2
Q	1KN/m^2

Les Escaliers :

- **Palier :**

Tableau(5): Evaluation Des Charges Permanentes De Palier.

Matériaux	Epaisseur (cm)	Poids volumiques (KN /m^3)	Poids (KN/m^2)
Carrelage	2	20	0.40
Mortier de pose	3	20	0.60
Lit de sable	3	18	0.54
Enduit ciment	2	20	0.40
Dale en BA	14	25	3.5

G	5.44KN/m^2
Q	2.5KN/m^2

- **Paillaisse:**

Tableau(6) : Evaluation Des Charges Permanentes De Palliasse.

Matériaux	Epaisseur (cm)	Poids volumiques (KN /m^3)	Poids (KN/m^2)
Carrelage	2	22	0.44
Mortier de pose	3	20	0.60
Lit de sable	3	18	0.54
marche	16	22	22×0.16/2=1.76
Pallaisse	15	15	(25×0.15)/cos32.85°=4.46
Enduit ciment	2	20	0.40
Garde corps	-	-	0.20

G	8.4KN/m^2
Q	2.5KN/m^2

Les Voiles :

Tableau (7) : Evaluation Des Charges Permanentes De Voiles.

Matériaux	**Epaisseur (cm)**	**Poids volumiques (KN /m^3)**	**Poids (KN/m^2)**
Poids propre	20	25	5
Enduit ciment	2	20	0.4
Enduit plâtre	2	12	0.24
G		5.64N/m^2	

Les Poutres:

- Poutre Principales: PP: (30x40) cm: 0.30 x 0.40 x 25 = 3KN/m.
- Poutre Secondaire: PS = (30x35) cm: 0.30 x 0.35 x 25 =2.625KN/m.

Les Poteaux:

- Poteau: (40x40) cm: 0.40 x 0.40 x 25= 4 KN/m.

Descente de Charges :

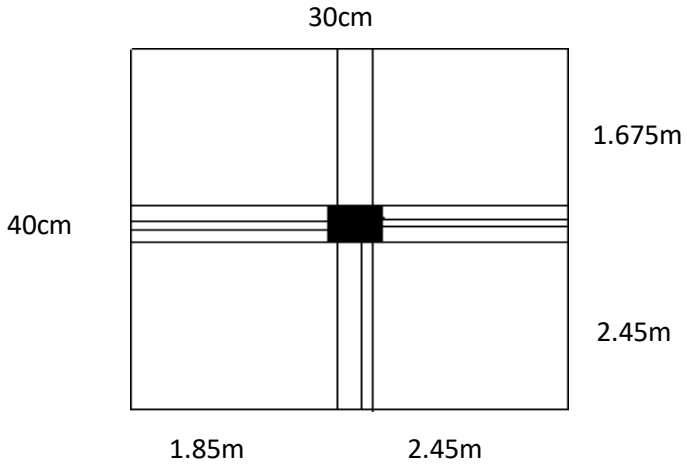
La descente des charges désigne l'opération consistant à calculer les efforts normaux résultant de l'effet des charges verticales sur les divers éléments porteurs verticaux (poteaux ou murs) ainsi que les fondations, afin de pouvoir procéder à leur dimensionnement.

Toute charge agissant sur une dalle a tendance à être reportée par celle-ci sur les porteurs verticaux les plus proches.

Choix du Poteau le Plus Sollicité :

- **Poteau Central :**

Dans notre structure, le poteau le plus sollicité est les poteaux avec une surface offerte : S = 17.73 m².



Figure(6) : Poteau Central

- **Calcul des Charges et Surcharges revenant au poteau :**

❖ **Niveau Terrasse :**

Plancher ..... 6,33 × 17.73 = 112.27 KN

Poutres principal ..... 25 [(0.3×0.4) × (2.45 + 1.675)] = 12.37 KN

Poutres secondaire ..... 25[(0.3×0.35) × (1.85 + 2.45)] = 11.28 KN

Surcharges ..... 1×17.73 = 17.73 KN

N_G = **135.92KN**

N_Q = **17.73KN**

❖ **Niveau Etage Courant :**

Plancher ..... 5,38 × 17.73 = 95.38 KN

Poutres principal ..... 25 [(0.3×0.4) × (2.45 + 1.675)] = 12.37 KN

Poutres secondaire ..... 25[(0.3×0.35) × (1.85 + 2.45)] = 11.28 KN

Surcharges ..... 1,5×17.73 = 26.59 KN

N_G =**119.03KN**

N_Q =**26.59KN**

- **Les Charges G et Surcharges Q pour le Poteau Central :**

Tableau(8) : Les Charges **G** et Surcharges **Q** pour le poteau central**.**

Charges	Poteau central
$Q_{terrasse}$**(KN)**	**17.73KN**
Q_{etage}**(KN)**	**26.59KN**
$G_{terrasse}$**(KN)**	**135.92KN**
G_{etage}**(KN)**	**119.03KN**

Dégression des charges d'exploitation :

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

On adopte pour le calcul :

Sous terrasse : Q_0

Sous dernier étage : $Q_0 + Q_1$

Sous étage immédiatement inferieur : $Q_0 + 0{,}95(Q_1 + Q_2)$

Sous le 3éme étage : $Q_0 + 0{,}90(Q_1 + Q_2 + Q_3)$

Sous le 4éme étage : $Q_0 + 0{,}85(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$

Sous le 5éme étage : $Q0 + 0{,}80(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5)$

Le tableau suivant donne la charge d'exploitation supporter par le poteau le plus chargé :

Tableau(9) : Dégression des Charges d'Exploitation et Charges Permanentes.

Niveau	Digression	Q [KN]	G[KN]
terrasse	Q_0	**17.73**	**135.92**
Sous dernier étage	$Q_0 + Q_1$	**44.32**	**254.95**
Sous étage immédiatement inferieur	$Q_0 + 0{,}95(Q_1 + Q_2)$	**59.83**	**373.98**
Sous le 3éme étage :	$Q_0 + 0{,}90(Q_1 + Q_2 + Q_3)$	**71.58**	**493.01**
Sous le 4éme étage :	$Q_0 + 0{,}85(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$	**78.57**	**612.04**
Sous le 5éme étage :	$Q0 + 0{,}80(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5)$	**80.58**	**731.07**

❖ **Estimation des Sections Droites :**

Et d'après les règles **BAEL91 (Article B.8.4, 1)** ; la section réduite **Br** est donnée par la formule suivante :

$$B_r \geq \frac{K \times N_U}{a\left[\frac{F_{c28}}{0.9 \times y_b} + \frac{Fe}{100 y_s}\right]}$$

$$Nu = (1.35N_G + 1.5N_Q)$$

Avec : K=1.1 ; $\gamma_s = 1.15$; $\gamma_b = 1.5$

➢ **Verification des dimensions :**

RPA99/Version2003 (Article 7.4.1) que les dimensions de la section transversale des poteaux doivent satisfaire les conditions suivantes **(en zone II.a):**

b_1, h_1, h_e : les dimensions du poteau

- ✓ Min (b_1, h_1) ≥ 25cm
- ✓ Min (b_1, h_1) ≥ he / 20
- ✓ 1/4 <b_1 / h_1 < 4

Toutes ces conditions sont vérifiées.

❖ **Critère de Stabilité de Forme :**

L'effort normal ultime N_u agissant sur un poteau doit être au plus égale a la valeur suivants :

$$\overline{N_u} \leq \alpha \left[\frac{Br \times Fc28}{0.9 \times y_b} + A_s \frac{Fe}{y_s}\right] \text{ ..... BAEL91 (Article B.8.4, 1)}$$

Avec :

A : Section d'acier comprimé prise en compte dans le calcul (en mm^2).

A= max (A_{bael} ; A_{rpa})

A=max ($4cm^2$/m de périmètre, 0.2%B).

A^{rpa}_{min}**=0.8%B zone II.a (RPA article 7.4.2.1)**

A_{min} = 1% B_r ⟶ $A/B_r = 0.01$

B_r : Section réduite du poteau obtenu en déduisant de la section réelle en cm d'épaisseur sur toute sa périphérie (en cm^2).

Br=(h-2)(b-2).

$\mathbf{F_e}$: Limite d'élasticité de l'acier (en MPa)

$\mathbf{N_u}$: Effort normal (en N).

α : Coefficient en fonction de l'élancement λ qui prend les valeurs :

$\alpha = \frac{0.85}{1+0.2(\frac{\lambda}{35})^2}$ pour $\lambda \leq 50$

$\alpha = 0.60\ (\frac{50}{\lambda})^2$ pour $50 < \lambda \leq 70$

λ**:** L'élancement du poteau considéré

$\lambda = \frac{Lf}{i}$

L_f : longueur de flambement

i : rayon de giration de la section du béton seul avec : $\mathbf{i = J\sqrt{\frac{I}{B}}}$

I : moment d'inertie de la section du béton par rapport à son centre de gravité et perpendiculaire au plan de flambement

B : aire total de la section du poteau

❖ **Calcul de la longueur de flambement L_f :**

Le règlement **CBA93 (Article B.8.3.3.1)** définie la longueur de flambement **L_f** comme suit :

0,7× L_0 : si le poteau est à ses extrémités :

- Soit encastré dans un massif de fondation.
- Soit assemblé à des poutres de plancher ayant au moins la même raideur⌋ que lui dans le sens considéré et le traversant de part en part.

Pour notre cas, on a :

L_f = 0,7 L_0 (poteau avec des extrémités encastrés jusqu'à fondation).

L_0 = 3,10 m (RDC et étage courant).

RDC +étage courant ⟶ **L_f = 0,7 x 3,06 = 2,17 m**

Tableau(10) : Calcule de $\overline{N_u}$

Dimension (cm)	**Br (mm^2)**	λ	α	**A_{bael} (mm^2)**	A^{rpa}_{min} **(mm^2)**	**A(mm^2)**	$\overline{N_u}$ **(N)**
40×40	144400	18.79	0.803	640	1280	1280	2504791.047

➢ **Vérifications du 1,1 Nu ≤ $\overline{N_u}$:**

Tableau(11) : Vérification des efforts normaux et admissibles.

Niveau	G(KN)	Q(KN)	1.1N_u (KN)	$\overline{N_u}$ (KN)	Observation
0-0	135.92	17.73	231.08	2504.79	CV
1-1	254.95	44.32	451.72	2504.79	CV
2-2	373.98	59.83	654.07	2504.79	CV
3-3	493.01	71.58	850.22	2504.79	CV
4-4	612.04	78.57	1038.51	2504.79	CV
5-5	731.07	80.58	1218.59	2504.79	CV

On remarque que la condition **1,1 N_u ≤ $\overline{N_u}$** est vérifiée dans tous les niveaux, donc pas de risque de flambement.

➢ **Verification de l'Effort Normal :**

D'après **RPA 99/Version2003 (Article 7.4.3.1**) outre les vérifications prescrit par le CBA et dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble due au séisme, l'effort normale de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$\mathbf{V = \frac{Nd}{B_c \times F_{c28}} \leq 0.30} \qquad B_c \geq \frac{Nd}{0.3 \times F_{c28}} = \frac{Nd}{7.5}$$

N_d **:** L'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton

B_c **:** est l'aire (section brute) de cette dernière.

Avec :

$\mathbf{N_d = N_G + N_Q + N_E}$, en négligeant N_E

Tableau(12) : Vérification de l'effort normal (poteaux centraux).

Niveau	Poteaux	G(KN)	Q(KN)	N_d(KN)	B_c (mm^2)	V	Observation
0-0	40×40	135.92	17.73	153.65	20486.66	0.3	CV
1-1	40×40	254.95	44.32	299.27	39902.66	0.3	CV
2-2	40×40	373.98	59.83	433.81	57841.33	0.3	CV
3-3	40×40	493.01	71.58	564.59	75278.66	0.3	CV
4-4	40×40	612.04	78.57	690.61	92081.33	0.3	CV
5-5	40×40	731.07	80.58	811.65	108220	0.3	CV

Remarque :

D'après le RPA99 les poteaux de rives et d'angle doivent avoir des sections comparables à celles des poteaux centraux pour des raisons techniques de réalisation et de rapidité d'exécution, et pour leur conférer une meilleure résistance a sollicitations sismiques.

Conclusion :

Dans ce chapitre, on a fait l'évaluation des charges et surcharges pour les planchers, le balcon, l'acrotère, les murs, les escaliers, les voiles, les poutres et les poteaux. On a fini par la descente des charges sur les poteaux.

Chapitre V :
Calcul des éléments secondaires Acrotère, escalier, balcon, plancher.

Introduction:

Dans une structure quelconque on distingue deux types d'éléments :

- Les porteurs principaux qui contribuent directement aux contreventements.
- Les éléments secondaires qui ne contribuent pas directement au contreventement.

Dans le présent chapitre nous considérons l'étude des éléments que comporte notre bâtiment. Nous citons l'acrotère, l'escalier, les planchers et enfin le balcon dont l'étude est indépendante de l'action sismique, mais ils sont considérés comme dépendant de la géométrie interne de la structure. Le calcul de ses éléments s'effectue suivant le règlement [BAEL91] en respectant le règlement parasismique Algérien [RPA99].

L'Acrotère:

L'acrotère est un élément complémentaire du plancher terrasse ayant pour objectif de renvoyer l'étanchéité de la toiture notamment la protection de usages. dans la suite des calculs de l'acrotère est considérée comme une console encastré à la base au plancher terrasse, sollicité par un effort normal de compression verticale due à son poids propre applique au centre de gravité et à une surcharge due à la main courante criée un moment fléchissant aux intempéries, donc les calculs de l'acrotère s'effectuer au flexion composée pour une section rectangulaire de tende d'un 1 mètre à l'E.L.U et l'E.L.S

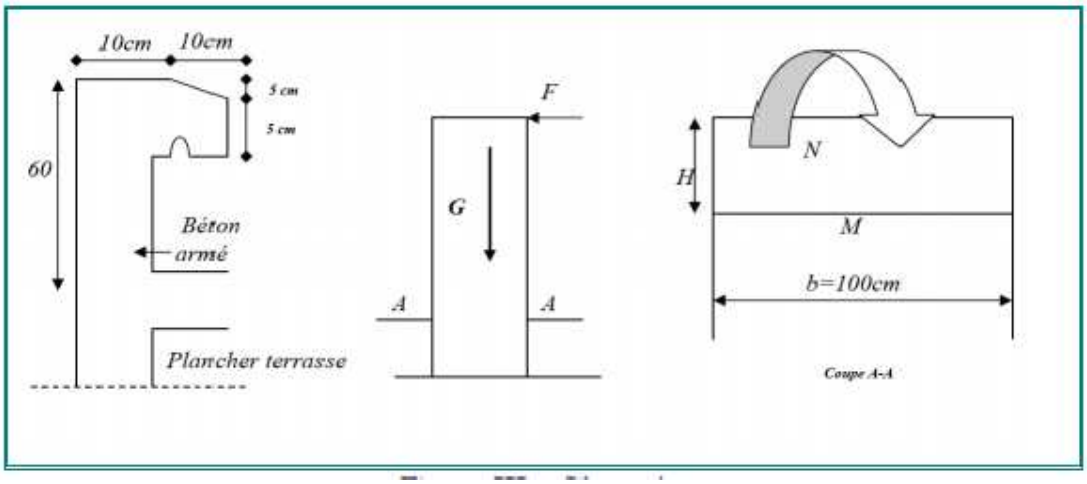


Figure (1) : l'Acrotère

Calcul des Sollicitations :

- Poids propre: G = 2.1675 KN/ml
- La surcharge d'exploitation due à la main courante est: Q = 1KN/ml.

Évaluation et Combinaison des Charges:

1. **Calcul des Efforts à l'E.L.U :**

$N_u = 1.35\ G = 1.35 \times 2.1675 =$ **2.92 KN**

$M_u = 1.5\ Q\ h = 1.5 \times 1 \times 0.6 =$ **0.9 KN.m**

$T_u = 1.5\ Q = 1.5 \times 1 =$ **1,5 KN**

2. **Calcul des Efforts à l'E.L.S:**

$N_s = G =$ **2.16 KN**

$M_s = Q\ h = 1 \times 0.6 =$ **0.6 KN.m**

$T_s = Q =$ **1 KN**

Ferraillage de l'Acrotère:

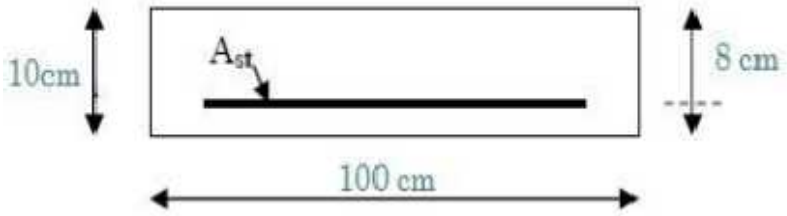


Figure (2) : Section de Calcul d'Acrotère.

On considère une section (**bxh**) cm² soumis à la flexion composé

h: Epaisseur de la section : 10cm

b: largeur de la section : 100cm

c: enrobage : 2cm

d=h-c : hauteur utile : 10-2=8cm

M_f: Moment fictif calculé par rapport au C.D.G des armatures tendues.

- **Calcul d'Excentricité:**

$e_{0u} = \frac{Mu}{N_u} = \frac{0,9}{2,92} = 0.308\text{m} =$ **30.8cm**

$e_{0s} = \frac{Ms}{N_s} = \frac{0,6}{2.17} = 0.2764\text{m} =$ **27.64cm**

a. Calcul des Armatures à L'ELU :

$$e_{0u} = 0.308 > \frac{h}{6} = \frac{0.1}{6} = 0.017m$$

e_{0u}**> h / 6** donc la section est partiellement comprimée, donc le calcul se fait par assimilation à la flexion simple.

– **Calcul en Flexion Simple:**

f_{c28}(Mpa)	o_{bc}**(Mpa)**	o_s**(Mpa)**	f_e(Mpa)	f_{t28}(Mpa)	**d (cm)**	**c (cm)**
25	14.17	348	400	2.1	8	2

➢ **Moment fictif :**

$$M_f = M_u + N_u\left(d - \frac{h}{2}\right)$$

$$M_f = 0.9 + 2.92\left(0.08 - \frac{0.1}{2}\right) = \mathbf{0.99KN.m}\ .$$

$$U_u = \frac{M_F}{bd^2 o_{bc}} \quad \text{avec :} \quad o_{bc} = \frac{0.85 f_{c28}}{0 y_b} \text{ et } \theta = 1 \Longrightarrow \frac{0.85\times25}{1.5} = \mathbf{14.17Mpa.}$$

$$U_u = \frac{0.99\times10^6}{1000\times80^2\times14.17} = \mathbf{0.0109}$$

$U_u < U_l = 0.392$ (pour feE400) $\Longrightarrow$ $A'_u = 0$ La section est simplement armé.

$\alpha = 1.25\,(1 - \sqrt{1 - 2u})$ $\Longrightarrow$ $\alpha = 1.25\,(1 - \sqrt{1 - 2\times0.0109}) = \mathbf{0.0137.}$

$Z = d\,(1 - 0.4\alpha)$ $\Longrightarrow$ $Z = 80(1 - 0.4\times0.0137) = \mathbf{79.56mm.}$

$$A_f = \frac{MF}{Z o_S} = \frac{0.99\times10^6}{79.56\times348} = 36mm^2 \Longrightarrow \boxed{A_f = \mathbf{0.36cm^2}}$$

$$A_s = A_f - \frac{Nu}{o_s} = 36 - \frac{2.92\times10^3}{348} = 27.61mm^2 \Longrightarrow \boxed{A_s = \mathbf{0.28cm^2}}$$

✓ **Vérification à L'ELU :**

- **Condition de Non Fragilité : [BAEL91] Article (A.4.2.1):**

$$A_{min} \geq 0.23bd\frac{f_{t28}}{f_e}.$$

$$A_{min} \geq 0.23\times1000\times80\times\frac{2.1}{400} = 97mm^2 = \mathbf{0.97cm^2}$$

Donc A= max ($A_{calculé}$; A_{min}=0.97cm²)

On adopte : $\boxed{\mathbf{5T6} = A_s = \mathbf{1.13cm^2}}$

- **Calcul de l'espacement:**

S_t=min (3h; 33cm) = min (30; 33)

On prend : **St = 30cm**

- **Armature de répartition:**

$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{1.33}{4} = 0.33cm^2$

on adopte: **3T6 = A_r=0.85cm²**

✓ **Vérification de l'effort de tranchant « cisaillement » [BAEL91] Article (5.1.1):**

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

$\bar{\tau}$ = min ($\frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b}$ MPa ; 4MPa) = min (2.5 ,4Mpa)(fissuration préjudiciable).

$\tau_u = \frac{T_u}{bd} = \frac{1,5 \times 10^3}{1000 \times 80}$ = 0.019Mpa

τ_u = **0.019MPa**< $\bar{\tau}$ = **2.5MPa .....vérifie.**

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires

b. Calcul des Armatures à L'ELS :

$e_{0S} = 0.2764 > \frac{h}{6} = \frac{0.1}{6} = 0.017m$

e_{0u}> **h / 6** la section partiellement comprimé.

- **Calcul en Flexion Simple:**

$M_{ser} = M_{serG} + N_{ser}(d - \frac{h}{2})$

$M_{ser} = 0.6 + 2.16\ (0.08 - \frac{0.1}{2})$=**0.66KN.m** .

La contrainte du béton a L'ELS est : $\bar{\sigma}_{bc}$ = $0.6f_{28}$ = **15 Mpa**

La contrainte de l'acier a L'ELS est : $\bar{\sigma}_{st}$ = min { $\frac{2}{3}f_e$, $110\sqrt{\eta f_{tj}}$ } = **201.63Mpa**

❖ **La Position de l'Axe Neutre:**

$\bar{Y} = \frac{15\bar{\sigma}_{bc}}{15\bar{\sigma}_{bc}+\bar{\sigma}_{st}} \times d = \frac{15 \times 15}{15 \times 15 + 201.63} \times 80$ = **42.19mm.**

❖ **Moment de service limite:**

$$\overline{M}_1^- = \frac{1}{2} \times b \times \overline{\sigma}_{bc}^- \times \overline{Y} \times \{d - \frac{\overline{Y}}{3}\}.$$

$$\overline{M}_1^- = \frac{1}{2} \times 1000 \times 15 \times 42.19 \times \{80 - \frac{42.19}{3}\} = \mathbf{20.86}\times 10^6 \mathbf{\ N.mm.}$$

$M_{ser} < \overline{M}_1^- \Longrightarrow A' = 0$ La section est sans aciers comprimés

D'ou : $A_{ser} = \frac{M_{ser}}{z \times \overline{\sigma}_{st}} - \frac{N_{ser}}{\sigma_s}$ avec $z = d - \frac{\overline{Y}}{3} = 80 - \frac{42.19}{3} = 65.93mm$

$$A_{ser} = \frac{0.66\times 10^6}{65.93 \times 201.63} - \frac{2.16\times 10^3}{348} = 43.44mm^2 = 0.43cm^2$$

Donc As = max (A_s ; A_{min}=0.97cm²)

On adopte : | A_s = **5HA6 = 1.13cm²** |

✓ **Vérification de l'Acrotère au Séisme :**

Le **RPA** exige de vérifier les éléments de structure sous l'effet des forces horizontales suivant la formule (Art 6.2.3) : $f_p = \mathbf{4A}C_pW_P$

C_p **:** Facteur de force horizontale pour les éléments secondaires ; pour le consol

Cp = 0.8 .

W_P **:** Poids de l'élément ; W_P= 2.1675 KN/ml.

A = coefficient d'accélération (zone II, groupe d'usage 2); A = 0.15.

D'ou :

$f_p = 4\times 0.15\times 0.8\times 2.1675 =$ **1.0404 KN/ml**

$f_p <$ **1.5Q =1.5KN/ml..... vérifie.**

Remarque: les forces horizontales (telles que le vent) peuvent agir sur les deux faces de l'acrotère donc on adopte la même section pour la zone comprimée (soit$A_s' = A_s$).

Schéma de Ferraillage :

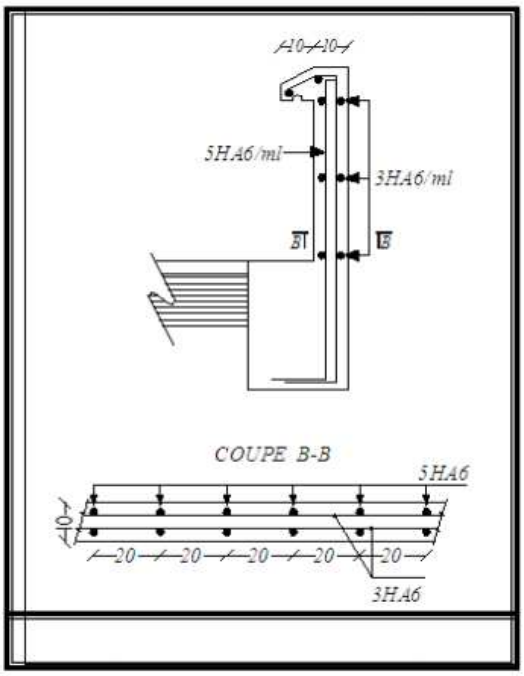
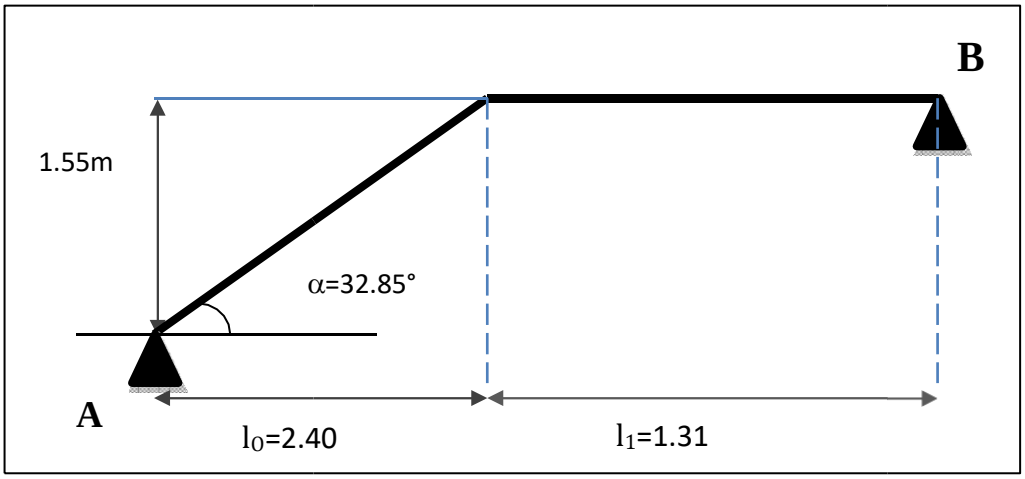


Figure (3) : Schéma de Ferraillage d'Acrotère.

L'Escalier :

L'étude des escaliers consiste à déterminer les sollicitations auxquelles il est soumis pour pouvoir ensuite déterminer le ferraillage qu'il lui convient. Dans cet ouvrage nous avons un seul types d'escaliers, celui des étages courants et celui du RDC.



Figure(4) : Coupe en Elévation de l'Escalier.

Charges et surcharges :

On fait le calcul pour 1 ml**.**

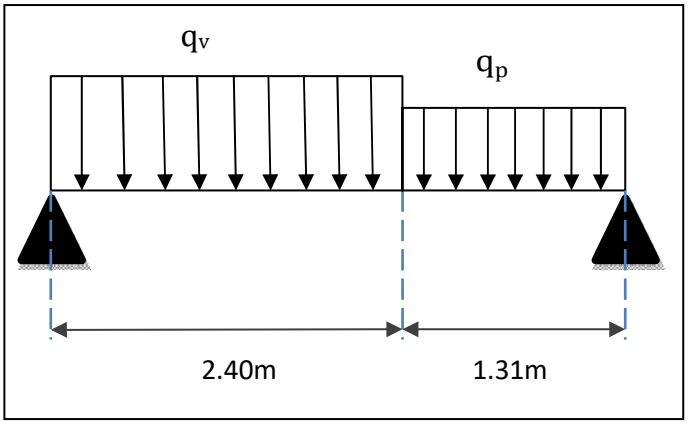
ELU : 1,35G + 1,5Q

ELS : G + Q

Tableau(1) : Combinaison de charges escalier

	SECTION	**G(KN/ml)**	**Q(KN/ml)**
RDC et Etage courant	palier	5.44	2.5
	paillasse	8.4	2.5

Calcul du chargement qui revient sur l'escalier :



Figure(5) : Schéma Statique de l'Escalier

RDC et étage courant :

L'ELU :

Palier : 1.35(5,44) + 1.5 (2.50) = **11,09 KN/ml**

Paillasse : 1.35 (8,40) + 1.5 (2.50) = **15.09 KN/ml**

L'ELS :

Palier : 5,44+2.50 = **7.94 KN/ml**

Paillasse : 8,40+2.50 = **10.9 KN/ml**

Charge équivalente :

$$q_e = \frac{\Sigma q_i \times L_i}{\Sigma L_i}$$

A l'ELU :

$$q_e = \frac{15.09\times2.4+11.09\times1.31}{3.71} = \mathbf{13.67KN/ml}$$

A l'ELS :

$$q_s = \frac{10.9\times2.4+7.94\times1.31}{3.71} = \mathbf{9.85KN/ml}$$

Calcul des sollicitations :

La poutre étudiée est isostatique, donc le calcul des sollicitations va se faire par la méthode des sections (Méthode de la RDM).

1. **Calcul les réactions à l'E.L.U:**

$\sum F/y = 0 \longrightarrow R_A + R_B = q_e \times l$

$R_A + R_B = 13.67\times3.71 = 50.71KN$

$\sum M/A = 0 \longrightarrow -R_B \times 3.71 + 13.67\times\frac{(3.71)^2}{2}$

$R_B = \mathbf{25.35KN}$

$\sum M/B = 0 \longrightarrow -R_A \times 3.71 + 13.67\times\frac{(3.71)^2}{2}$

$R_A = \mathbf{25.35KN}$

Coupe A-A $0 \leq X \leq 3.71$

$T_X = R_A - q_e \times X$

$M_{max} \longrightarrow T_X = \mathbf{0}$

$T_X = \mathbf{0} \longrightarrow \mathbf{X} = \frac{RA}{q_e} = \frac{25.35}{13.67} = \mathbf{1.85}$

$M_X = R_A \times X - \frac{q_e\times X^2}{2}$

$M_{max} = M_X(1.85) = M_0 = \mathbf{23.50KN.m}$

$M_B = M_X(3.71) = -0.029KN.m$

❖ **Calcul M_t , M_a:**

Moment sur travée : $M_{trv} = \mathbf{0.85}\ M_0 = \mathbf{19.97KN.m.}$

Moment sur appui : $M_{app} = \mathbf{-0.5}\ M_0 = \mathbf{-11.75KN.m.}$

2. Calcul les réactions à l'E.L.S:

$\sum F/y = 0 \longrightarrow R_A + R_B = q_e \times l$

$R_A + R_B = 9.85 \times 3.71 = 36.54KN$

$\sum M/A = 0 \longrightarrow -R_B \times 3.71 + 9.85 \times \frac{(3.71)^2}{2}$

R_B= **18.27KN**

$\sum M/B = 0 \longrightarrow -R_A \times 3.71 + 9.85 \times \frac{(3.71)^2}{2}$

R_A= **18.27KN**

Coupe A-A $0 \leq X \leq 3.71$

$T_X = R_A - q_e \times X$

$M_{max} \longrightarrow T_X = 0$

$T_X = 0 \longrightarrow X = \frac{R_A}{q_e} = \frac{18.27}{9.85} =$ **1.85**

$M_X = R_A \times X - \frac{q_e \times X^2}{2}$

$M_{max} = M_X(1.85) = M_0$ **=16.85KN.m**

$M_B = M_X(3.71) = -0.006KN.m$

❖ **Calcul M_t , M_a:**

Moment sur travée : M_{trv}**=0.85** M_0**= 14.32KN.m.**

Moment sur appui : M_{app}**= -0.5** M_0**= 8.42KN.m.**

Ferraillage :

Le calcul se fait à la flexion simple pour une section rectangulaire (b x h).

Avec :

b = 1m
h=14cm
c =2cm
d =h-c=12cm

1. **Calcul les armatures à E L U:**

- **Ferraillage en travée :**

$\mu = \frac{M_{trv}}{bd^2.\sigma_{bc}}$ avec : $\sigma_{bc} = \frac{0.85fc28}{0\gamma_b}$ et 8= 1 ; γ_b = 1.5 $\Longrightarrow$ $\sigma_{bc} = \frac{0.85\times 25}{1.5} = 14.17MPa$

$\mu = \frac{19.97\times10^3}{(1\times120^2\times14.17)} = 0.097$

$\mu = 0.097 < \mu l = 0.392$ $\Longrightarrow$ $A' = 0$ (les armatures comprimées ne sont pas nécessaire).

$\alpha = 1.25\ (1-\sqrt{1-2\mu})$ $\Longrightarrow$ $\alpha = 1.25\ (1-\sqrt{1-2\times 0.097})$ $\Longrightarrow$ **$\alpha = 0.128$**

$z = d\ (1-0.4\alpha)$ $\Longrightarrow$ $z = 12(1-0.4\times0.128)$ $\Longrightarrow$ **$z = 11.38cm$**

$A_u = \frac{Mu}{z.\sigma_s}$ avec : $\sigma_s = \frac{fe}{\gamma_s}$ et γ_s =1.15 $\Longrightarrow$ $\sigma_s = \frac{400}{1.15} = 348\ MPa$

$A_u = \frac{19.97\times10^3}{(11.38\times10^{-2}\times348)} = 5.04cm^2$

$A_u = 5.04cm^2$

❖ **Condition de Non Fragilité :**

$f_{tj} = 0,6 + 0,06\ f_{cj} = 0.6+ 0.06\ (25) = 2,1\ MPa$

$A_{min} \geq 0,23b.d.\ f_{tj(28)} / f_e$ $\Longrightarrow$ $A_{min} \geq 0.23\times100\times12\times2.1/400$

$A_{min} \geq 1.44cm^2$

$A_{ut} = \max(A_u, A_{min}) = \max(5.04cm^2 ; 1.44\ cm^2)$

$A_{ut} = 5.04cm^2$

On adopte : **5HA12 Soit A_s = 5.65cm²**

❖ **Armature de répartition:**

$A_r = \frac{As}{4} = \frac{5.65}{4} = 1.41cm^2$.

On adopte: **A_r=3HA10=2.35cm²**

❖ **Calcul de l'espacement:**

S_t=min (3h; 33cm) =min (42cm; 33cm)

On prend : S_t=**20cm**

- **Ferraillage en Appui:**

$\mu = \frac{M_{app}}{bd^2.\sigma_{bc}}$ avec : $\sigma_{bc} = \frac{0.85f_{c28}}{0\gamma_b}$ et 8= 1 ; γ_b = 1.5 ⟹ $\sigma_{bc} = \frac{0.85\times 25}{1.5}$ =14.17MPa

$\mu = \frac{11.75\times10^3}{(1\times120^2\times14.17)}$ = 0.057

μ = 0.057 < μl = 0.392 ⟹ A′ =0 (les armatures comprimées ne sont pas nécessaire).

α = 1.25 (1–ƒ1 2μ) ⟹ α = 1.25 (1–√1 2 × 0.057) ⟹ **α =0.074**

z =d (1–0.4α) ⟹ z =12(1–0.4×0.074) ⟹ **z =11.64cm**

$A_u = \frac{Mu}{z.\sigma_s}$ avec : $\sigma_s = \frac{fe}{\gamma_s}$ et γ_s =1.15 ⟹ $\sigma_s = \frac{400}{1.15}$ = 348 MPa

$A_u = \frac{11.75\times10^3}{(11.64\times10^2\times348)}$ = 2.89cm^2

A_u =2.89cm^2

❖ **Condition de Non Fragilité :**

f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj} = 0.6+ 0.06 (25) = 2,1 MPa

$A_{min} \geq 0{,}23b.d.\ f_{tj(28)} / f_e$ ⟹ $A_{min} \geq 0.23\times100\times12\times2.1/400$

$A_{min} \geq 1.44cm^2$

A_{ut} = max (A_u , A_{min}) = max (2.89cm^2 ; 1.44 cm^2)

A_{ut} =2.89cm^2

On adopte : **4HA10 Soit A_s = 3.14cm^2**

❖ **Armature de répartition:**

$A_r = \frac{As}{4} = \frac{3.14}{4} = 0.785 cm^2$

On adopte: A_r**=3HA10=2.35cm²**

❖ **Calcul de l'espacement:**

S_t=min (3h; 33cm) =min (42cm; 33cm)

On prend : S_t**=20cm**

✓ **Vérification de l'effort de tranchant « cisaillement » [BAEL91] Article (5.1.1):**

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

✓ $\bar{\tau_u}$= min ($\frac{0.2.fc28}{\gamma_b}$ MPa ; 5MPa) ……Fissuration peu préjudiciable.

$\tau_u = \frac{V_{U0}}{bd} = \frac{25.35 \times 10^3}{1000 \times 120} = 0.21 Mpa$

τ_u **=0.21MPa** $< \bar{\tau} = 3.33 MPa$ ..... **vérifie**

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires

2. **Calcul les armatures à E L S:**

- **En Travée :**

❖ **Détermination de La Position de L'axe Neutre:**

$by^2/2 + nA^u (y - c^u) - n. A_s (d - y) = 0$

$50y^2 - 15 \times 5.65 \times (12-y) = 0 \Rightarrow 50y^2 - 1017 + 84.75y = 0$

y =3.74 cm

❖ **Moment d'inertie :**

$I = \frac{b}{3} y^3 + nA^u (y - c^u) + n. A_s (d - y)^2 = \frac{100}{3} (3.74)^3 + 15 \times 5.65 (12 - 3.74)^2$

I =7526.07 cm⁴

✓ **Vérification Des Contraintes :**

$o_{bc} \leq \overline{o_{bc}}$

$\sigma_{bc} = \frac{Ms}{I} y = \frac{14.32\times10^{2}}{7526.07} \times 37.4 = 7.11MPa$

$\overline{\sigma_{bc}} = 0.6\, f_{c28} = 0.6\times25 = 15Mpa$

o_{bc} **=7.11 MPa** $\leq \overline{o_{bc}}$ **=15 MPa** ..... **vérifiée.**

- **appui :**

❖ **Détermination de La Position de L'axe Neutre:**

$by^2/2 + nA^u (y - c^u) - n.\, A_s (d - y) = 0$

$50y^2 - 15\times3.14\times (12-y) = 0 \Longrightarrow 50y^2 - 565.2 + 47.1y = 0$

y =2.92 cm

❖ **Moment d'inertie :**

$I = \frac{b}{3} y^3 + nA^u (y - c^u) + n.\, A_s (d - y)^2 = \frac{100}{3} (2.92)^3 + 15\times 3.14(12 - 2.92)^2$

I =4713.12 cm^4

✓ **Vérification Des Contraintes :**

$o_{bc} \leq \overline{o_{bc}}$

$\sigma_{bc} = \frac{Ms}{I} y = \frac{8.42\times10^{2}}{4713.12} \times 29.2 = 5.21MPa$

$\overline{\sigma_{bc}} = 0.6\, f_{c28} = 0.6\times25 = 15Mpa$

o_{bc} **=5.21MPa** $\leq \overline{o_{bc}}$ **=15 MPa** ..... **vérifiée.**

Finalement :

➢ **Appui :**

$A_{principale}$ =4HA10 =3.14cm^2

$A_{repartition}$ =5HA8 =2.51cm^2

Avec un espacement S_T=20cm

➢ **travée :**

$A_{principale}$ =5HA12 =5.65cm^2

$A_{repartition}$ =4HA10 =3.14cm^2

Avec un espacement S_T=20cm

✓ **Vérification de la flèche :**

Si les trois conditions suivantes sont vérifiées, il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche :

- ✓ $h/L \geq 1/16$
- ✓ $A_s / bd \leq 4.2/f_e$
- ✓ $h/L \geq 1/10(M_t/M_0)$

$h/L \geq 1/16 \Rightarrow 14/240 = 0.058 \leq 0.0625$ ..... non vérifie.

La vérification de la flèche est nécessaire.

Avec:

h=0.14m ; d= 0,12m ; b=1m ; L=2.4m, M_{trv}= 14.40KN.m ; A_s =5.65cm^2

M_{0ser}= 16.65KN.m

D'après le **[BAEL 91]**

la flèche totale est **:** $\Delta f_t = f_v - f_i \leq \bar{f}$

Avec :

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

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

$$\bar{f} = \frac{L}{500}$$

L=2.40m≤ 5m

❖ **Moment d'inertie de la section homogène I_0 [BAEL, 91]**:

$$I_0 = \frac{bh^3}{12} + 15\,A\left(h_s - \frac{d}{2}\right)^2 + 15A^u\left(h_s - \frac{d^u}{2}\right)^2$$

Moment d'inertie fictive

$$I_{fi} = \frac{1.1 I_0}{1 + Z_i \mu}$$

$$I_{fv} = \frac{1.1 I_0}{1 + Z_v \mu}$$

Avec :

$$Z_i = \frac{0.05\, f_{t28}}{6\left(2 + \frac{3b_0}{b}\right)} \quad ; \quad Z_v = \frac{0.02\, f_{t28}}{6\left(2 + \frac{3b_0}{b}\right)}$$

$$\delta = \frac{A_s}{bd}$$

$$\mu = 1 - \frac{1.75 f_{t28}}{4\delta_s + f_{t28}}$$

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

- E_{vj}= 10818.865 Mpa.
- E_{ij}= 32164.19 Mpa.

Les résultats sont récapitulés dans ce tableau :

M_{ser} KN.m	A_s (cm^2)	δ	σ_s (MPa)	Z_i	Z_v	μ	I_0 (cm^4)	I_{fi} (cm^4)	I_{fv} (cm^4)
14.40	5.65	0.004 03	212.3 8	3.8 5	1.4 3	0.33 4	24985.4 1	12009.7 2	18600.1 4

Donc :

F_i=0.21cm

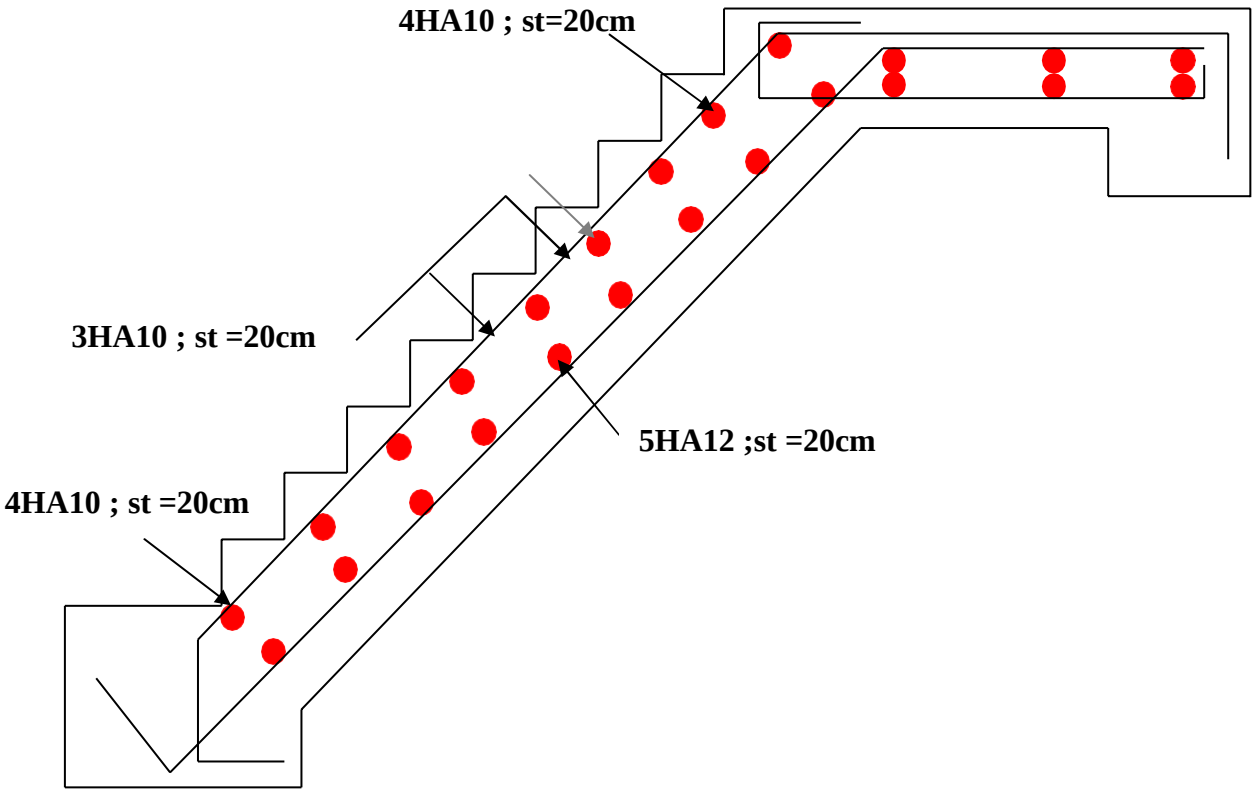
$\Delta_f = F_v - F_i$=0.2cm

F_v=0.41cm

$f=\frac{L}{500}=\frac{240}{500}$=0.48cm

Δ_f = 0.2 cm< f̄ = 0.48 CV

Schéma de ferraillage :



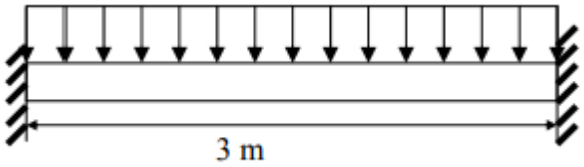
Figure(6): Schéma de ferraillage d'escalier.

Poutre palier :

La poutre est considérée partiellement encastrée sur ses 2 extrémités, et sollicitée à la flexion simple plus torsion, soumise aux sollicitations dues à son poids propre et aussi à la charge qui lui revient des escaliers (la réaction venant de l'escalier).

La poutre palière se calcul à l'ELU puisque la fissuration est considérée peu nuisible

Le pré-dimensionnement effectué dans les chapitres précédents donne les résultats suivants : **h = 35 cm** et **b = 30 cm** et **l=3m**



Figure(7) : Schéma statique de la poutre palière**.**

Charges qui agissent sur la poutre palière:

- **Poids propre de la poutre :** $g_O = 0.35\times0.3\times25 = 2.625$KN/ml
- **Poids du mur :** $g_m = 2.76\times1.34 = 3.69$KN/ml
- **Réaction de l'escalier sur la poutre : ELU :** $R_B = 25.35$KN/ml

  ELS : $R_B = 18.27$KN/ml

Sollicitation de calcul :

ELU :

$q_u = 1.35(g_O+g_m) + R_B = 1.35(2.625+3.69) + 25.35 =$ **33.87KN/ml**

ELS :

$q_s = (g_O+g_m) + R_B = (2.625+3.69) + 18.27 =$ **24.58KN/ml**

- **Calcul des moments et l'effort tranchants :**

ELU :

q_u **=33.87KN/ml**

Travée : $M_t = \frac{qu\times l^2}{24} = \frac{33.87\times3^2}{24} =$ **12.70KN .m**

Appui : $M_a = -\frac{qu\times l^2}{12} = -\frac{33.87\times3^2}{12} =$ **-25.40KN.m**

$V_u = \frac{q_u\times l}{2} = \frac{33.87\times3}{2} =$ **50.80KN**

ELS :

q_s **=24.58KN/ml**

Travée : $M_t = \frac{qs \times l^2}{24} = \frac{24.58 \times 3^2}{24} =$ **9.21KN .m**

Appui : $M_a = -\frac{qs \times l^2}{12} = -\frac{24.58 \times 3^2}{12} =$ **-18.43KN.m**

$V_s = \frac{q_s \times l}{2} = \frac{24.58 \times 3}{2} =$ **36.87KN**

Ferraillage de la poutre palière :

Le calcul se fait à la flexion simple pour une section rectangulaire (b x h).

Avec :

b = 30cm

h=35cm

c =2cm

d =h-c=33cm

a. Calcul les armatures à E L U:

- **Ferraillage en travée :**

M_{trv}=12.70KN.m.

$\mu = \frac{M_{trv}}{bd^2.o_{bc}}$ avec : $\sigma_{bc} = \frac{0.85fc28}{0\gamma_b}$ et 8= 1 ; γ_b = 1.5 $\Longrightarrow$ $\sigma_{bc} = \frac{0.85 \times 25}{1.5}$=14.17MPa

$\mu = \frac{12.70 \times 10^3}{(0.3 \times 330^2 \times 14.17)} = 0.027$

μ = 0.027< μl = 0.392 $\Longrightarrow$ A^u =0 (les armatures comprimées ne sont pas nécessaire).

α = 1.25 (1–ƒ$\sqrt{1 2\mu}$) $\Longrightarrow$ α = 1.25 (1–$\sqrt{1 2 \times 0.027}$) $\Longrightarrow$ **α =0.034**

z =d (1–0.4α) $\Longrightarrow$ z =33(1–0.4×0.034) $\Longrightarrow$ **z =32.54cm**

$A_t = \frac{Mu}{z.o_s}$ avec : $\sigma_s = \frac{fe}{y_s}$ e t γ_s =1.15 $\Longrightarrow$ $o_s = \frac{400}{1.15}$ **= 348MPa**

$A_t = \frac{12.70 \times 10^3}{(32.54 \times 10^{2} \times 348)} = 1.12cm^2$

A_t **=1.12cm²**

- **Ferraillage en appui :**

M_{app}= 25.40KN.m.

$\mu = \frac{M_{app}}{bd^2.o_{bc}}$ avec : $\sigma_{bc} = \frac{0.85f_{c28}}{0y_b}$ et 8= 1 ; γ_b = 1.5 $\Longrightarrow$ $\sigma_{bc} = \frac{0.85\times 25}{1.5} = 14.17MPa$

$\mu = \frac{25.40\times10^3}{(0.3\times330^2\times14.17)} = 0.054$

$\mu = 0.054 < \mu l = 0.392$ $\Longrightarrow$ $A^u = 0$ (les armatures comprimées ne sont pas nécessaire).

$\alpha = 1.25\ (1-\sqrt{1-2\mu})$ $\Longrightarrow$ $\alpha = 1.25\ (1-\sqrt{1-2\times 0.054})$ $\Longrightarrow$ **$\alpha = 0.070$**

$z = d\ (1-0.4\alpha)$ $\Longrightarrow$ $z = 33(1-0.4\times0.070)$ $\Longrightarrow$ **$z = 32.06cm$**

$A_a = \frac{Mu}{z.o_s}$ avec : $\sigma_s = \frac{fe}{y_s}$ e t γ_s =1.15 $\Longrightarrow$ $o_s = \frac{400}{1.15} =$ **348MPa**

$A_a = \frac{25.40\times10^3}{(32.06\times10^{-2}\times348)} = 2.27cm^2$

$A_a = 2.27cm^2$

- **Exigence de RPA :**

$A_{min} = 0.5\ \%(b\times h) = 0.5\%(30\times35) = 5.25\ cm^2$

Donc on adopt : $A_t = A_a = 5.25\ cm^2$

1. Vérifications à L'ELU et à L'ELS :

Vérifications À l'ELU :

- **Vérification de l'effort de tranchant « cisaillement » [BAEL91] article (5.1.1):**

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

$\bar{\tau}$ = min ($\frac{0.2.fc28}{y_b}$ MPa ; 5MPa) ……Fissuration peu préjudiciable).

$\tau_u = \frac{T_{U0}}{bd} = \frac{50.80\times10^3}{300\times330} = 0.51Mpa$

$\tau_u = 0.51Mpa \leq \bar{\tau} = 3.33Mpa$ ..... **vérifiee**

Donc pas de risque de rupture par cisaillement.

✓ **Vérification des armatures longitudinales en cisaillement :**

On doit d'abord vérifier la condition suivante :

$A_s \geq \left(V_u + \frac{Mu}{0.9\times d}\right) \times \frac{\gamma_s}{f_e} = \left(50.80\times10^{-3} + \frac{12.70\times10^{-3}}{0.9\times0.33}\right)\times\frac{1.15}{400} = \mathbf{0.026cm^2}$

A_s **$=5.25cm^2 \geq 0.026\ cm^2$ ..... C'est verifiee**

✓ **Calcul de l'espacement des armatures:**

Les charges appliquées sont des charges réparties alors les armatures de la même nappe ne doivent pas dépasser les espacements suivant :

$S_t \leq \min(0{,}9.d\ ;\ 40\ cm)$ d'où $S_t \leq \min(29.7\ ;\ 40)$ d'ou $S_t \leq 29.7$ cm

On adopt : S_t **= 15cm en travee ;** S_t **=10cm en appui ..... verifiee.**

Vérifications À l'ELS :

✓ **Vérification de la contrainte de compression du béton:**

❖ **Détermination de La Position de L'axe Neutre:**

A_s **$= 5.25cm^2$; d=33cm**

$by^2/2 + nA^u(y - c^u) - n.A_s(d - y) = 0$

$15y^2 - 15\times5.25\times(33-y) = 0 \Longrightarrow 15y^2 - 2598.75 + 78.75y = 0$

$y = 10.79$ cm

❖ **Moment d'inertie :**

$I = \frac{b}{3}y^3 + nA^u(y - c^u) + n.A_s(d - y)^2 = \frac{30}{3}(10.79)^3 + 15\times5.25(33 - 10.79)^2$

$I = 51408.28cm^4$

- **En travee :**

$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$

$\sigma_{bc} = \frac{Ms}{I}y = \frac{9.21\times10^2}{51408.28}\times107.9 = 1.93$MPa

$\overline{\sigma_{bc}} = 0.6\ f_{c28} = 0.6\times25 = 15$Mpa

σ_{bc} **$= 1.93$ MPa** $\leq \overline{\sigma_{bc}}$ **$= 15$ MPa ..... vérifiée.**

- **En appui :**

$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$

$\sigma_{bc} = \frac{Ms}{I} y = \frac{18.43\times10^{2}}{51408.28} \times 107.9 = 3.86MPa$

$\overline{\sigma_{bc}} = 0.6\, f_{c28} = 0.6\times25 = 15Mpa$

σ_{bc} **=3.86 MPa** $\leq \overline{\sigma_{bc}}$ **=15 MPa** ..... **vérifiée.**

✓ **Vérification de la flèche :**

- $h/L \geq 1/16 \Longrightarrow 35/300 = 0.116 \geq 0.0625$ ..... **vérifie.**
- $A_s /bd \leq 4.2/f_e \Longrightarrow 4.62/30\times33 = 0.0045 \leq 4.2/400 = 0.010$ ..... **vérifie.**
- $h/L \geq 1/10(M_t/M_0) \Longrightarrow 35/300 = 0.116 \geq 1/10(32.38/38.10) = 0.011$ ..... **vérifie**.

Le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

2. Calcul de la section d'armature à la torsion :

Le moment de torsion provoqué sur la poutre palière et transmis par la volée et le palier

$M_{tor} = M_a$ **= 11.75KN.m.**

Pour une section pleine on remplace la section réelle par une section creuse équivalente dont l'épaisseur de la paroi est égale sixième du diamètre du cercle qu'il est possible d'inscrire dans le contour de la section BAEL (chapI.II.b).

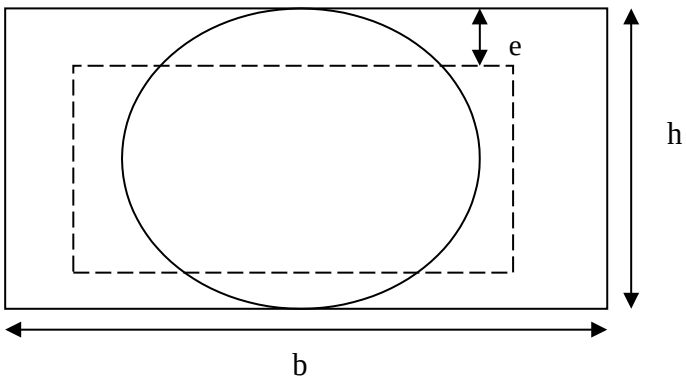
U : périmètre de la section.

Ω : air du contour tracé a mi hauteur

e : épaisseur de la paroi ⟶ e = b/6 = D/6 = 30/6=5cm

Ω = (b-e) × (h-e) = (30-5) × (35-5) =750cm² ⟶ **Ω = 0.075 m²**

U = 2× [(b-e) +(h-e)] = 1.1m ⟶ **U =1.1m**



Figure(8) : Section creuse équivalente.

Calcul des armatures transversales à la torsion :

$$A_{tor} = \frac{M_{tor} \times U \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_e} \longrightarrow A_{tor} = \frac{11.75 \times 10^{-3} \times 1.1 \times 1.15}{2 \times 0.075 \times 400} = \mathbf{2.47cm^2.}$$

Calcul des armatures Transversale à la torsion :

$$S_T\text{(Rpa)} = \begin{cases} \frac{h}{2} = \frac{35}{2} = 17.5 \Longrightarrow \text{zone courant.} \\ \frac{h}{4} = \frac{35}{4} = 8.75 \Longrightarrow \text{zone nodale.} \end{cases}$$

On adopte : S_t **=15 cm** pour la zone courant.

S_t **=8 cm** pour la zone nodale.

On adopte : S_t **=15 cm sur travee ;** S_t **=10 cm sur appuis**

D' après le [CBA] les armatures transversales sont données par la formule suivante :

$$A_t = \frac{M_{tor}.S_t.\gamma_s}{F_e.2.\Omega}$$

$$A_t = \frac{11.75 \times 10^{-3} \times 0.15 \times 1.15}{400 \times 2 \times 0.075} = \mathbf{0.33cm^2}$$

$$A_t^{min} \geq S_t \times \mathbf{0.003} \times \mathbf{b} \longrightarrow A_t^{min} \geq 15 \times 0.003 \times 30 = \mathbf{1.35cm^2}$$

A_t = **0.33 +1.35 =1.68cm²** ; **soit un cadre et un étrier :** **Ø8=4HA8=2.01cm²**

Sections des armatures finales :

- **En travee :**

$A_{total} = \frac{A_{tor}}{2} + A_{flexion} = 1.235 + 1.1 \longrightarrow (A_{total} = 2.355cm^2 < A_{min}(5.25cm^2)$

On ferraille avec A_{min}**: 5HA12 = 5.65 cm²**

- **En appui :**

$A_{total} = \frac{A_{tor}}{2} + A_{flexion} = 1.235 + 2.27 \longrightarrow (A_{total} = 3.505cm^2) < A_{min}(5.25cm^2)$

On ferraille avec A_{min}**: 5HA12 = 5.65cm²**

✓ **Vérification de la contrainte de cisaillement :**

On vérifie que : $T_u \leq \overline{T_u}$

Avec : $T_u = \sqrt{T^2_{torsion} + T^2_{flexion}}$

On à : $T_{flexion}$ **= 0.51 MPa**

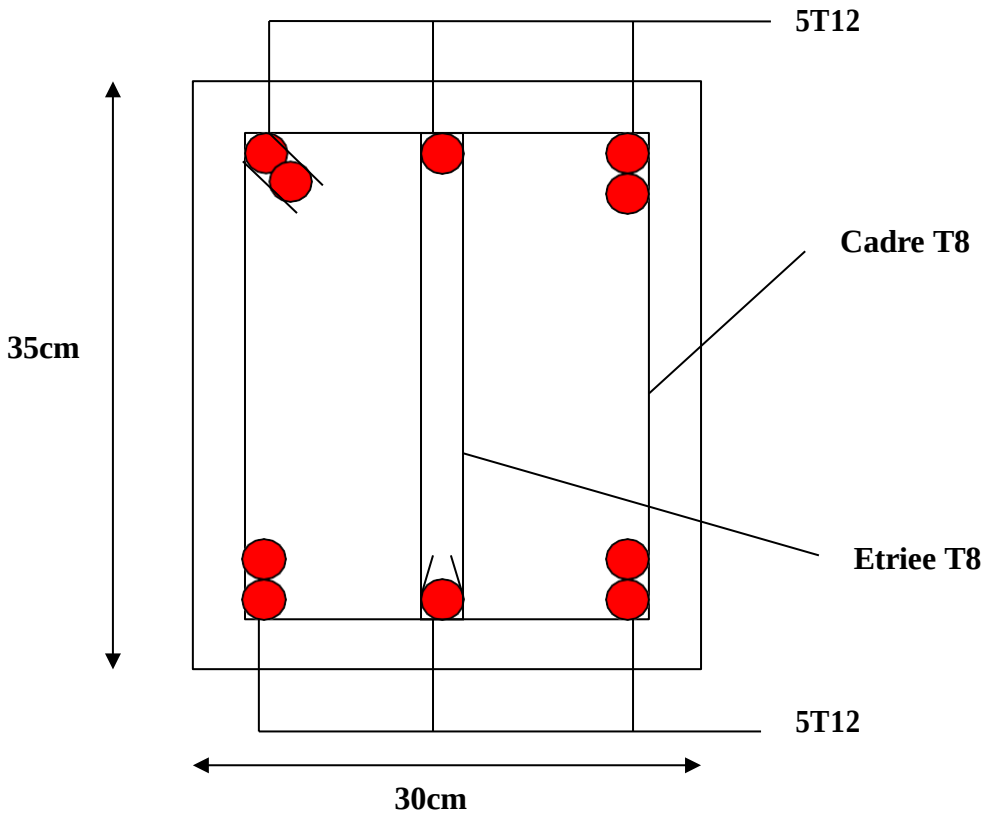
$T_{torsion} = \frac{M_{tor}}{2\times\Omega\times e} = \frac{11.75\times10^{-3}}{2\times0.075\times0.05}$ **= 1.56 MPa**

$\tau_u = \sqrt{1.56^2 + 0.51^2}$ **= 1.64 MPa**

$\bar{\tau}^- = \min\left(\frac{0.2.fc28}{\gamma_b}\text{ MPa} ; 5\text{MPa}\right) = 3.33\text{MPa}$

T_u **=1.64 MPa** $\leq$ $\bar{T}_u^-$ **= 3.33MPa** ..... **verifiee.**

Schéma de ferraillage :



Figure(9): Schéma de ferraillage de la poutre palière.

Les planchers :

Les planchers sont des éléments horizontaux de la structure capables de reprendre les charges verticales.

On peut considérer les corps creux comme des poids morts n'interviennent pas dans la résistance de l'ouvrage.

Plancher = Poutrelles + Corps creux + Dalle de compression.

Les méthodes Utilisées :

a. Méthode Forfaitaire :

❖ **Domaine d'application :**

La méthode forfaitaire s'applique aux poutres, poutrelles et dalle supportant des charges d'exploitations modérées **($Q \leq 2G$** ou **$Q < 5000N/m^2$).**

Cette méthode s'applique aux éléments fléchis remplissant les conditions suivantes :

- ✓ Les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans les déférentes travées en continuité.
- ✓ Les portées successives sont dans un rapport comprises entre **0.8** et **1.25**
- ✓ La fissuration ne compromet pas la tenue du béton arme ni celle de ses revêtements.

❖ **Principe de la méthode forfaitaire :**

➢ **Les moments fléchissant :**

– **En travée :**

- $M_t + \frac{Mw+Me}{2} \geq$ **max** $\begin{cases} \textbf{(1+0.3}\alpha\textbf{)}\ M_0 \\ \textbf{1.05}M_0 \end{cases}$
- $M_t \geq \frac{1.2+0.3\alpha}{2} \times M_0$ pour une travée de rive
- $M_t \geq \frac{1+0.3\alpha}{2} \times M_0$ pour une travée intermédiaire

Avec : $M_0 = \frac{pL^2}{8}$; $\alpha = \frac{Q}{Q+G}$

Soit :

M_0 **:** La valeur maximale du moment fléchissant dans la « travée de comparais»

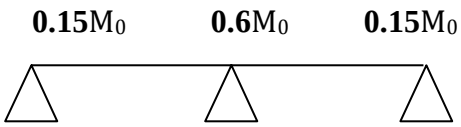
C'est-a-dire dans la travée indépendante de même portée libre que la travée considérée et soumise aux même charges.

M_w ; M_e ; M_t : Respectivement les valeurs absolues des moments sur appuis de Gauche et de droite, et M_t le montant maximal en travée qui sont près en compte dans les calculs de la travée considérée.

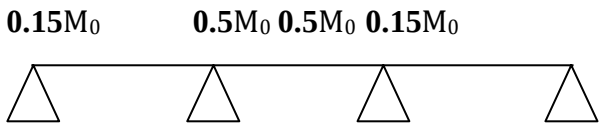
α : Le rapport des charges d'exploitations a la somme des charges permanentes et des charges d'exploitation.

– **En appuis:**

Cas de 02 travées :



Cas de 03 travées :



L_i L_{i+1}

Pour à plus de 3 travées :

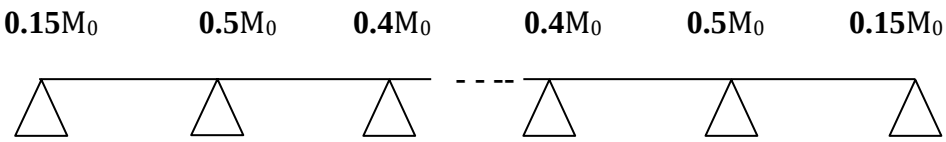


Figure (10): Les sollicitations (moments) sur les poutres continues

➢ **Les efforts tranchants :**

En supposant la discontinuité entre les travées. Dans ce cas l'effort tranchant hyperstatique est confondu avec l'effort tranchant isostatique sauf pour le premier appui intermédiaire où l'on tient compte des moments de continuité en majorant l'effort tranchant isostatique V_0 avec :

15 % pour une poutre à deux travées et **10 %** pour une poutre à plus de deux travées.

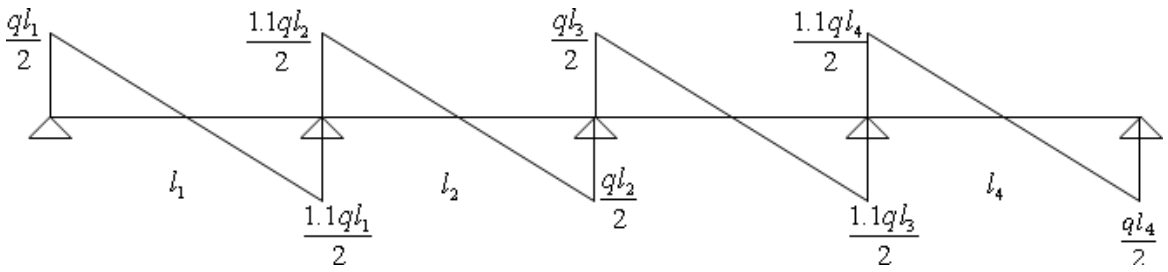


Figure (11): Effort tranchant d'une poutre à plus de 2 travées

Si la première condition n'est pas vérifiée, on applique la méthode de CAQUOT (plancher à surcharges élevées).

b. Méthode de Caquot :

❖ **Domaine d'application** :

La méthode s'applique essentiellement aux poutres - planchers des constructions industrielles, c'est-à-dire pour des charges d'exploitation élevées : **Q > 2G ou Q > 5KN/m².**

Elle peut aussi s'appliquer lorsqu'une des trois conditions de la méthode forfaitaire n'est pas validée (Inerties variables ; diérèse de longueur entre les portées Supérieure à 25% ; fissuration préjudiciable ou très préjudiciable). Dans ce cas, il faut Appliquer la méthode de Caquot minorée qui consiste à prendre **G' = 2/3G** pour le calcul des moments sur appui.

❖ **Principe de la méthode :**

La méthode proposée par **Albert Caquot** tient compte :

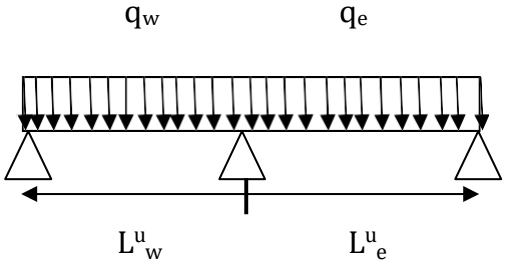
- ✓ De la variation du moment d'inertie due aux variations de la largeur de la table de Compression, en réduisant légèrement les moments sur appui et en augmentant proportionnellement ceux en travée.
- ✓ De l'amortissement de l'effet des chargements des poutres en BA, en ne considérant.

Que les travées voisines de l'appui pour déterminer le moment sur appui. Soit l'appui numéro i d'une poutre continue, entoure par les deux travées ouest **(w)** et
Est **(e)** de longueurs respectives L_w et L_e ; ces travées supportent :

➢ **Moments sur appuis**

On calcule les quantités suivantes :
La longueur réduite de chaque travée L^u **:**

- L^u = **L .....** Pour les deux travées de rive.
- L^u **=0.8 L .....** Pour les travées intermédiaires.
- Le moment sur l'appui (calcule ici en value absolue)



➢ **Moments en appui :**

$M_a = -\mathbf{0.15}M_0$ Appui de rive, avec : $M_0 = \frac{qL^2}{8}$.

$M_a = \frac{P_w \times L_w^{F3} + P_e \times L_e^{F3}}{8.5(L^F_w + L^F_e)}$ Appui intermédiaire.

– **Moments en travée :**

$$X = \frac{L}{2} + \frac{M_e - M_w}{q.L}$$

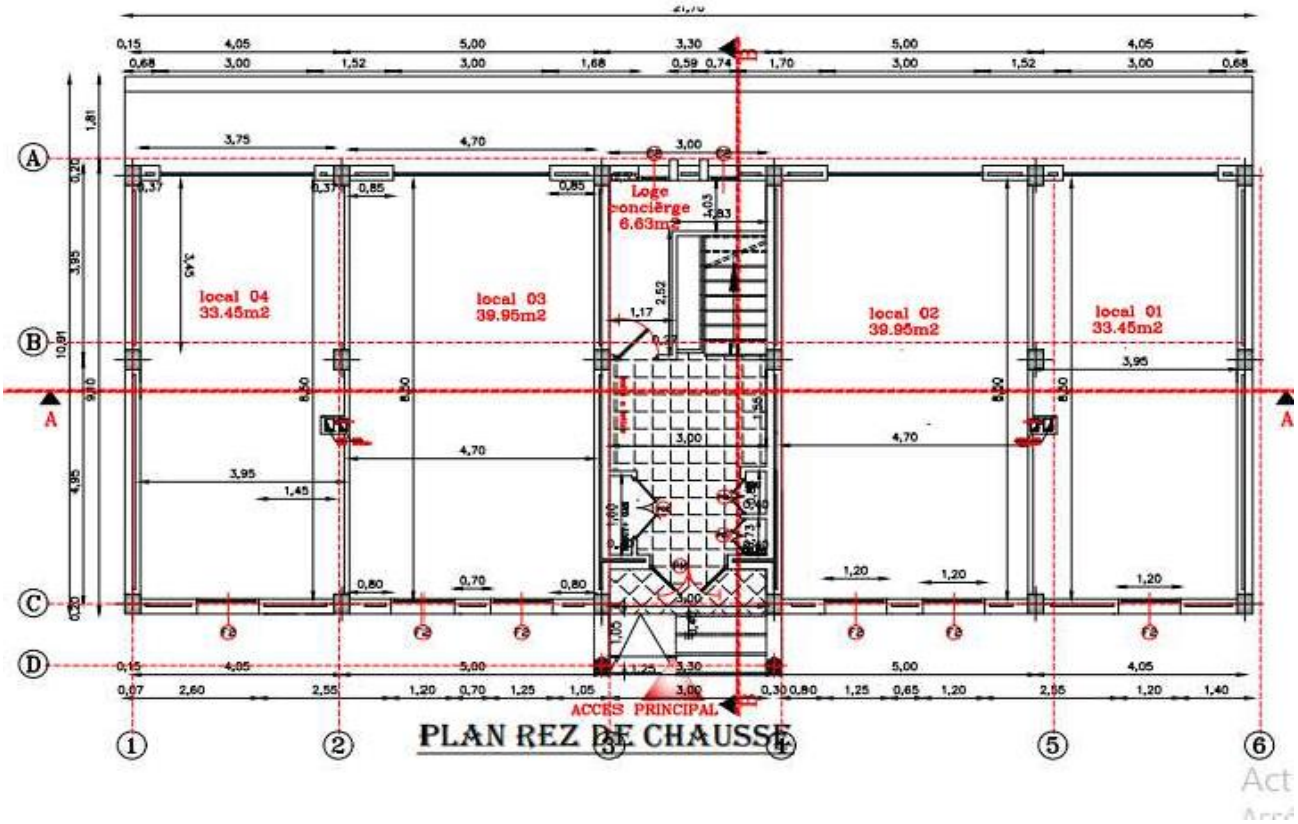
$$M_t = \frac{-P \times x^2}{2} + \frac{P \times L}{2}\, x + M_w\left(1 - \frac{X}{L}\right) + M_e \frac{X}{L}$$

– **Effort tranchant :**

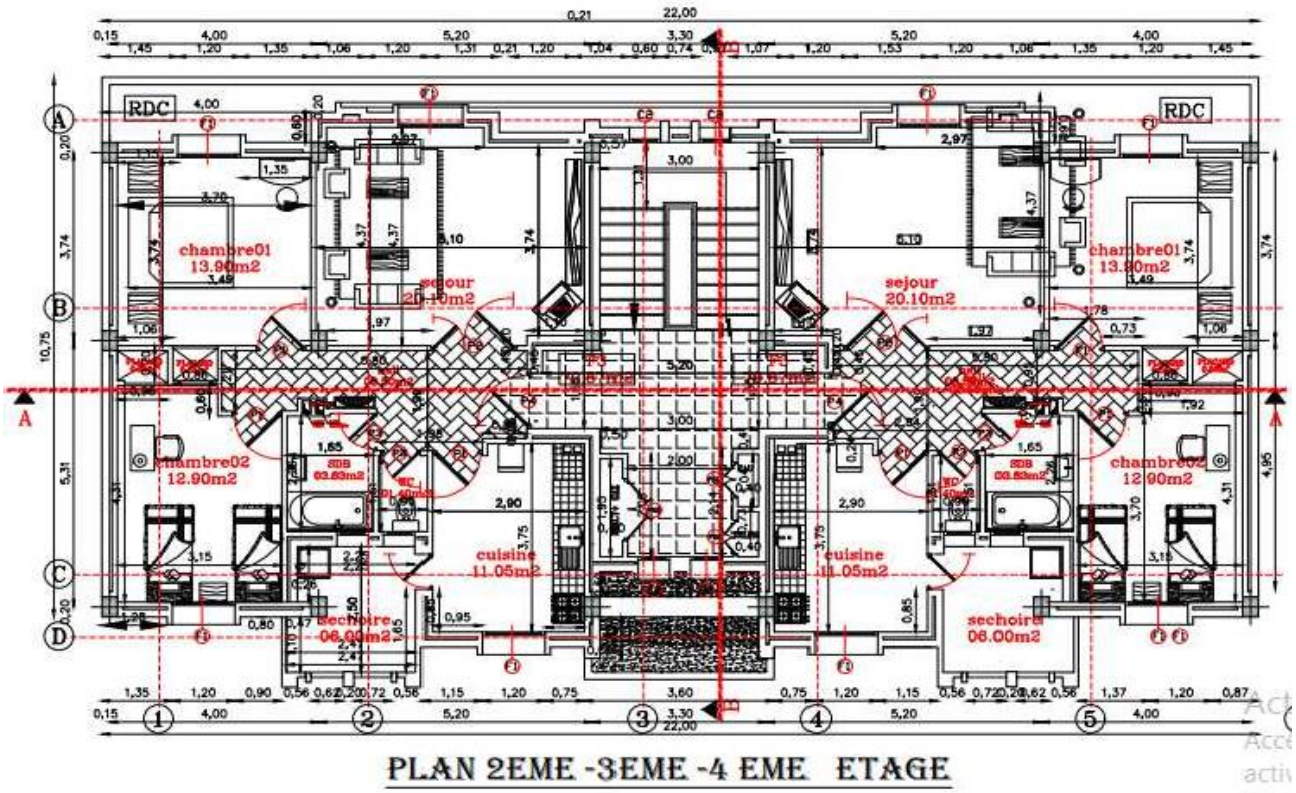
$$T_w = \frac{P.L}{2} + \frac{M_e - M_w}{L}$$

$$T_e = -\frac{P.L}{2} + \frac{M_e - M_w}{L}$$

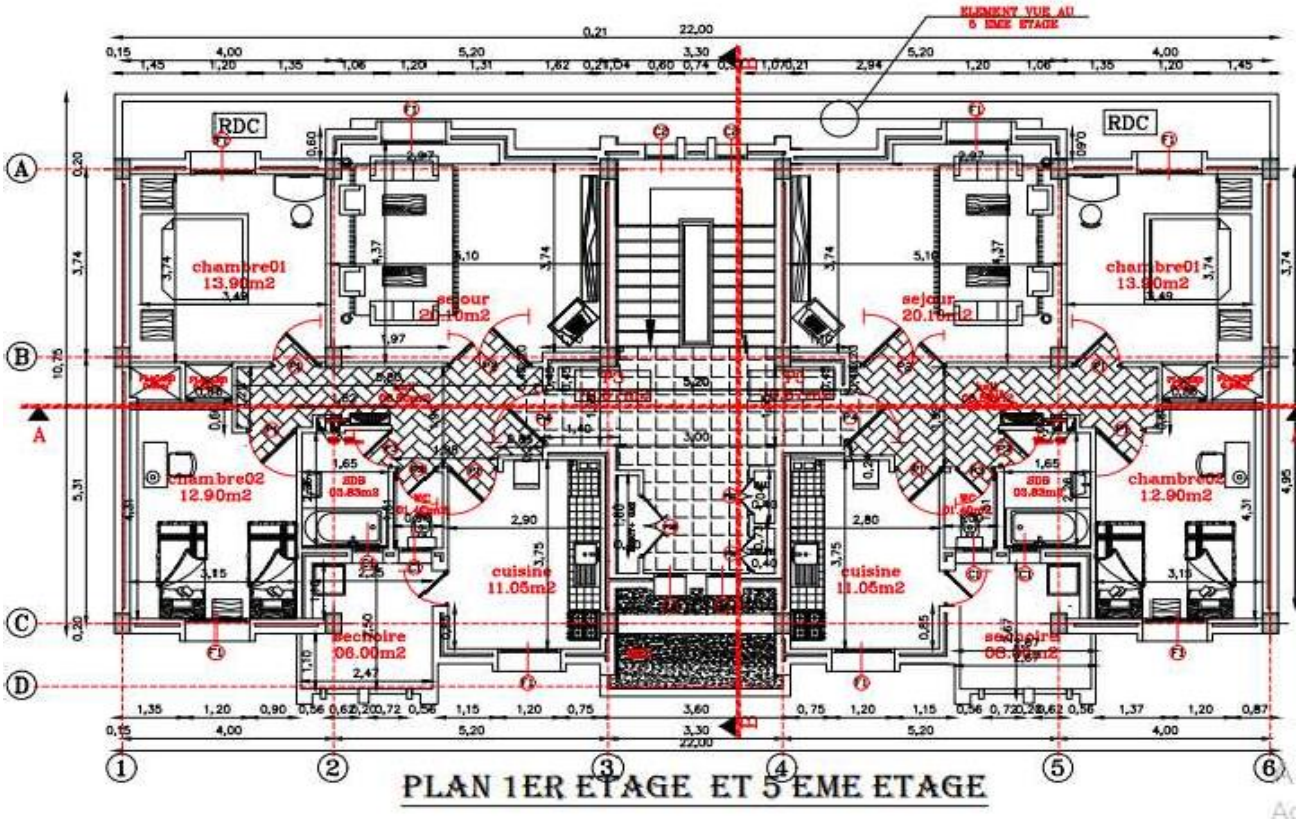
(T_w ;T_e) : Effort tranchant sur les appuis de gauche et droite respectivement dans La travée considérée.



Figure(12): Plan de Rez de Chaussé



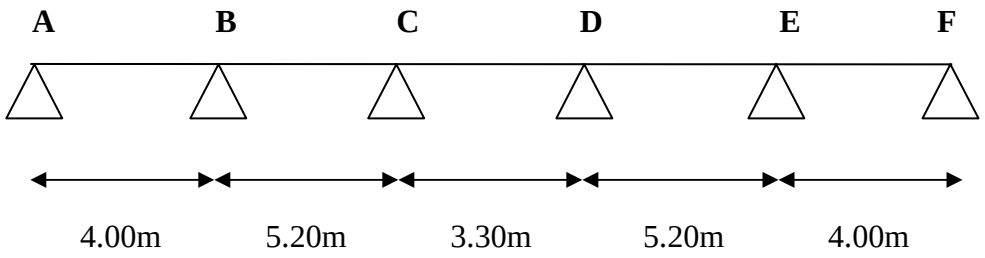
Figure(13): Plan 2ème-3ème-4ème étages.



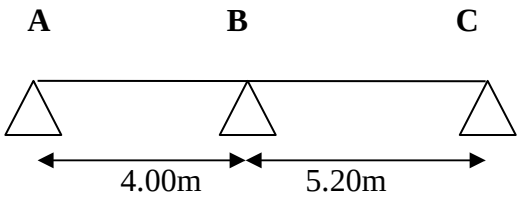
Figure(14): Plan 1ère et 5ème étages**.**

Types de poutrelles :

1. **Type01 :**

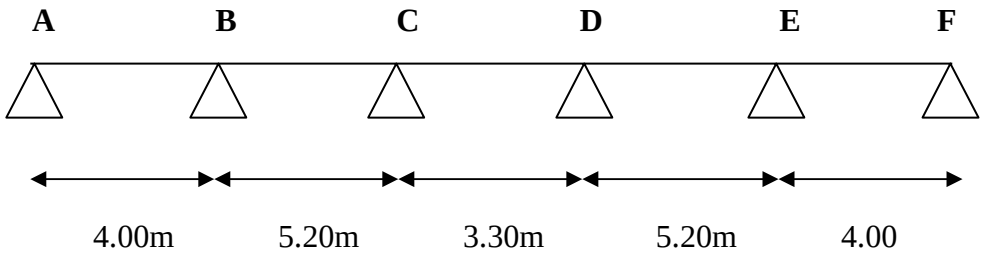


2. **Type02 :**

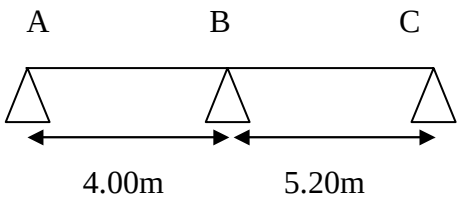


Calcul Des Sollicitations :

1. **Type 01 :**



2. **Type 2 :**



➢ **Vérification des conditions de la méthode forfaitaire :**

- 1ère condition : Q = 1 KN/m ≤ 5 KN/m ..... vérifiée.
- 2ème condition : I = constant .....vérifiée.
- 3ème condition : $0.8 \leq \frac{Li}{Li+1} \leq 1.25 \Rightarrow 0.8 \leq \frac{4.00}{5.20} \leq 1.25 \Rightarrow 0.8 \leq 0.76 \leq 1.25$ …….non vérifiée.

Les conditions d'application ne sont pas vérifiées, on utilise la méthode de Caquot.

➢ **Evaluation des charges et surcharges :**

$$\begin{cases} q_u = (1{,}35G + 1{,}5Q) \quad ; \quad p_u = 0.65 q_u \\ q_s = (G+Q) \quad ; \quad p_s = 0.65 q_s \end{cases}$$

Tableau (2): Les Charges appliquées dues aux Plancher à Corps Creux.

			ELU		ELS	
désignation	**G (KN/m²)**	**Q (KN/m²)**	**q_u(kN/m²)**	**p_u(kN/ml)**	**q_s(kN/m²)**	**p_s(kN/ml)**
Terrasse inaccessible	**6.33**	**1**	**10.05**	**6.53**	**7.33**	**4.76**
Etage courant	**5.38**	**1.5**	**9.51**	**6.18**	**6.88**	**4.47**

Etage Terrasse :

1. **Calcul des moments sur appuis :**

   a. **Appuis de rives :**

G = 6.33 KN/m² ; G^u **= 2/3G = 4.22 KN/m²**

$$\begin{cases} q_u = 1.35(4.22) + 1.5(1) = 7.2 KN/m^2 & p_u = 0.65(7.2) = 4.68 KN/ml \\ q_s = (4.22+1) = 5.22 KN/m^2 & p_s = 0.65(5.22) = 3.4 KN/ml \end{cases}$$

– **Appuis A et F**

$M_A = M_F = 0$ Les moments fictifs $M_A = M_F = -0.15 M_0$

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

– **ELU :**

Travée A-B : $M_0 = \frac{4.68 \times 4^2}{8}$ **= 9.36KN.m**

Travée E-F : $M_0 = \frac{4.68 \times 4^2}{8}$ **= 9.36KN.m**

– **ELS :**

Travée A-B : $M_0 = \frac{3.4\times4^2}{8}$ **= 6.8KN.m**

Travée E-F : $M_0 = \frac{3.4\times4^2}{8}$ **= 6.8KN.m**

Tableau (3) : Les moments sur appuis de rives (plancher terrasse).

	ELU	**ELS**
La charge P (KN/ml)	4.68	3.4
M_0	9.36	6.8
- 0,15M_0	-1.4	-1.02

b. Appuis intermédiaires :

$$M_a = \frac{P_w \times L_w^{F3} + P_e \times L_e^{F3}}{8.5(L^F_w + L^F_e)}$$

Tableau (4) : Les moments sur appuis intermédiaires (plancher terrasse).

Appuis	**A**	**B**	**C**	**D**	**E**	**F**
L(m)	4.00	5.20	3.30	5.20	4.00	/
L_w^u **(m)**	0	4.00	4.16	2.64	4.16	4.00
L_e^u **(m)**	4.00	4.16	2.64	4.16	4.00	0
P_u **(KN/ml)**	4.68	4.68	4.68	4.68	4.68	4.68
P_s **(KN/ml)**	3.4	3.4	3.4	3.4	3.4	3.4
$M_{a,u}$ **(KN.m)**	0	-9.17	-7.31	-7.31	-9.17	0
$M_{a,ser}$ **(KN.m)**	0	-6.66	-5.31	-5.31	-6.66	0

2. Calcul des Moments en travée et l'effort tranchant :

(Pour les calculs on utilise G et non pasG^u)

Moments en travée :

$$X = \frac{L}{2} + \frac{M_e - M_w}{P.L} \quad ; \quad M_t = \frac{-P\,x^2}{2} + \frac{P.L}{2}\,x + M_w\left(1 - \frac{x}{L}\right) + M_e\frac{x}{L}$$

Effort tranchant :

$$T_d = -\frac{P.L}{2} + \frac{M_e - M_w}{L} \quad ; \quad T_g = \frac{P.L}{2} + \frac{M_e - M_w}{L}$$

– **ELU :**

Tableau (5) : Les moments et efforts tranchants à ELU.

Travées	M_w	M_e	p_u	**L**	**X**	M_t	T_e	T_w
AB	0	-9.17	6.53	4	1.64	8.87	-15.35	10.76
BC	-9.17	-7.31	6.53	5.20	2.65	13.84	-16.62	17.33
CD	-7.31	-7.31	6.53	3.30	1.65	1.57	-10.77	10.77
DE	-7.31	-9.17	6.53	5.20	2.54	13.84	-17.33	16.62
EF	-9.17	0	6.53	4	2.35	8.87	-10.76	15.35

– **ELS :**

Tableau (6) : Les moments et efforts tranchants à ELS.

Travées	M_w	M_e	P_u	**L**	**X**	M_t	T_e	T_w
AB	0	-6.66	4.76	4	1.65	6.48	-11.18	7.85
BC	-6.66	-5.31	4.76	5.20	2.65	10.11	-12.11	12.63
CD	-5.31	-5.31	4.76	3.30	1.65	1.16	-7.85	7.85
DE	-5.31	-6.66	4.76	5.20	2.54	10.11	-12.63	12.11
EF	-6.66	0	4.76	4	2.34	6.48	-7.85	11.18

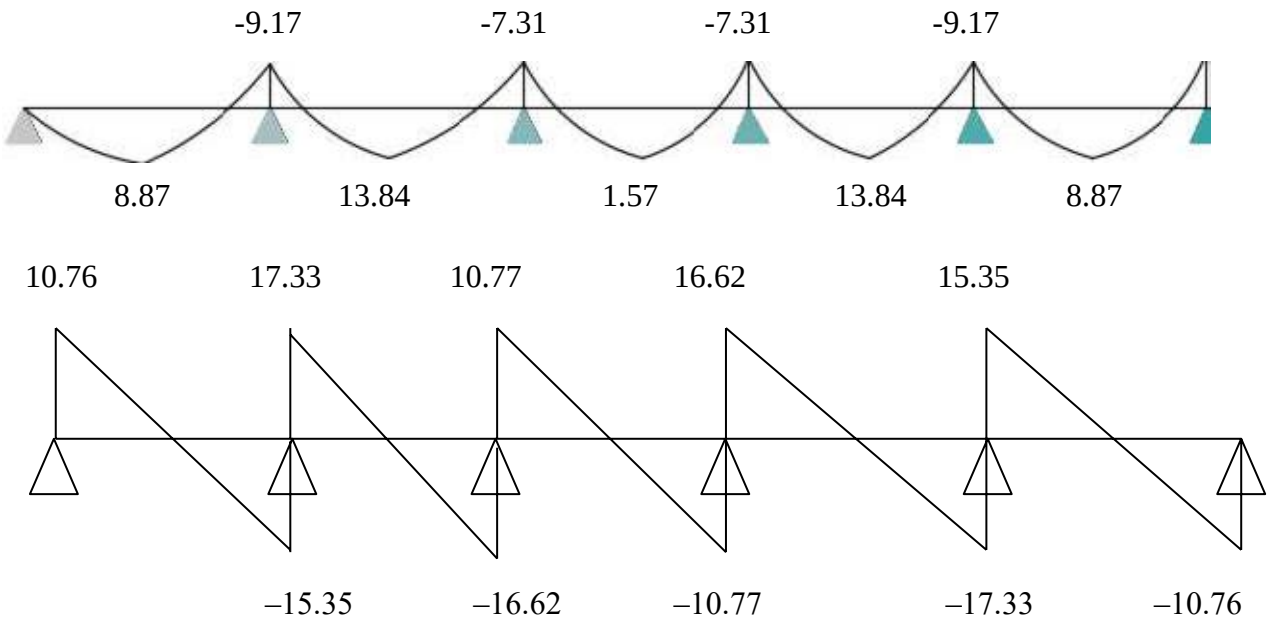
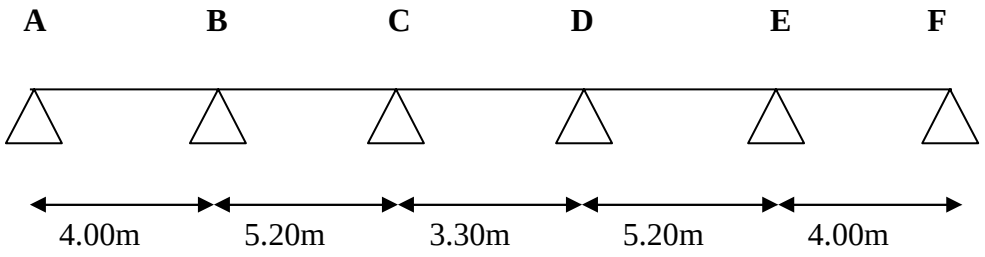


Figure (15) : Diagramme des Moments et Efforts Tranchants à ELU.

Etage courant :

- **Type01 :**



1. **Calcul des moments sur appuis :**
   a. **Appuis de rives :**

G = 5.38KN/m² ; G^u **= 2/3G = 3.58 KN/m²**

q_u= 1.35 (3.58) +1.5 (1.5) = 7.08KN/m² p_u= 0.65 (7.08) =4.60KN/ml

q_s= (3.58+1.5)= 5.08KN/m² p_s= 0.65 (5.08) =3.30KN/ml

– **Appuis A et F**

$M_A = M_F = 0$ Les moments fictifs $M_A = M_F = -0.15M_O$

Avec : $M_O = \frac{pL^2}{8}$

- **ELU :**

Travée A-B : $M_0 = \frac{4.60 \times 4^2}{8}$ **= 9.2KN.m**

Travée E-F : $M_0 = \frac{4.60 \times 4^2}{8}$ **= 9.2KN.m**

- **ELS :**

Travée A-B : $M_0 = \frac{3.3 \times 4^2}{8}$ **= 6.6KN.m**

Travée E-F : $M_0 = \frac{3.3 \times 4^2}{8}$ **= 6.6KN.m**

Tableau (7) : Les moments sur appuis de rives (plancher terrasse).

	ELU	**ELS**
La charge P (KN/ml)	**4.60**	**3.3**
M_0	**9.2**	**6.6**
- 0,15M_0	**-1.38**	**-0.99**

b. Appuis intermédiaires :

$$M_a = \frac{P_w \times L_w^{F3} + P_e \times L_e^{F3}}{8.5(L^F_w + L^F_e)}$$

Tableau (8) : Les moments sur appuis intermédiaires (plancher terrasse).

Appuis	**A**	**B**	**C**	**D**	**E**	**F**
L(m)	4.00	5.20	3.30	5.20	4.00	/
L_w^u**(m)**	0	4.00	4.16	2.64	4.16	4.00
L_e^u**(m)**	4.00	4.16	2.64	4.16	4.00	0
P_u **(KN/ml)**	4.60	4.60	4.60	4.60	4.60	4.60
P_s **(KN/ml)**	3.3	3.3	3.3	3.3	3.3	3.3
$M_{a,u}$ **(KN.m)**	0	-9.01	-7.19	-7.19	-9.01	0
$M_{a,ser}$**(KN.m)**	0	-6.47	-5.16	-5.16	-6.47	0

2. Calcul des Moments en travée et l'effort tranchant :

(Pour les calculs on utilise G et non pasG^u), Moments en travée :

$$X=\frac{L}{2}+\frac{M_e-M_w}{P.L} \quad ; \quad M_t=\frac{-P\,x^2}{2}+\frac{P.L}{2}\,x+M_w\left(1-\frac{X}{L}\right)+M_e\frac{X}{L}$$

Effort tranchant :

$$T_d=-\frac{P.L}{2}+\frac{M_e-M_w}{L} \quad ; \quad T_g=\frac{P.L}{2}+\frac{M_e-M_w}{L}$$

– **ELU :**

Tableau (9) : Les moments et efforts tranchants à ELU.

Travées	M_w	M_e	P_u	**L**	**X**	M_t	T_e	T_w
AB	0	-9.01	6.18	4	1.63	8.26	-14.61	10.10
BC	-9.01	-7.19	6.18	5.20	2.65	12.79	-15.71	16.41
CD	-7.19	-7.19	6.18	3.30	1.65	1.22	-10.19	10.19
DE	-7.19	-9.01	6.18	5.20	2.54	12.79	-16.41	15.71
EF	-9.01	0	6.18	4	2.36	8.26	-10.10	14.61

– **ELS :**

Tableau (10) : Les moments et efforts tranchants à ELS.

Travées	M_w	M_e	P_u	**L**	**X**	M_t	T_e	T_w
AB	0	-6.47	4.47	4	1.63	5.99	-10.55	7.32
BC	-6.47	-5.16	4.47	5.20	2.65	9.30	-11.37	11.87
CD	-5.16	-5.16	4.47	3.30	1.65	0.92	-7.37	7.37
DE	-5.16	-6.47	4.47	5.20	2.54	9.30	-11.87	11.37
EF	-6.47	0	4.47	4	2.36	5.99	-7.32	10.55

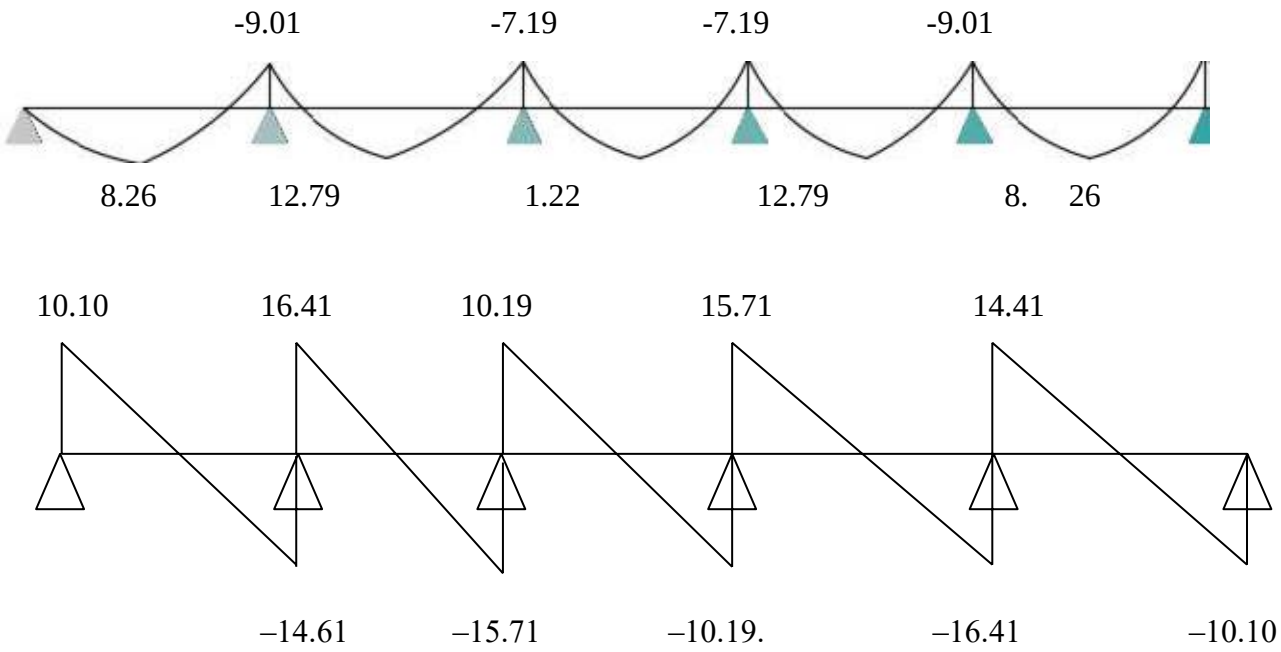
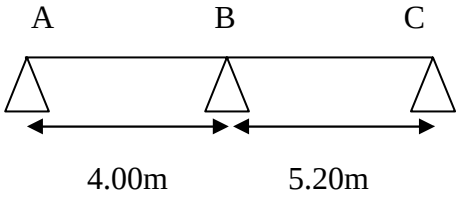


Figure (16) : Diagramme des Moments et Efforts Tranchants à ELU.

➢ **Type 2 :**



1. Calcul des moments sur appuis :

a. Appuis de rives :

G = 5.38KN/m² ; G^u = 2/3G = 3.58 KN/m²

q_u= 1.35 (3.58)+1.5 (1.5) = 7.08KN/m² p_u= 0.65 (7.08) =4.60KN/ml

q_s= (3.58+1.5)= 5.08KN/m² p_s= 0.65 (5.08) =3.3KN/ml

– **Appuis A et C**

$M_A = M_€ = 0$ Les moments fictifs $M_A = M_€ = -0.15M_0$

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

– **ELU :**

Travée A-B : $M_0 = \frac{4.60 \times 4^2}{8}$ **=9.2KN.m**

Travée B-C : $M_0 = \frac{4.60 \times 5.20^2}{8}$ **=15.54KN.m**

– **ELS :**

Travée A-B : $M_0 = \frac{3.3 \times 4^2}{8}$ **=6.6KN.m**

Travée B-C : $M_0 = \frac{3.3 \times 5.20^2}{8}$ **=11.15KN.m**

Tableau (11) : Les moments sur appuis de rives (plancher étage).

Travée	**Pu (KN/ml)**	**Ps (KN/ml)**	M_0 **(ELU)**	M_0 **(ELS)**	**-0,15**M_0 **(ELU)**	**-0,15**M_0 **(ELS)**
A-B	4.60	3.3	9.20	6.6	-1.38	-0.99
B-C	4.60	3.3	15.54	11.15	-2.33	-1.67

b. Appuis intermédiaires :

$$M_a = - \frac{P_w \times L_w^{F3} + P_e \times L_e^{F3}}{8.5(L^F_w + L^F_e)}$$

Tableau (12) : Les moments sur appuis intermédiaires (plancher étage).

Appuis	**A**	**B**	**C**
L(m)	4.00	5.20	/
L_w^u **(m)**	0	4.00	5.20
L_e^u **(m)**	4.00	5.20	0
P_u **(KN/ml)**	4.60	4.60	4.60
P_s **(KN/ml)**	3.3	3.3	3.3
$M_{a,u}$ **(KN.m)**	0	-12.03	0
$M_{a,ser}$ **(KN.m)**	0	-8.63	0

2. Calcul des Moments en travée et l'effort tranchant :

(Pour les calculs on utilise G et non pasG^u). Moments en travée :

$$X=\frac{L}{2}+\frac{M_e-M_w}{P.L} \quad ; \quad M_t=\frac{-P\,x^2}{2}+\frac{P.L}{2}\,x+M_w\left(1-\frac{X}{L}\right)+M_e\frac{X}{L}$$

Effort tranchant :

$$T_w=\frac{P.L}{2}+\frac{M_e-M_w}{L} \quad ; \quad T_e=-\frac{P.L}{2}+\frac{M_e-M_w}{L}$$

– **ELU :**

Tableau (13) : Les moments et efforts tranchants à ELU.

Travées	M_w	M_e	P_u	**L**	**X**	M_t	T_e	T_w
AB	0	-12.03	6.18	4.00	1.51	7.07	-15.36	9.35
BC	-12.03	0	6.18	5.20	2.97	15.30	-13.75	18.38

– **ELS :**

Tableau (14) : Les moments et efforts tranchants à ELS.

Travées	M_w	M_e	P_u	**L**	**X**	M_t	T_e	T_w
AB	0	-8.63	4.47	4.00	1.51	5.14	-11.09	6.78
BC	-8.63	0	4.47	5.20	2.97	11.10	-9.96	13.25

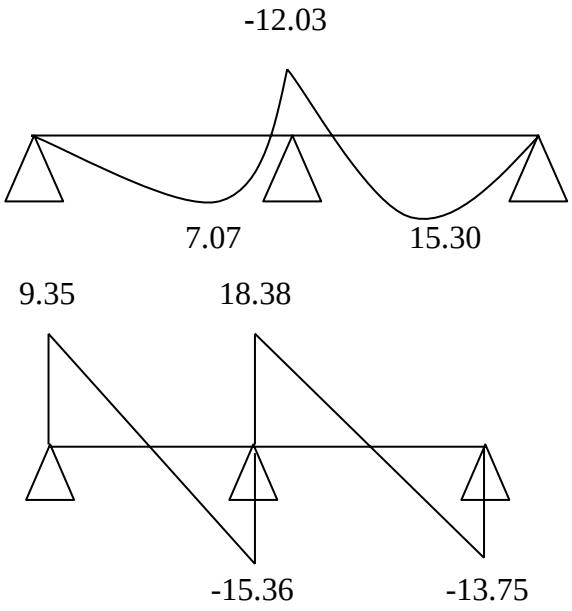


Figure (17) : Diagramme des Moments et Efforts Tranchants à ELU.

Les sollicitations maximums :

- **ELU :**

Tableau(15) : Les sollicitations maximums à ELU.

Désignations	M_t **(KN.m)**	M_a **(KN.m)**	**V (KN)**
Terrasse	13.84	9.17	17.33
Etage Courant (Type01)	12.79	9.01	16.41
Etage Courant (Type02)	15.30	12.03	18.38

- **ELS :**

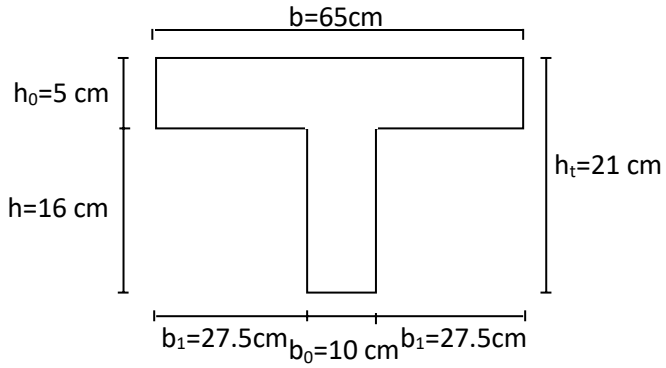
Tableau(16) : Les sollicitations maximums à ELS.

Désignations	M_t **(KN.m)**	M_a **(KN.m)**	**V (KN)**
Terrasse	10.11	6.66	12.63
Etage Courant (Type01)	9.30	6.41	11.87
Etage Courant (Type02)	11.10	8.63	13.25

Ferraillages des poutrelles :

On prend le cas le plus sollicité des planchers : Etage courant type 02.

1. Ferraillage longitudinale :



b = 65 cm ; c = 2cm ; h = 21cm ; d = h-c = 19 cm ; b_0 = 10 cm

a. Calcul à ELU :

– **Calcul des armatures longitudinales:**

➢ **Ferraillage en travée :**

On a M_{ut} **=15.30KN.m**

$M_T = \sigma_{bc} \times b \times h_0(d - \frac{h0}{2}) = 14.17 \times 650 \times 50\ (190 - \frac{50}{2}) = 75.98KN.m$

$M_T > M_{ut}$ D'où la section se calcule comme une section rectangulaire de largeur **b** et de hauteur utile $\mathbf{h_t}$.

$\mu = \frac{M_u}{bd^2.o_{bc}}$ avec : $\sigma_{bc} = \frac{0.85fc28}{0y_b}$ et 8= 1 ; γ_b = 1.5 ⟹ $\sigma_{bc} = \frac{0.85\times 25}{1.5} = 14.17$ MPa

$\mu = \frac{15.30 \times 10^3}{(0.65 \times 190^2 \times 14.17)} = 0.046$

μ = 0.046 < μl = 0.392 ⟹ A^u =0 (les armatures comprimées ne sont pas nécessaire).

$\alpha = 1.25\ (1 - \sqrt{1 - 2\mu})$ ⟹ $\alpha = 1.25\ (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.046})$ ⟹ **α =0.058**

$z = d\ (1 - 0.4\alpha)$ ⟹ $z = 19(1 - 0.4 \times 0.058)$ ⟹ **z =18.55 cm**

$A_u = \frac{Mu}{z.o_s}$ avec : $\sigma_s = \frac{fe}{y_s}$ e t γ_s =1.15 ⟹ $\sigma_s = \frac{400}{1.15} = 348$ MPa

$A_u = \frac{15.30 \times 10^3}{(18.55 \times 10^{-2} \times 348)} = 2.36cm^2$

A_u **=2.36cm²**

❖ **Condition de Non Fragilité :**

$f_{tj} = 0{,}6 + 0{,}06\ f_{cj} = 0.6 + 0.06\ (25) = 2{,}1$ MPa

$A_{min} \geq 0{,}23 b.d.\ f_{tj(28)} / f_e$ ⟹ $A_{min} \geq 0.23 \times 65 \times 19 \times 2.1 / 400$

$A_{min} \geq 1.49\ cm^2$

$A_{ut} = \max(A_u, A_{min}) = \max(2.36cm^2 ; 1.49\ cm^2)$

A_{ut} **=2.36cm²**

On adopte : **3HA12 Soit A_s = 3.39cm²**

➢ **Ferraillage en appui :**

- **Appuis intermédiaires :**

La table de compression est tendue, un béton tendu n'intervient pas dans la résistance donc le calcul se ramène à une section rectangulaire b_0 ; h.

M_{ua} **= -12.03KN.m**

$\mu = \frac{M_{ua}}{b_0 d^2 . o_{bc}}$ avec : $\sigma_{bc} = \frac{0.85 f_{c28}}{0 y_b}$ et $\theta = 1$; $\gamma_b = 1.5$ $\Longrightarrow$ $\sigma_{bc} = \frac{0.85 \times 25}{1.5} = 14.17$ MPa

$\mu = \frac{12.03 \times 10^3}{(0.1 \times 190^2 \times 14.17)} = 0.235$

$\mu = 0.235 < \mu_l = 0.392$ $\Longrightarrow$ $A^u = 0$ (les armatures comprimées ne sont pas nécessaire).

$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu})$ $\Longrightarrow$ $\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.235})$ $\Longrightarrow$ **$\alpha = 0.340$**

$z = d (1 - 0.4\alpha)$ $\Longrightarrow$ $z = 19(1 - 0.4 \times 0.340)$ $\Longrightarrow$ **$z = 16.41$ cm**

$A_u = \frac{Mu}{z.o_s}$ avec : $\sigma_s = \frac{fe}{y_s}$ et $\gamma_s = 1.15$ $\Longrightarrow$ $\sigma_s = \frac{400}{1.15} = 348$ MPa

$A_u = \frac{12.03 \times 10^3}{(16.41 \times 10^{-2} \times 348)} = 2.10\ cm^2$

$A_u = 2.10\ cm^2$

❖ **Condition de Non Fragilité :**

$f_{tj} = 0{,}6 + 0{,}06\ f_{cj} = 0.6 + 0.06\ (25) = 2{,}1$ MPa

$A_{min} \geq 0{,}23 b_0 . d .\ f_{tj(28)} / f_e$ $\Longrightarrow$ $A_{min} \geq 0.23 \times 10 \times 19 \times 2.1 / 400$

$A_{min} \geq 0.22 cm^2$

$A_{ua} = \max (A_{ua}, A_{min}) = \max (2.10 cm^2 ; 0.22\ cm^2)$

$A_{ua} = 2.10 cm^2$

On adopte : **2HA12 Soit $A_S = 2.26 cm^2$**

- **Appui de rive :**

La table de compression est tendue, un béton tendu n'intervient pas dans la résistance donc le calcul se ramène à une section rectangulaire b_0 ; h.

M_{ua}^{rive} **= -2.33KN.m**

$\mu = \frac{M_{ua}}{b_0 d^2 . o_{bc}}$ avec : $\sigma_{bc} = \frac{0.85 fc28}{0 y_b}$ et 8= 1 ; γ_b = 1.5 $\Longrightarrow$ $\sigma_{bc} = \frac{0.85 \times 25}{1.5} = 14.17$ MPa

$\mu = \frac{2.33 \times 10^3}{(0.1 \times 190^2 \times 14.17)} = 0.045$

μ = 0.045 < μ_l = 0.392 $\Longrightarrow$ A^u =0 (les armatures comprimées ne sont pas nécessaire).

$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu})$ $\Longrightarrow$ $\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.045})$ $\Longrightarrow$ **α =0.058**

$z = d (1 - 0.4\alpha)$ $\Longrightarrow$ $z = 19(1 - 0.4 \times 0.058)$ $\Longrightarrow$ **z =18.55cm**

$A_u = \frac{Mu}{z.o_s}$ avec : $\sigma_s = \frac{fe}{y_s}$ et γ_s =1.15 $\Longrightarrow$ $\sigma_s = \frac{400}{1.15} = 348$ MPa

$A_u = \frac{2.33 \times 10^3}{(18.55 \times 10^{-2} \times 348)} = 0.36 \text{ cm}^2$

A_u = 0.36 cm²

On adopte : **1HA10 Soit A_{rive} = 0.78 cm²**

– **Vérifications nécessaires des poutrelles à l'ELU:**

- **Cisaillement :**

V_u **=18.38KN ; b_0 =10cm ; d=18 cm**

$\tau_u = \frac{Vu}{b_0 d} = \frac{18.38 \times 10^3}{100 \times 180} = 1.02$ MPa

T_u **=1.02 MPa**

Fissuration peu nuisible :

$\overline{\tau_u}$ = min ($\frac{0.2.fc28}{y_b}$ MPa ; 5MPa) = min ($\frac{0.2 \times 25}{1.5}$ MPa ; 5MPa) = min (3.33MPa ; 5MPa)

$\overline{T_u}$ **= 3.33MPa**

Donc : $T_u \leq \overline{T_u}$ pas de risque de rupture par cisaillement.

❖ **Armatures transversale :**

$Ø_t \leq$ min (Ø l ; h /35 ; b_o /10**)** cm = min (1 ; 21/35 ; 10/10)cm = min (1 ;0.6 ;1)cm

$Ø_t \leq$ 0.6cm

On prend : **$Ø_t$ =6mm Soit A_t = 2HA6 = 0.57cm²**

❖ **Espacement (St) :**

Pour les Armatures transversal en prend des étriées Ø6 $A_t = 0{,}57cm^2$

1) $S_t \leq \min\{0, 9d, 40cm\} \rightarrow St \leq 16{,}2cm$

2) $S_t \leq \frac{A_t \times F_e}{0.4 b_0} \rightarrow S_t \leq \frac{0.57 \times 400}{0.4 \times 10} \rightarrow St \leq 57cm$

3) $S_t \leq \frac{0.8 \times A_t \times f_e}{b_0 (\tau_u - 0.3 \times f_{t28}} \rightarrow S_t \leq \frac{0.8 \times 0.57 \times 400}{10(1.02 - 0.3 \times 2.1)} \rightarrow S_t \leq 46.76cm$

On prend : **St = 15 cm**

– **Vérification des armatures longitudinales A_l vis-à-vis de l'effort tranchant Vu:**

- **Appui de rive :**

$A_L^{min} \geq \frac{\gamma_s}{f_e} V_u \Longrightarrow A_L^{min} \geq \frac{1.15}{400} \times 18.38 \times 10^3$

$A_L^{min} \geq 0.528cm^2$

- **Appui intermédiaire:**

$A_L \geq \frac{\gamma_s}{f_e}\left(V_u + \frac{M_u^{intr}}{0.9 \times d}\right) \Longrightarrow A \geq \frac{1.15}{400}\left(18.38 \times 10^3 - \frac{12.03 \times 10^3}{0.9 \times 0.19}\right)$

A_L = **$-1.449cm^2 < 0$** ⟹ Pas de vérification à faire au niveau de l'appui intermédiaire, car l'effort est négligeable devant l'effet du moment

❖ **Vérification de la bielle:**

$\sigma_{bc} = \frac{2V_u}{a \times b_0} \leq \overline{\sigma_{bc}}$ avec : a = min (0.9d ;(40-4) cm) =17.1cm

Ce qui donne : $V_u \leq 0.267 \times a \times b_0 \times f_{c28}$ = 0.267×171×100×25 =114.14KN

V_u = 18.38 KN ≤ 114.14 KN ..... Vérifiée.

❖ **Vérification de la jonction table nervure:**

$T_l^u = \frac{b1 \times Vu}{0.9 \times b \times h_0 \times d} \leq \overline{\tau_u}$ **=3.33MPa**

Avec : $b_1 = \frac{b - b0}{2}$ = 27.5 cm

$\tau_l^u = \frac{275 \times 18.38}{0.9 \times 65 \times 5 \times 19}$ =0.909MPa

T_l^u **=0.909MPa ≤** $\overline{\tau_u}$ **=3.33MPa** ..... **Vérifiée.**

Donc, pas de risque de rupture à la jonction table nervure.

❖ **Vérification de l'Adhérence:**

On doit vérifier que : $\tau_{su} = \frac{Vu}{0.9d \times \sum U_i} \leq \overline{\tau_{su}}$

Tel que :

$\overline{\tau_{su}}$ **:** Contrainte limite d'adhérence.

$\sum U_i$ **:** La somme des périmètres des barres.

$\sum U_i = \pi (4Ø10 + 3Ø12) = 238.64mm$

$V_u = 18.30KN$

$\tau_{su} = \frac{V_u}{0.9d \times \sum U_i} = \frac{18.30 \times 10^3}{0.9 \times 190 \times 238.64} = 0.448MPa$

$\overline{\tau_{su}} = 0.6 \times \Psi^2 \times f_{t28}$ tel que : $\Psi = 1.5$ pour les aciers HA

$\overline{\tau_{su}} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835MPa$

$\tau_{su} = 0.448MPa \leq \overline{\tau_{su}} = 2.835MPa$ .....Vérifiée.

b. Vérifications à l'ELS:

✓ **Vérification Des Contraintes :**

1) Etat limite d'ouverture des fissures:

La fissuration est peu nuisible, donc la vérification n'est pas nécessaire.

2) Etat limite de compression du béton :

- **En travée** :

$M_{t.serv} = 11.10KN.m$

❖ **Position de l'axe neutre :**

b = 65cm ; As = 3.39cm2 ; d = 19cm

$H = \frac{b}{2} h_0^2 - 15 \times A^u (h_0 - d^u) - 15 \times A (d - h_0)$

$A^u = 0 \rightarrow H = \frac{b \times h_0^2}{2} - 15 \times A (d - h_0)$

$H = \frac{0.65 \times 0.05^2}{2} - 15 \times 3.39 \times 10^{-4} \times (0.19 - 0.05) = 1.006.10^{-4}$

H > 0 L'axe neutre passe par la table de compression ce qui implique un calcul d'une section rectangulaire b×h.

Calcul y :

$by^2/2 + nA^u(y - c^u) - n.A_s(d - y) = 0 \Longrightarrow 32.5y^2 - 15(3.39)(19 - y) = 0$

$32.5y^2 - 966.15 + 50.85y = 0$

y=4.7cm

❖ **Moment d'inertie :**

$I = \frac{b}{3}y^3 + nA^u (y - c^u) + n.A_s (d - y)^2 = \frac{65}{3}(4.70)^3 + 15 \times 3.39 (19 - 4.70)^2$

$I = 12647.81\ cm^4$

✓ **Vérification Contrainte de Béton :**

$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$

$\sigma_{bc} = \frac{M_s}{I} y = \frac{11.10 \times 10^2}{12647.81} \times 47 = 4.12 MPa$

$\overline{\sigma_{bc}} = 0.6\ f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 MPa$

$\sigma_{bc} = 4.12\ MPa \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15\ MPa$ .....vérifiée.

- **En Appuis intermédiaires :**

$M_{a.serv} = -8.63 KN.m$; $A_S = 2.26 cm^2$

❖ **Position de l'axe neutre :**

b = 65cm ; As = 2.35cm2 ; d = 19cm

$H = \frac{b}{2} h_0^2 - 15 \times A^u (h_0 - d^u) - 15 \times A (d - h_0)$

$A^u = 0 \rightarrow H = \frac{b \times h_0^2}{2} - 15 \times A (d - h_0)$

$H = \frac{0.65 \times 0.05^2}{2} - 15 \times 2.26 \times 10^{-4} \times (0.19 - 0.05) = 3.37.10^{-4}$

H > 0 L'axe neutre passe par la table de compression ce qui implique un calcul d'une section rectangulaire $b_0 \times h$.

Calcul y :

$b_0 y^2/2 + nA^u (y - c^u) - n.A_s (d - y) = 0 \Longrightarrow 5y^2 - 15 (2.26) (19 - y) = 0$

$5y^2 - 669.75 + 33.9y = 0$

y=8.45cm

❖ **Moment d'inertie :**

$I = \frac{b0}{3} y^3 + nA^u (y - c^u) + n.A_s (d - y)^2 = \frac{10}{3}(8.45)^3 + 15 \times 2.26 (19 - 8.45)^2$

$I = 5784.32 cm^4$

✓ **Vérification Contrainte de Béton :**

$o_{bc} \leq \overline{o_{bc}}$

$\sigma_{bc} = \frac{M_s}{I} y = \frac{8.63 \times 10^2}{5784.32} \times 84.5 = 12.60 MPa$

$\overline{\sigma_{bc}} = 0.6\, f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 MPa$

$o_{bc} = 12.60$ MPa $\leq \overline{o_{bc}} = 15$ MPa ..... vérifiée

3) Etat limite de déformation:

Le calcul des déformations est effectue pour évaluer les flèches dans l'intention de fixer les Contres flèches à la construction ou de limiter les déformations de service.

✓ **Vérification de la flèche:**

❖ **Conditions de la vérification de la flèche:**

Si l'une de ses conditions ci-dessous n'est pas satisfaite la vérification de la flèche devient nécessaire :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \quad \text{.....(1)}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 M_0} \quad \text{.....(2)}$$

$$\frac{A}{b_0.d} \leq \frac{4.2}{f_e} \quad \text{.....(3)}$$

On a : $\frac{h}{L} = \frac{21}{520} = 0.040 \leq \frac{1}{16} = 0.0625$ la condition n'est pas satisfaite donc on doit faire une vérification de la flèche.

La flèche totale est définie d'après le [BAEL91] (Article : B.6.5, 2) comme suit :

$\Delta f_T = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi}$

Avec :

f_{gv} **et** f_{gi} **:** la flèche de l'ensemble des charges permanentes (instantanée ou différes).

f_{ji}**:** La flèche de l'ensemble des charges permanentes avant la mise en œuvre des charges

f_{pi}**:** La flèche de l'ensemble des charges permanentes et surcharge d'exploitation (G+Q).

$$\bar{f} = \frac{L(m)}{500} \text{ si : } L<5m$$

$$\bar{f} = 0.5 + \frac{L(m)}{1000} \text{ si : } L>5m$$

Dans notre cas L = 5.20 m.

$\bar{f} = 0.5 + \frac{520}{1000} = 1.02cm$

Avec :

$$f_{ji} = \frac{M_{j.ser} \times L^2}{10 E_i I_{fji}} \quad ; \quad f_{pi} = \frac{M_{p.ser} \times L^2}{10 E_i I_{Fpi}}$$

$$f_{gv} = \frac{M_{g.ser} \times L^2}{10 E_v I_{Fgv}} \quad ; \quad f_{gi} = \frac{M_{g.ser} \times L^2}{10 E_i I_{Fgi}}$$

Avec :

$E_i = 11000(f_{c28})^{1/3} = 32164.2MPa$

$E_v = 3700(f_{c28})^{1/3} = 10818.86MPa$

$A_s = 3.39cm^2$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \times f_{t28}}{q(2+3\frac{b_0}{b})} \quad (1)$$

$$\lambda_v = \frac{0.02 \times f_{t28}}{q(2+3\frac{b_0}{b})} = 0.4\lambda_i \quad (2)$$

(1) : Pour la déformation instantanée.

(2) : Pour la déformation différée

$$\rho = \frac{A_s}{b_0 \times d} = \frac{3.39}{10 \times 19} = 0.017$$

Donc :

$$\lambda_i = \frac{0.05 \times f_{t28}}{q(2+3\frac{b_0}{b})} = \frac{0.05 \times 2.1}{0.017(2+3\frac{10}{65})} = 2.50$$

$\lambda_v = 0.4\lambda_i = 0.4 \times 2.50 = 1$

Moment d'inertie de la section totale homogène :

$$I_0 = \frac{bh^3}{12} + 15\left[A\left(\frac{h}{s} - \frac{d}{2}\right)^2 + A^u\left(\frac{h}{s} - d^u\right)^2\right]$$

$$A^u_s = 0 \Longrightarrow I_0 = \frac{bh^3}{12} + 15A\left(\frac{h}{s} - \frac{d}{2}\right)^2$$

$$I_0 = \frac{65 \times 21^3}{12} + 15 \times 3.39\left(\frac{21}{s} - \frac{19}{2}\right)^2 = 53837.66cm^4$$

- **Evaluation des moments en travée :**

q_{jser}= 0.65×G : La charge permanente qui revient à la poutrelle sans la charge de Revêtement.

q_{jser}= 0.65×2.8 =1.82KN/ml

q_{gser}= 0.65×G : La charge permanente qui revient à la poutrelle.

q_{gser}= 0.65×5.38 = 3.497KN/ml

q_{pser}= 0.65× (G+Q) : La charge permanente et la surcharge d'exploitation.

q_{pser}= 0.65× (5.38+1.5) = 4.47KN/ml

$M_{jser} = 0.75\times\frac{q_{jser}\times L^2}{8} \Longrightarrow M_{jser} = 0.75\times\frac{1.82\times5.20^2}{8} = 4.61KN.m$

$M_{gser} = 0.75\times\frac{q_{gser}\times L^2}{8} \Longrightarrow M_{jser} = 0.75\times\frac{3.497\times5.20^2}{8} = 8.86KN.m$

$M_{pser} = 0.75\times\frac{q_{p.ser}\times L^2}{8} \Longrightarrow M_{jser} = 0.75\times\frac{4.47\times5.20^2}{8} = 11.33KN.m$

- **Contraintes (o_s)**

y = 4.7cm ; I = 12647.81cm^4

$\sigma_{sj} = 15\frac{M_{sj}(d-y)}{I} \Longrightarrow \sigma_{sj} = 15\frac{4.61\times10^2(190-47)}{12647.81} = 78.18MPa$

$\sigma_{sg} = 15\frac{M_{sg}(d-y)}{I} \Longrightarrow \sigma_{sj} = 15\frac{8.86\times10^2(190-47)}{12647.81} = 150.26MPa$

$\sigma_{sp} = 15\frac{M_{sp}(d-y)}{I} \Longrightarrow \sigma_{sj} = 15\frac{11.33\times10^2(190-47)}{12647.81} = 192.15MPa$

- **Inertie fictif :**

$\mu_j = 1-\frac{1.75\times f_{t28}}{4q\times o_{sj}+f_{t28}} \Longrightarrow \mu_j = 1-\frac{1.75\times2.1}{4\times0.017\times78.18+2.1} = 0.50$

$\mu_g = 1-\frac{1.75\times f_{t28}}{4q\times o_{sg}+f_{t28}} \Longrightarrow \mu_g = 1-\frac{1.75\times2.1}{4\times0.017\times150.26+2.1} = 0.70$

$\mu_p = 1-\frac{1.75\times f_{t28}}{4q\times o_{sp}+f_{t28}} \Longrightarrow \mu_p = 1-\frac{1.75\times2.1}{4\times0.017\times192.15+2.1} = 0.75$

Si $\mu \leq 0 \Longrightarrow \mu = 0$

$I_{fij} = \frac{1.1\times I_0}{1+h_i\mu_j} \Longrightarrow I_{fij} = \frac{1.1\times53837.66}{1+2.5\times0.50} = 26320.63cm^4$

$I_{fig} = \frac{1.1\times I_0}{1+h_i\mu_g} \Longrightarrow I_{fig} = \frac{1.1\times53837.66}{1+2.5\times0.70} = 21535.06cm^4$

$I_{fip} = \frac{1.1\times I_0}{1+h_i\mu_p} \Longrightarrow I_{fi} = \frac{1.1\times53837.66}{1+2.5\times0.75} = 20598.75cm^4$

$I_{fvg} = \frac{1.1\times I_0}{1+h_v\mu_g} \Longrightarrow I_{fi} = \frac{1.1\times53837.66}{1+1\times0.70} = 34836.13cm^4$

- **Evaluation des flèches :**

$f_{ji} = \frac{M_{j.ser}\times L^2}{10E_iI_{fji}} \Longrightarrow f_{ji} = \frac{4.61\times10^2\times5200^2}{10\times32164.2\times26320.63} = 1.47mm$

$f_{gi} = \frac{M_{g.ser}\times L^2}{10E_iI_{Fgi}} \Longrightarrow f_{gi} = \frac{8.86\times10^2\times5200^2}{10\times32164.2\times21535.06} = 3.45mm$

$f_{pi} = \frac{M_{p.ser} \times L^2}{10 E_i I_{Fpi}} \Longrightarrow f_{ji} = \frac{11.33 \times 10^2 \times 5200^2}{10 \times 32164.2 \times 20598.75} = 4.62mm$

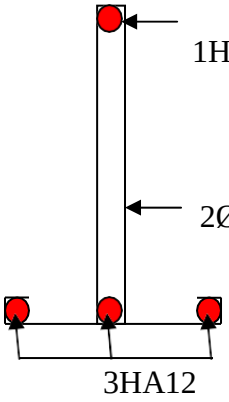
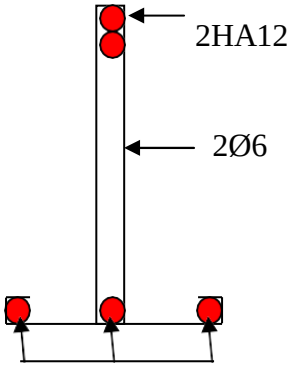
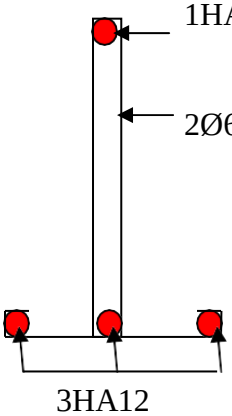
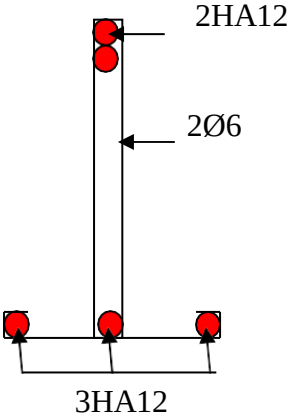
$f_{vg} = \frac{M_{j.ser} \times L^2}{10 E_i I_{Fvg}} \Longrightarrow f_{ji} = \frac{8.86 \times 10^2 \times 5200^2}{10 \times 10818.86 \times 34836.13} = 6.35mm$

$\Delta f_T = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} \Longrightarrow \Delta f_T = 0.635 - 0.147 + 0.462 - 0.345 = 0.605cm$

$\Delta f_T = 0.605cm \leq \bar{f} = 1.02cm$..... C'est vérifié.

Schéma de ferraillage :

Tableau (17) : Tableau de ferraillage des poutrelles

Plancher	**Appuis de rives**	**Appuis intermédiaires**
Etage courant		
Plancher terrasse accessible		

Ferraillage de la table de compression :

D'après leCBA 93 la dalle surmontant les corps creux doit avoir une épaisseur minimale de 4 cm et doit être armée d'un quadrillage des barres dont les dimensions de maille ne doivent pas dépasser 20 cm (pour les armatures perpendiculaires aux nervures) et 33 cm (pour les armatures parallèles aux nervures).

On à : $\mathbf{l_x = 65cm.} \Longrightarrow \mathbf{50cm \leq l_0 = 65cm \leq 80cm}$

1. Armature perpendiculaire aux nervures :

On utilise des barres de type rond lisse de nuance **Fe= 235 MPa.**

$A_T = \frac{4 \times L}{f_e} = \frac{4 \times 65}{235} = \mathbf{1.10cm^2 /ml}$

2. Les armatures parallèles aux poutrelles :

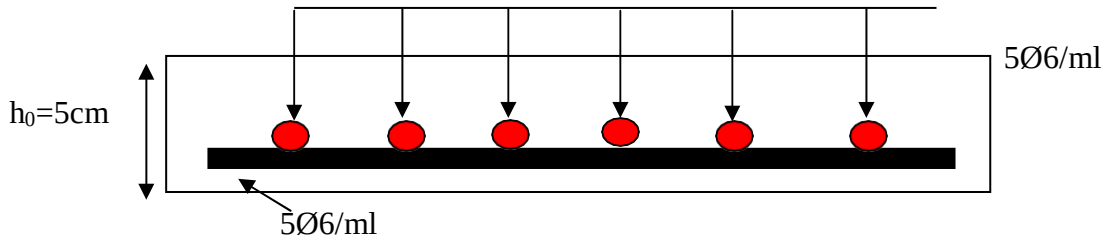
$A_{//} = \frac{AT}{2} = \frac{1.10}{2} = \mathbf{0.55cm^2 /ml}$

On adopt :

$A_T = 5$ Ø 6/ml $\Longrightarrow$ $A_T = 1.41\ cm^2$ /ml avec un espacement de 20cm.

$A_{//} = 5$ Ø 6/ml $\Longrightarrow$ $A_{//} = 1.41\ cm^2$ /ml avec un espacement de 20cm.

3. Schéma de ferraillage :



Figure(18) : Schéma de ferraillage de la dalle de compression

Balcons:

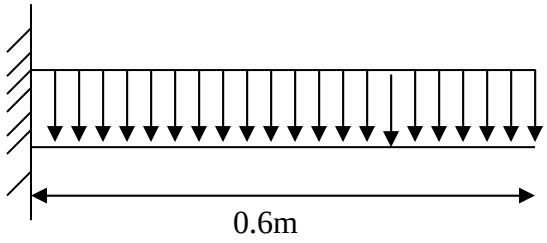
Notre ouvrage comporte un seul types de balcon : dalle sur deux appuis, assimilée à une console de portée de **0.6m**.

Le balcon se calcul comme une console soumise à:

- Son poids propre.
- La surcharge d'exploitation.

Le calcul se fera pour une bande de **1m** à la flexion simple.

Schéma statique :



Figure(19) : schéma statique

Evaluation des charges :

G=5.35 kN/m²

Q=3.50 KN/m²

P (garde-corps)= 100Kg/m= 1KN/m

L_X = 0.6 m ; L_Y = 2.97 m ;

$\rho = \frac{L_X}{L_Y} = \frac{0.6}{2.97} = 0.20$

0.20< 0,4 ⟹ Donc la dalle porte suivant un seul sens L_X

On prend : **e =15cm**

➢ **Combinaison des charges :**

– **L'ELU :**

$q_u = 1.35\ G + 1.5\ Q \Longrightarrow q_u = 1.35\ (5.35) + 1.5\ (3.50) \Longrightarrow$ $q_u = 12.47$ KN/ml

$P_u = 1.35 \times 1 \Longrightarrow$ $P_u = 1.35$KN/ ml

– **L'ELS** :

$q_s = G + Q \Longrightarrow q_s = 5.35+3.50 \Longrightarrow$ **q_s =8.85KN/ml**

- Le moment ultime a l'encastrement M_u pour une bonde de **1m** est de :

$$M_u = \frac{q_u \times L^2}{2} + P_u \times L \Longrightarrow M_u = \frac{12.47 \times 0.6^2}{2} + 1.35 \times 0.6 \Longrightarrow \boxed{M_u = 3.05KN.m}$$

- Le moment service a l'encastrement M_s est de :

$$M_s = \frac{q_s \times L^2}{2} + P_s \times L \Longrightarrow M_s = \frac{8.85 \times 0.6^2}{2} + 1 \times 0.6 \Longrightarrow \boxed{M_s = 2.19KN.m}$$

- Effort tranchant V_u**:**

$$V_u = q_u \times L + P_u \Longrightarrow V_u = 12.47 \times 0.6 + 1.35 \Longrightarrow \boxed{V_u = 8.83\ KN}$$

Tableau (18) : Les Charges du Balcon.

	q_u **(KN.ml)**	q_s **(KN.ml)**	M_u**(KN.m)**	M_s **(KN.m)**	V_u **(KN)**
Etage courant	12.47	8.85	3.05	2.19	8.83

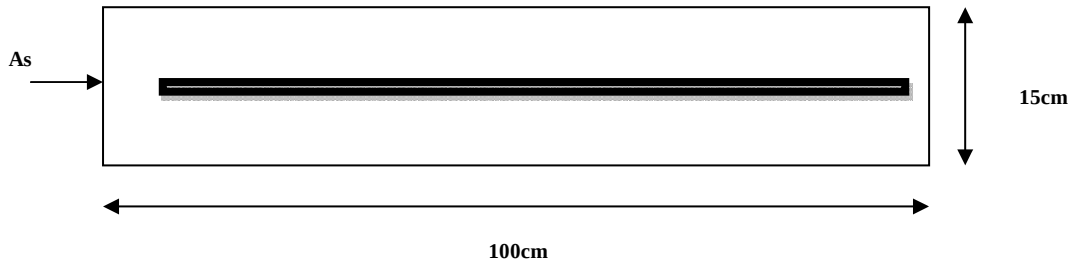


Figure (20) : section de calcul de Balcon.

Calcul de Ferraillage :

La Fissuration est considérée comme préjudiciable car le balcon est exposé aux intempéries (variation de la température, l'eau, l'humidité, la neige etc.….).Le calcul des armatures se fait en flexion simple pour une bonde de 1 m ; effectuera donc a **l'ELU** et **l'ELS.**

– **ELU :**

$M_u = 3.05KN.m$

f_{c28}**(MPa)**	o_{bc}**(MPa)**	o_s**(MPa)**	f_e**(MPa)**	f_{t28}**(MPa)**	**d (cm)**	**c(cm)**
25	14.17	348	400	2.1	13	2

$\mu = \frac{M_u}{bd^2.o_{bc}}$ avec : $\sigma_{bc} = \frac{0.85fc28}{0y_b}$ et $8= 1$; $\gamma_b = 1.5 \Longrightarrow \sigma_{bc} = \frac{0.85\times 25}{1.5} = 14.17$ MPa

$\mu = \frac{3.05 \times 10^3}{(1\times 130^2 \times 14.17)} = 0.0127$

$\mu < \mu l = 0.392 \Longrightarrow A^u = 0$ (les armatures comprimées ne sont pas nécessaire).

$\alpha = 1.25\ (1-\sqrt{1 - 2\mu}) \Longrightarrow \alpha = 1.25\ (1-\sqrt{1 - 2 \times 0.0127}) \Longrightarrow \alpha = 0.016$

$z = d(1-0.4\alpha)$ et $d=h-c \Longrightarrow z = 13(1-0.4\times 0.016) \Longrightarrow z = 12.92$ cm

$A_u = \frac{Mu}{z.o_s}$ avec : $\sigma_s = \frac{fe}{y_s}$ et $\gamma_s = 1.15 \Longrightarrow \sigma_s = \frac{400}{1.15} = 348$ MPa

$A_u = \frac{3.05 \times 10^3}{(12.92\times 10^{-2} \times 348)} = 0.67\ cm^2$

✓ **Vérification Des Contraintes :**

- **Condition de Non Fragilité :**

$f_{tj} = 0,6 + 0,06\ f_{cj} = 0.6+ 0.06\ (25) = 2,1$ MPa

$A_{min} \geq 0,23b.d.\ f_{tj(28)} / f_e \Longrightarrow A_{min} \geq 0.23 \times 100 \times 13 \times 2.1 /400$

$A_{min} \geq 1.56\ cm^2$

$A_s = \max (A_u , A_{min}) = \max (0.67cm^2 ; 1.56\ cm^2) \Longrightarrow$ A_s**=1.56 cm²**

On adopte : 5HA10 (A_s = 3,39 cm2)

A_s**=3,39cm²** > A_{min} **=1,56cm²** ····· **vérifiée.**

- **Les armatures de Répartition :**

$A_r = \frac{As}{4} = \frac{3.39}{4} = 0.84cm^2$

Soit : 4HA8 (A_r = 2,01 cm²)

– **ELS :**

$M_s = 2.19KN.m$

❖ **Détermination de La Position de L'axe Neutre:**

$by^2/2 + nA^u (y – c^u) – n.A_s (d–y)= 0 \Longrightarrow 50y^2 –15 (3.39) (13–y)= 0$

$50y^2 –661+50.85y= 0$

y =3.16 cm

❖ **Moment d'inertie :**

$I = \frac{b}{3} y^3 + nA^u (y – c^u) + n.A_s (d– y)^2 = \frac{100}{3} (3.16)^3 + 15 \times 3.39 (13–3.16)^2$

$I = 5975.4\ cm^4$

✓ **Vérification Des Contraintes :**

Contrainte de Béton :

$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$

$\sigma_{bc} = \frac{Ms}{I} y = \frac{2.19 \times 10^2}{5975.4} 31.6 = 1.16MPa$

$\overline{\sigma_{bc}} = 0.6\ f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15MPa$

o_{bc} =1.16 MPa ≤ $\overline{\sigma_{bc}}$ =15 MPa ..... vérifiée.

Contrainte d'Acier :

$\sigma_{st} \leq \overline{\sigma_{st}}$

Fissuration préjudiciable :

$\overline{\sigma_{st}} = \min (2/3\ f_e, 110\sqrt{\eta f_{tj}})$ avec : $\eta = 1.6$

$\overline{\sigma_{st}} = \min (\frac{2}{3} \times 400, 110\sqrt{1.6 \times 2.1}) = \min (266.66MPa, 202MPa) \Longrightarrow \overline{\sigma_{st}} = 202MPa.$

$\sigma_{st} = n\frac{Ms}{I} (d–y) = 15 \frac{2.19 \times 10^2}{5975.4} (130–31.6) \Longrightarrow \sigma_{st} = 54.1MPa$

o_{st} = 54.1 MPa ≤ $\overline{o_{st}}$ = 202 MPa ..... vérifiée.

- **Calcul de L'Espacement :**

$S_t \geq S_{t\ max} = \min (0.9d, 40cm) = \min (0.9 \times 13, 40cm) = \min (11.7cm, 40\ cm)$

$S_t \geq 11.7cm$

On prend : **S_t= 15cm**

✓ **Vérification de L'effort Tranchant :**

On doit vérifier : $\tau_u \leq \overline{\tau_u}$

$\tau_u = \frac{Vu}{bd} = \frac{8.83 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0.067$ MPa

Fissuration préjudiciable :

$\overline{\tau_u} = \min\left(\frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b} \text{ MPa} ; 4\text{MPa}\right) = \min\left(\frac{0.15 \times 25}{1.5} \text{ MPa} ; 4\text{MPa}\right) = \min(2.5\text{MPa} ; 4\text{MPa})$

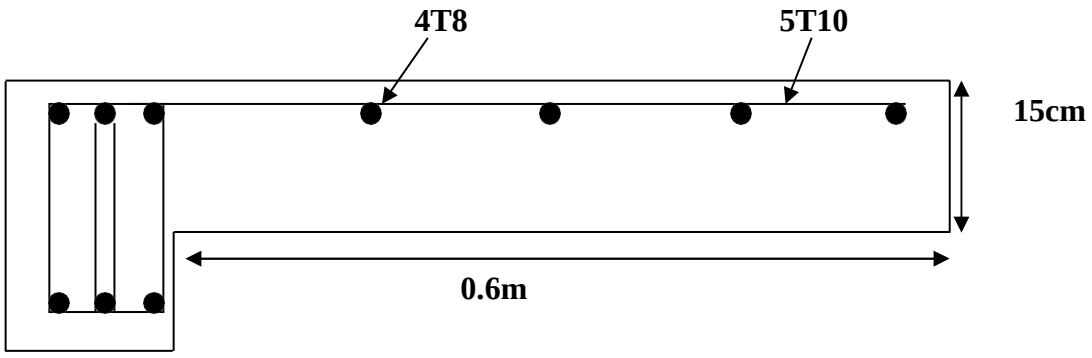
$\overline{\tau_u} = 2.5$MPa

τ_u = **0.067MPA** ≤ $\overline{\tau_u}$ **=2.5MPa** ..... **vérifiée.**

✓ **Vérification de la flèche** :

- $\frac{h_t}{l_x} \geq \frac{1}{16} \Longrightarrow \frac{15}{60} = 0.25 \geq 0.0625$ ..... vérifiée.
- $\frac{A_s}{bd} < \frac{3.6}{f_e} \Longrightarrow \frac{3.39}{100 \times 13} < \frac{3.6}{400} \Longrightarrow 0.0026 < 0.009$.....vérifiée.

V.4.4. Schéma De Ferraillage :



Figure(21) : Ferraillage Du Balcon.

Conclusion :

Dans ce chapitre; il a été question de calculé les éléments secondaires ne participant pas directement au contreventement de la structure. Ainsi ; les différents types de poutrelles ont étés étudiées et ferraillées. Le même travail a été fait pour l'escalier ; poutre palière et balcon.

Nous nos somme aussi intéressé a l'acrotère. Ce dernier a été étudié à la flexion composée, un ferraillage adéquat a été adopté.

Chapitre VI
Etude sismique

Introduction :

Un séisme, ou tremblement de terre, se traduit en surface par des vibrations du sol. Il provient de la fracturation des roches en profondeur. Cette fracturation est due à une grande accumulation d'énergie qui se libère, en créant ou en faisant rejouer des failles, au moment où le seuil de rupture mécanique des roches est atteint.

Ces mouvements du sol excitent les ouvrages par déplacement de leurs appuis et sont plus ou moins amplifiés dans la structure. Le niveau d'amplification dépend essentiellement de la période de la structure et de la nature du sol.

Ceci nous oblige de bien faire toute une étude pour essayer de mettre en exergue le comportement dynamique de l'ouvrage.

Objectif de l'étude dynamique :

L'analyse dynamique d'une structure représente une étape primordiale dans l'étude générale d'un ouvrage en Génie Civil dans une zone sismique (**zone II.a** dans notre cas), ou éventuellement soumis à des actions accidentelles.

La résolution de l'équation du mouvement d'une structure en vibrations libres ne peut se faire manuellement à cause du volume de calcul. L'utilisation d'un logiciel préétablie en se basant sur la méthode des éléments finis par exemple « **Autodesk ROBOT** » avec une modélisation adéquate de la structure, peut aboutir à une meilleure définition des caractéristiques dynamiques propres d'une structure donnée.

Dans cette étude nous allons utiliser le logiciel **Autodesk ROBOT** du présente plus de facilité d'exécution.

Présentation du logiciel ROBOT :

ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS PROFISSIONAL 2014 est un logiciel CAO/DAO destiné à modéliser, analyser et dimensionner différents types de structures de génie civil.il est basé sur la méthode des éléments finis(MEF) et permet de :

- ✓ Modéliser des structures, les calculer.
- ✓ Vérifie les résultats obtenus.
- ✓ Dimensionner les éléments spécifiques de la structure.

C'est un logiciel qui permet de modéliser tous types de structures en génie civil (portique, treillis soudés, bâtiment, coques, plaque etc..).Il offre de nombreuses possibilités pour l'analyse statique et dynamique des structures, ainsi que le calcul des efforts internes qui sollicitent chaque élément de la structure. Les efforts engendrés dans la structure seront ensuite utilisés pour ferraillage les éléments résistants suivant les combinaisons et les dispositions constructives exigées par la réglementation algérienne dans le domaine du bâtiment.

Ce logiciel permet la prise en compte des propriétés non linéaires des matériaux ainsi que le calcul et le dimensionnement des éléments structuraux suivant les différentes réglementations Algérienne en vigueur à savoir les règles parasismique Algériennes **-[RPA99]/version2003** et les Règles **« CBA93 ».**

Choix de la méthode de calcul :

L'étude sismique à pour but de calculer les forces sismiques; calcul peut être mené par les trois méthodes qui sont :

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

La méthode statique équivalente :

A. Principe de la méthode :

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

La structure peut être modélisée comme une console encastrée dans le sol et dont laquelle les différents étages sont représentés par des masses ponctuelles de même centre de gravité, de même propriétés d'inertie.

B. Conditions d'application de la méthode statique équivalente :

La méthode statique équivalente peut être utilisée dans les conditions suivantes :

a. Le bâtiment ou bloc étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation avec une hauteur au plus égale à **65m** en zones **I** et **II** et à **30m** en zones **III**.

b. Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, outres les conditions de hauteur énoncées en (a), les conditions complémentaires suivantes :

Zone I :

- Tous groupes

Zone II :

- Groupe d'usage 3
- Groupe d'usage 2, si la hauteur est inférieure ou égale à **7 niveaux** ou **23m.**
- Groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à **5 niveaux** ou **17m.**
- Groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à **3 niveaux** ou **10m.**

Zone III :

- Groupes d'usage 3 et 2, si hauteur est inférieure ou égale à **5 niveaux** ou **17m.**
- Groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à **3 niveaux** ou **10m.**
- Groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à **2 niveaux** ou **08m.**

La méthode d'analyse modale spectrale :

A. Principe de la méthode :

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

B. Conditions d'application de la méthode d'analyse modale spectrale :

La méthode d'analyse modale spectrale peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise.

La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes:

La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes peut être utilisée au cas par cas par un personnel qualifié, ayant justifié auparavant les choix des séismes de calcul et des lois de comportement utilisées ainsi que la méthode d'interprétation des résultats et les critères de sécurité à satisfaire.

Classification de l'ouvrage selon les RPA99 / Version 2003 :

La classification des ouvrages se fait sur le critère de l'importance de l'ouvrage relativement au niveau sécuritaire, économique et social. Notre ouvrage étant un bâtiment d'habitation situé **à JIJEL (Zone IIa**), Il sera classé au **groupe d'usage 2.**

- **Classification du site :**

D'après **[RPA99/version2003] Article (3.3.1):**

Les sites sont cassés en quatre (04) catégories en fonction des propriétés mécaniques des sols qui les constituent :

- Catégorie S1 (site rocheux).
- Catégorie S2 (site ferme).
- Catégorie S3 (site meuble).
- Catégorie S4 (site très meuble)

Notre structure se situe dans un site meuble (S3)

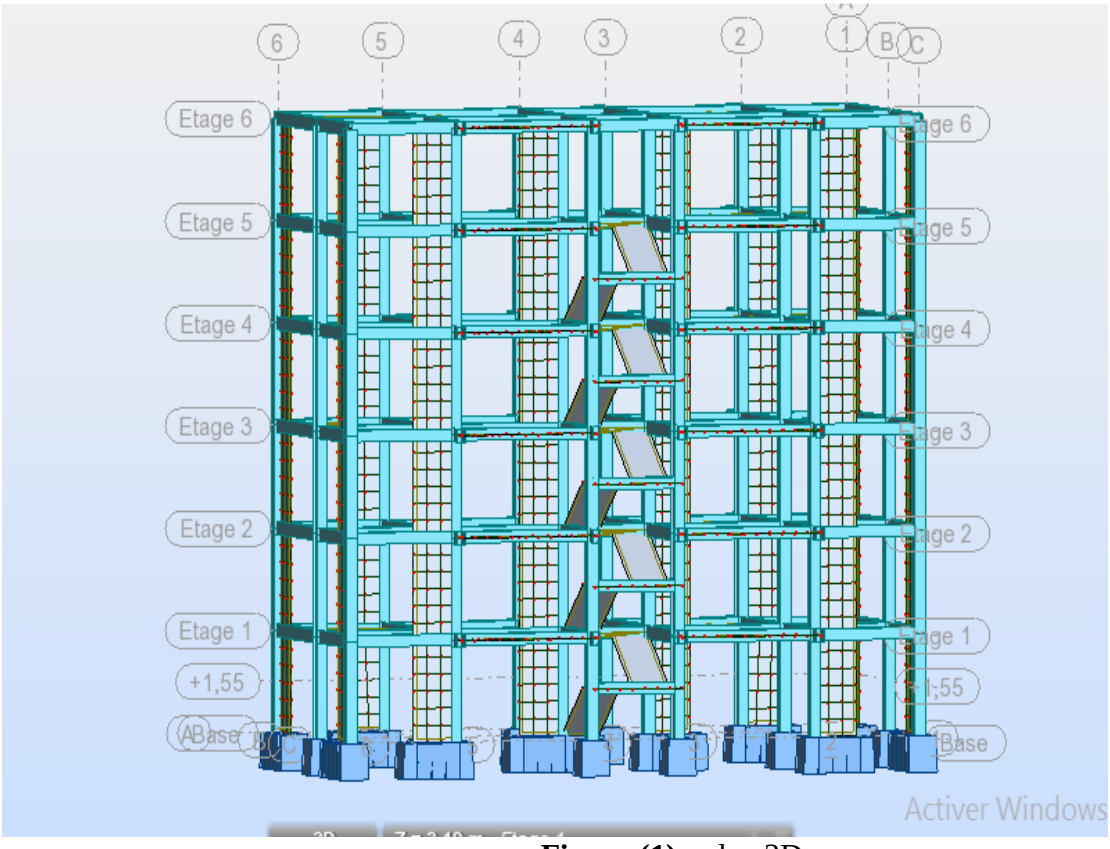


Figure (1) : plan 3D

Premièrement, on va essayer les conditions de La méthode statique équivalente

➢ **la première condition 'a' :** Régularité en plan

D'après **[RPA99version2003] Article (3.5.1)** La forme du bâtiment doit être compacte avec un rapport longueur/largeur du plancher entre : $0.25 \leq \frac{l_x}{l_y} \leq 4$.

Dans notre cas :

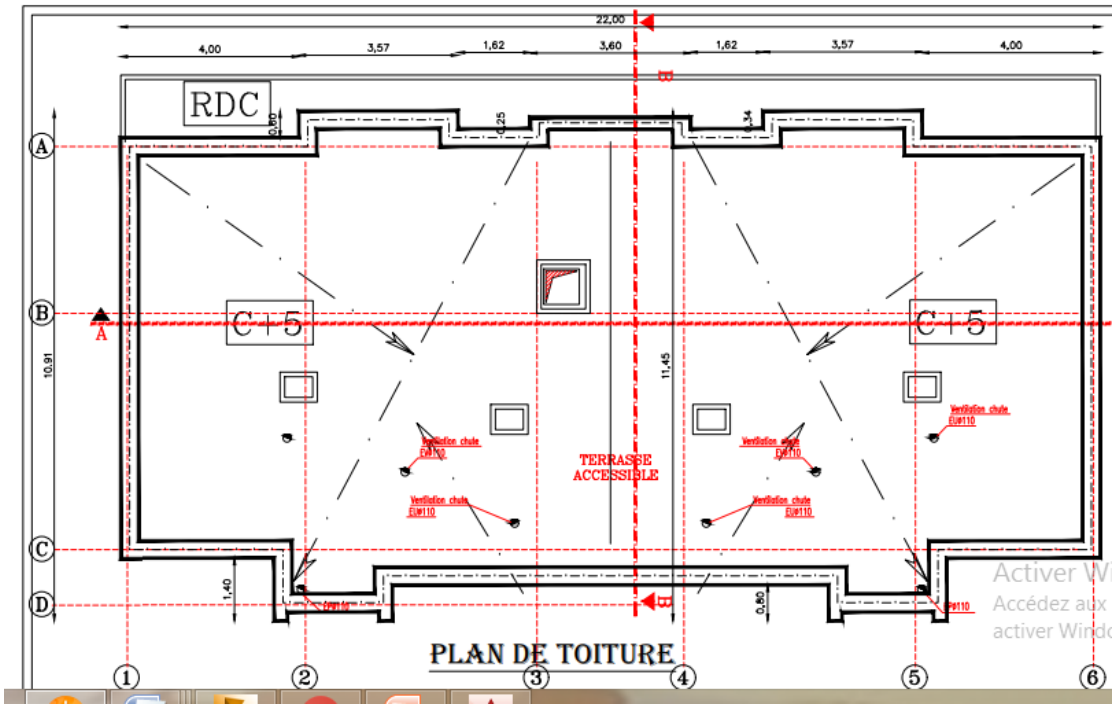


Figure (2) : plan de toiture

➢ $0.25 \leq \frac{l_x}{l_y} \leq 4 \Longrightarrow 0.25 \leq \frac{22}{10.91} \leq 4 \Longrightarrow 0.25 \leq 2.01 \leq 4$ .....vérifie.

La somme des dimensions des parties rentrantes ou saillantes du bâtiment dans une direction donnée ne doit pas excéder 25% de la dimension totale du bâtiment dans cette direction.

$\frac{l_x}{L_x} \leq 0.25, \quad \frac{l_y}{L_y} \leq 0.25$

Donc notre cas :

Selon x :

✓ $\frac{l_x}{L_x} \leq 0.25 \Longrightarrow \frac{4+1.62+1.62+4}{22} \leq 0.25 \Longrightarrow 0.51 \leq 0.25$.....non vérifie.

Selon y

✓ $\frac{l_y}{L_y} \leq 0.25 \Longrightarrow \frac{0.60+0.80+1.40+0.34}{10.91} \leq 0.28 \Longrightarrow 0.28 \leq 0.25$ ..... non vérifie.

Donc la condition a n'est pas vérifie, on passe à la deuxième condition.

➢ **la première condition 'b' :** la condition de la hauteur

Dans notre cas : Groupe d'usage 2, la hauteur =19.20= ≤ 23m..... vérifie

Donc la méthode statique équivalente est applicable.

Application de la méthode statique équivalente :

Calcul de la force sismique totale :

La force sismique totale (V), appliquée à la base de la structure est donnée D'après **[RPA99version2003]** par la formule suivante :

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W$$

- **A** : coefficient d'accélération de zone , donné par le tableau 4.1 suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment

Dans notre cas :

Groupe d'usage 2
Zone sismique IIa
⟹ $A_x = A_y =$ **0.15**

- **D** : facteur d'amplification dynamique moyen, fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (**T**).

$$D \begin{cases} 2.5\eta & 0 < T < T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & T_2 < T < 3.0s \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3.0}\right)^{2/3} \left(\frac{3.0}{T}\right)^{5/3} & T > 3.0s \end{cases}$$

T_1 **,** T_2**:** Période caractéristique, associée à la catégorie du site et donnée par

le tableau 4.7 de [RPA99 version 2003].

«S3» ⟹ $T_2 = 0.50s$; $T_1 = 0.15s$

η: Facteur de correction d'amortissement donnée par la formule suivant :

$$\eta = \sqrt{7/(2+\varepsilon)} = \sqrt{\frac{7}{2+7}} = 0.88 \geq 0.7 \ldots\ldots\ldots\ldots \boxed{\eta=0.88}$$

ξ(%) est le pourcentage d'amortissement critique fonction de matériau constituait, du type de structure de l'importance des remplissage dense.

ξ**= 7 %** donne par **le tableau 4.2 de[RPA99/ version 2003].**

T : La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir de formules empiriques.

La formule empirique à utiliser selon les cas est la suivante :

$$T = C_T \times h_N^{3/4}$$

h_N **:** hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N).

C_T **:** coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné par **le tableau 4.6 de[RPA99/ version 2003].**

C_T **= 0,05** :**le cas 4** (Contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en béton armé, des palées triangulées et des murs en maçonnerie).

Dans les cas n° 4 on peut également utiliser aussi la formule :

$$T = 0.09\, h_n / \sqrt{D}\,.$$

Où D est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée. Dans ce cas de figure il y a lieu de retenir dans chaque directions considérée la plus petite des deux valeurs données respectivement par :

$$T = C_T \times h_N^{3/4} \Longrightarrow T = 0.05 \times 18.60^{3/4} = 0.44s$$

$$T_X = 0.09\, h_n / \sqrt{D} \Longrightarrow T_X = 0.09 \times 18.60 / \sqrt{22} = 0.35s$$

$$T_y = 0.09\, h_n / \sqrt{D} \Longrightarrow T_y = 0.09 \times 18.60 / \sqrt{10.91} = 0.50s$$

En prend :

$T_x = \min (T_X ; T) = \min(0.44s ; 0.35s) \Longrightarrow T_x = 0.35s$

$T_y = \min (T_y ; T) = \min(0.44s ; 0.50s). \Longrightarrow T_y = 0.44s$

$\Longrightarrow 0 < T < T_2$

Donc D égale : $D = 2.5\eta$

$D_X=2.20$
$D_y=2.20$

Donc La période fondamentale statique majorée de30 % est :

$T_{Sx} = 1.3\times0.35 = 0.455s \Longrightarrow T_{Sx} = 0.455s$

$T_{Sy} = 1.3\times0.44 = 0.572s \Longrightarrow T_{Sy} = 0.572s$

- **R : Coefficient de comportement global de la structure :**

La valeur de **R** est donnée par **le tableau 4.3 [RPA99version2003]** en fonction du système de Contreventement mixte tel qu'il est défini dans **l'Article 3.4 du [RPA99/version2003]** . $R_x=R_y=5.$

- **Q : Facteur de qualité :**

Le facteur de qualité de la structure est fonction de :

- la redondance et de la géométrie des éléments qui la constituent
- la régularité en plan et en élévation
- la qualité du contrôle de la construction

La valeur de Q est déterminée par la formule :

$$\mathbf{Q = 1+\sum_1^5 p_q}$$

p_q : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q " est satisfait ou non".

Sa valeur est donnée au tableau 4.4.

Tableau (1): Facteur de qualité selon l'axe x

Critère	p_q
1. Condition minimale sur les files de contreventement	0
2. Redondance en plan	0
3. Régularité en plan	0
4. Régularité en élévation	0.05
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0.05
6. Contrôle de la qualité d'exécution	0.1
Q_X	1.2

Tableau(2): Facteur de qualité selon l'axe y

Critère	p_q
1. Condition minimale sur les files de contreventement	0
2. Redondance en plan	0
3. Régularité en plan	0
4. Régularité en élévation	0.05
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0.05
6. Contrôle de la qualité d'exécution	0.1
Q_Y	1.2

- **W : Poids total de la structure :**

D'après **[RPA99 /version2003] (Article 4.2.3)** il faut prendre la totalité des charges permanentes avec une fraction β des charges d'exploitations d'après **le tableau 4.5 de [RPA99/version2003]**

W est égal à la somme des poids W_i, calculés à chaque niveau (i) :

$$\mathbf{W} = \sum_1^5 w_i \quad \text{avec : } w_i = w_{Gi} + \boldsymbol{\beta}\, w_{Qi}$$

Avec : w_{Gi} **:** poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires de la structure

w_{Gi} **=13795.55 Kn**

w_{Qi} **:** Charges d'exploitation

w_{Qi} **=2115.00 Kn**

β **:** Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donné par **le tableau 4.5 de[RPA99/ version 2003].**

Pour notre type d'ouvrage (bâtiment d'habitation) : **β = 0,20**

Le poids total de la structure a été calculé en utilisant **le logiciel ROBOT2014** la valeur trouvé est :

W = 13795.55+ 0.20 × 2115.00 =14218.55Kn

La force sismique statique totale à la base de la structure est :

$$V_{st\,x} = V_{st\,y} = \frac{0.15\times 2.2\times 1.2}{5} \times 14218.55 = 1126.10\text{Kn}$$

V=1126.10Kn

La force sismique $V_{dynamique}$ a la base :

Cas 6 : Ex

Mode CQC						
Somme totale	1148,68	114,27	10172,00	53,39	768,65	5,55
Somme réactions	1131,17	0,13	0,39	1,52	15043,50	5406,73
Somme efforts	1131,18	0,08	0,29	1,57	15043,83	5406,88
Vérification	2262,35	0,21	0,69	3,10	30087,33	10813,61
Précision	1,83989e-002	8,74195e-004				

V_x **dynamique = 1131.18kn**

Cas 6 : Ey

Mode CQC						
Somme totale	75,47	1072,99	9221,15	872,42	31,97	8,57
Somme réactions	0,09	1049,10	14,41	13894,71	156,91	12516,91
Somme efforts	0,08	1049,10	14,40	13894,92	156,33	12516,94
Vérification	0,17	2098,20	28,81	27789,63	313,24	25033,85
Précision	1,83989e-002	8,74195e-004				

V_y **dynamique = 1049.10kn**

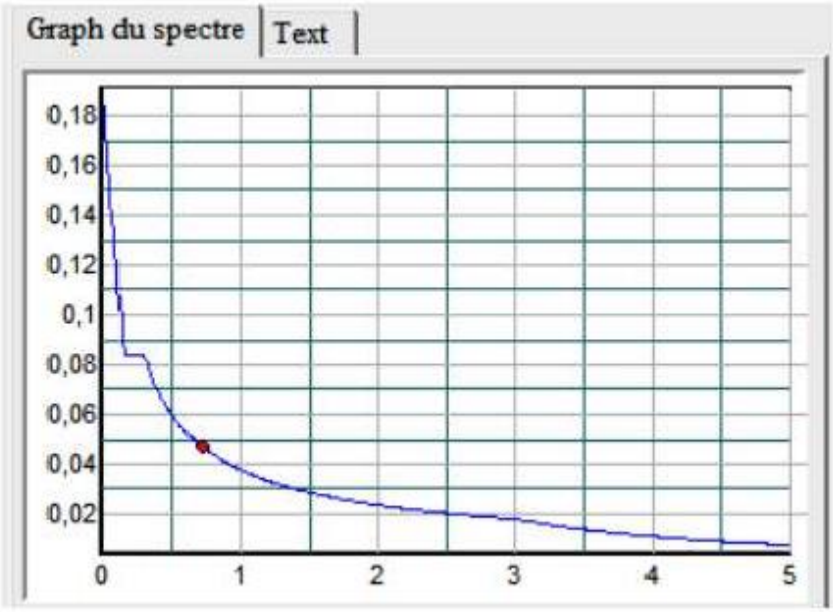
Méthode dynamique modale spectrale :

L'analyse dynamique se prête probablement mieux à une interprétation réaliste du comportement d'un bâtiment soumis à des charges sismiques que le calcul statique prescrit par les codes. Elle servira surtout au calcul des structures dont la configuration est complexe ou non courante et pour lesquelles la méthode statique équivalente reste insuffisante ou inacceptable ou autre non- conforme aux conditions exigées par le RPA 99/version2003 pour un calcul statique équivalent.

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 établit grâce à l'expression suivante :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25\times A\times\left(1+\frac{T}{T_1}\left(2.5\eta\frac{Q}{R}-1\right)\right) & 0\le T\le T_1 \\ 2.5\times\eta\times(1.25A)\times\left(\frac{Q}{R}\right) & T_1\le T\le T_2 \\ 2.5\times\eta\times(1.25A)\times\left(\frac{Q}{R}\right)\times\left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & T_2\le T\le 3.0\ s \\ 2.5\times\eta\times(1.25A)\times\left(\frac{Q}{R}\right)\times\left(\frac{T_2}{3}\right)^{2/3}\times\left(\frac{3}{T}\right)^{5/3} & T>3.0\ s \end{cases}$$

Après calcul ; le spectre obtenu est représenté sur la figure (2) représenté sous forme de courbe :



Figure(3) : Spectre de réponse

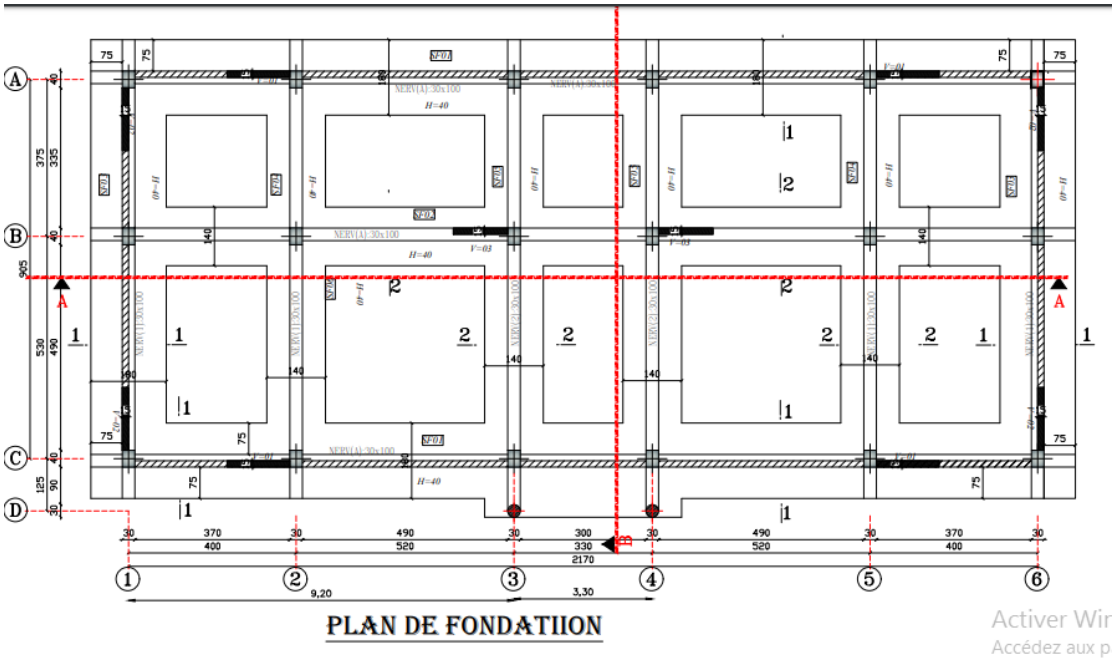
Notre structure sera modélisée grâce au logiciel **Autodesk ROBOT**. Ce dernier est un logiciel de calcul et de conception des structures d'ingénierie particulièrement adapté aux bâtiments et ouvrage de génie civil. Il permet en un même environnement la saisie graphique des ouvrages avec une bibliothèque d'éléments autorisant l'approche du comportement de ce type de structure.

Il offre de nombreuses possibilités d'analyse des effets statiques et dynamiques avec des compléments de conception et de vérification des structures en béton armé et charpente métallique.

Le post-processeur graphique disponible facilite considérablement l'interprétation et l'exploitation des résultats et la mise en forme des notes de calcul et des rapports explicatifs.

Disposition des voiles

Le choix d'une disposition qui puisse répondre aux exigences du RPA est un vrai défi vu les contraintes architecturales. Nous avons commencé par étudier la proposition faite par le maitre de l'œuvre donnée sur la figure(3).

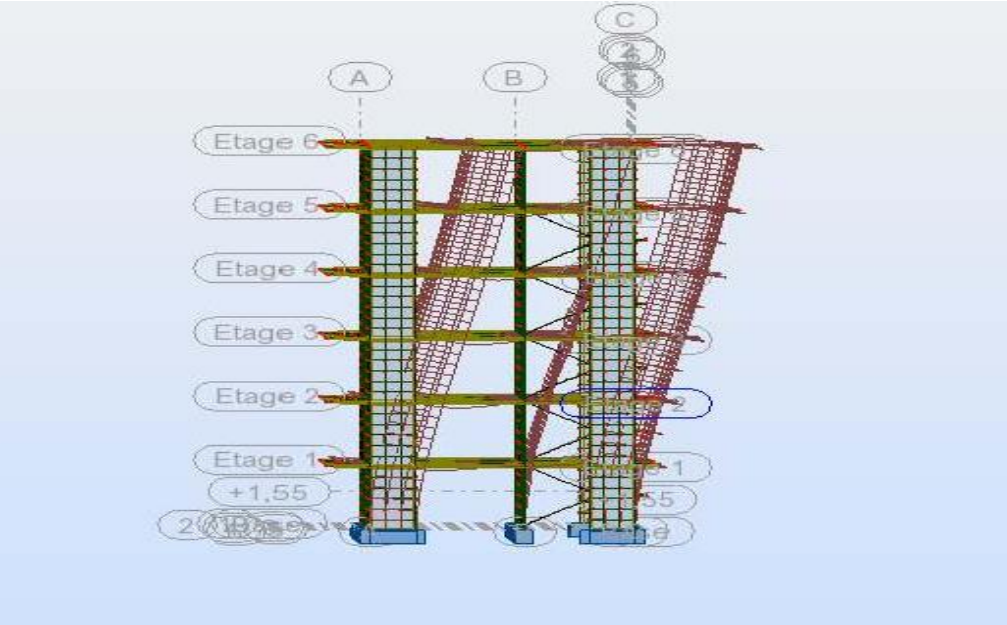


Figure(4) : disposition des voiles

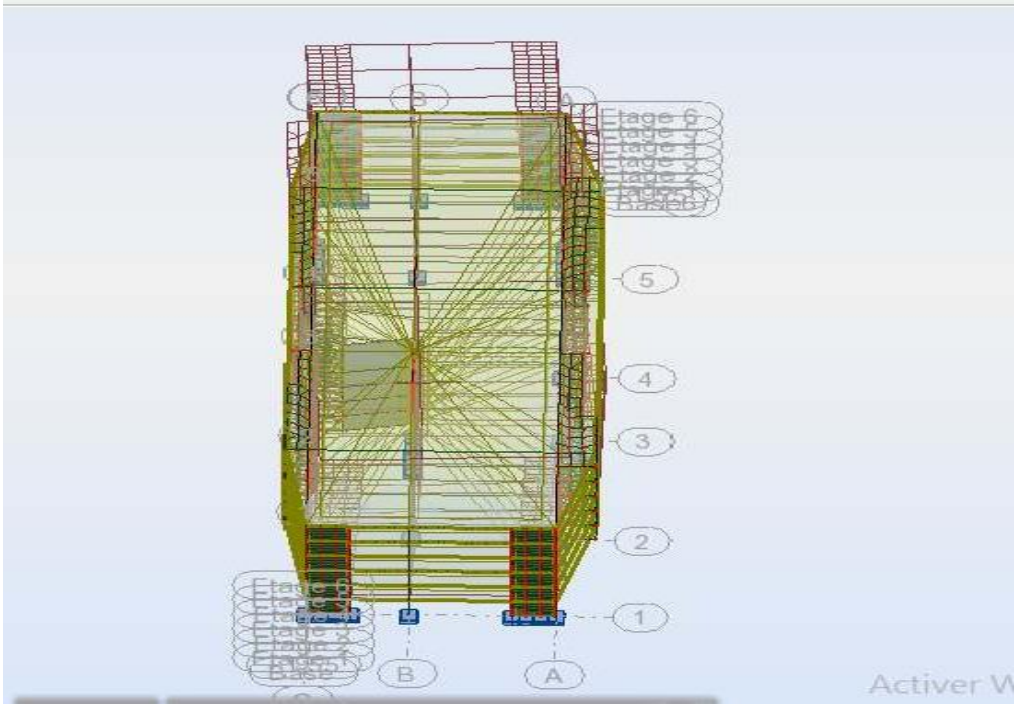
Vérification et interprétation des résultats de l'analyse dynamique :

Mode de vibration et taux de participation des masses :

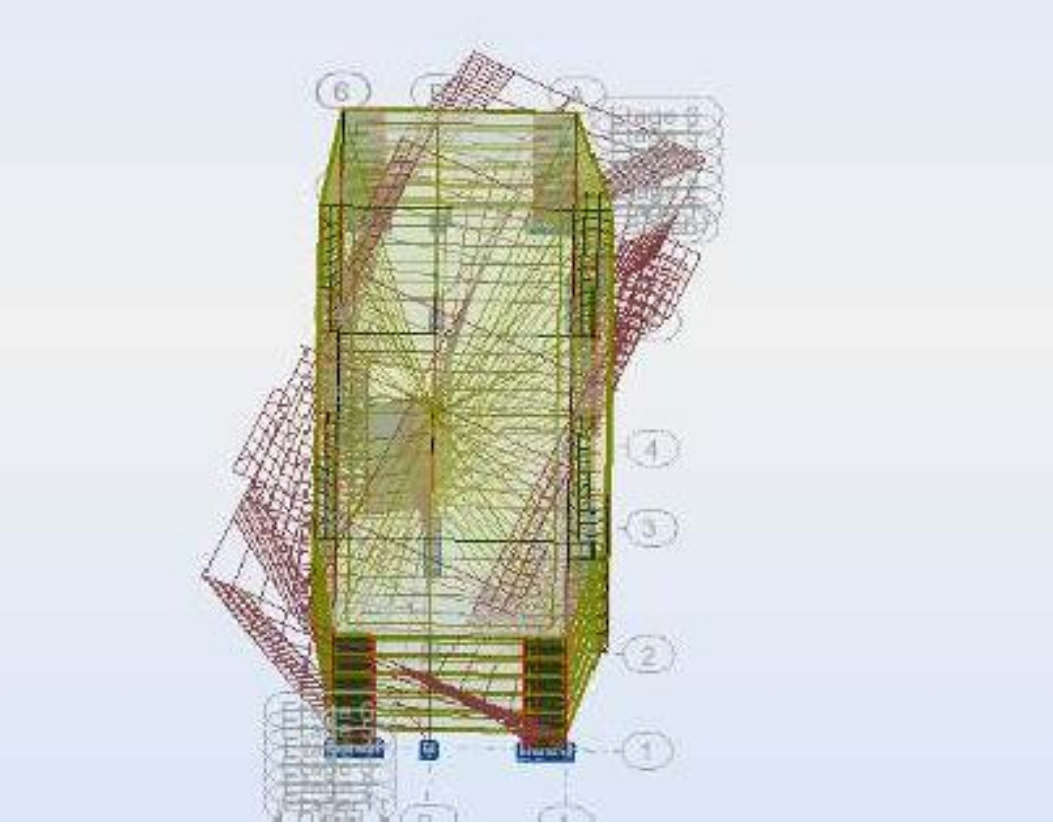
Nous représentons sur ces trois figures, les trois premiers modes de vibrations de notre structure.



Figure(5) : Mode1 : T=0.67S ; translation selon (xx)



Figure(6) : Mode 2 : T=0.58S ; translation selon (yy)



Figure(7) : Mode3 : T=0.49S ; Rotation selon (zz)

Le RPA99/version2003 (Article 4.3.4-a) exige que le nombre de mode de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation soit comme suit :

- La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure.
- Où que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.
- Le minimum de modes à retenir est de trois dans chacune des directions considérées.

Le tableau suivant donne la participation massique pour chaque mode :

Tableau(3) : Période de vibration et taux de participation massique

Cas/Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masses Cumulées UZ [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Masse Modale UZ [%]	Tot.mas.UX [kg]	Tot.mas.UY [kg]	Tot.mas.UZ [kg]
5/ 1	1,50	0,67	0,00	72,87	0,00	0,00	72,87	0,00	1440385,57	1440385,57	1440385,57
5/ 2	1,72	0,58	71,76	72,87	0,00	71,76	0,00	0,00	1440385,57	1440385,57	1440385,57
5/ 3	2,04	0,49	72,36	72,87	0,00	0,60	0,00	0,00	1440385,57	1440385,57	1440385,57
5/ 4	5,60	0,18	72,36	87,70	0,01	0,00	14,83	0,00	1440385,57	1440385,57	1440385,57
5/ 5	6,51	0,15	87,44	87,70	0,01	15,08	0,00	0,00	1440385,57	1440385,57	1440385,57
5/ 6	7,83	0,13	87,52	87,70	0,01	0,08	0,00	0,00	1440385,57	1440385,57	1440385,57
5/ 7	11,47	0,09	87,52	87,88	4,17	0,00	0,18	4,16	1440385,57	1440385,57	1440385,57
5/ 8	12,13	0,08	87,52	90,70	4,56	0,00	2,83	0,40	1440385,57	1440385,57	1440385,57
5/ 9	12,34	0,08	87,52	90,72	4,76	0,00	0,02	0,19	1440385,57	1440385,57	1440385,57
5/ 10	12,45	0,08	87,52	90,72	4,78	0,00	0,00	0,03	1440385,57	1440385,57	1440385,57
5/ 11	12,50	0,08	87,52	90,88	4,89	0,00	0,16	0,11	1440385,57	1440385,57	1440385,57
5/ 12	12,74	0,08	87,52	93,87	4,90	0,00	2,99	0,01	1440385,57	1440385,57	1440385,57
5/ 13	13,85	0,07	87,52	93,87	20,05	0,00	0,00	15,15	1440385,57	1440385,57	1440385,57
5/ 14	13,85	0,07	87,52	93,87	20,09	0,00	0,00	0,05	1440385,57	1440385,57	1440385,57
5/ 15	14,26	0,07	93,49	93,87	20,09	5,97	0,00	0,00	1440385,57	1440385,57	1440385,57
6/ 1	1,50	0,67	0,00	72,87	0,00	0,00	72,87	0,00	1440385,57	1440385,57	1440385,57
6/ 2	1,72	0,58	71,76	72,87	0,00	71,76	0,00	0,00	1440385,57	1440385,57	1440385,57
6/ 3	2,04	0,49	72,36	72,87	0,00	0,60	0,00	0,00	1440385,57	1440385,57	1440385,57
6/ 4	5,60	0,18	72,36	87,70	0,01	0,00	14,83	0,00	1440385,57	1440385,57	1440385,57
6/ 5	6,51	0,15	87,44	87,70	0,01	15,08	0,00	0,00	1440385,57	1440385,57	1440385,57
6/ 6	7,83	0,13	87,52	87,70	0,01	0,08	0,00	0,00	1440385,57	1440385,57	1440385,57
6/ 7	11,47	0,09	87,52	87,88	4,17	0,00	0,18	4,16	1440385,57	1440385,57	1440385,57
6/ 8	12,13	0,08	87,52	90,70	4,56	0,00	2,83	0,40	1440385,57	1440385,57	1440385,57
6/ 9	12,34	0,08	87,52	90,72	4,76	0,00	0,02	0,19	1440385,57	1440385,57	1440385,57
6/ 10	12,45	0,08	87,52	90,72	4,78	0,00	0,00	0,03	1440385,57	1440385,57	1440385,57
6/ 11	12,50	0,08	87,52	90,88	4,89	0,00	0,16	0,11	1440385,57	1440385,57	1440385,57
6/ 12	12,74	0,08	87,52	93,87	4,90	0,00	2,99	0,01	1440385,57	1440385,57	1440385,57
6/ 13	13,85	0,07	87,52	93,87	20,05	0,00	0,00	15,15	1440385,57	1440385,57	1440385,57
6/ 14	13,85	0,07	87,52	93,87	20,09	0,00	0,00	0,05	1440385,57	1440385,57	1440385,57
6/ 15	14,26	0,07	93,49	93,87	20,09	5,97	0,00	0,00	1440385,57	1440385,57	1440385,57

Analyse des résultats :

Ces résultats montrent que la participation modale suivant la direction X atteint 90% lorsqu'on prend les quinze premier modes (93.49%), et dans la direction Y elle atteint 90% lorsqu'on prend les huite premier modes (90.70).

Vérification de la période :

L'Article (4.2.4) du RPA99/Version2003 recommande que la période dynamique soit inférieure à celle calculé par la formule empirique majoré de 30% :

T_{dy} (mode 03)=0.49s < $T_{empirique}$ =1.3×0.44 =0.572 s..... **CV.**

Vérification de la résultante des forces sismiques :

En se référant à **l'Article 4-3-6 du RPA99/Version2003**, qui stipule que la résultante des forces sismiques à la base **Vt** obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à **80%** de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente **Vst**., nous avons :

$\mathbf{V_{dynamique} \geq 0.8\ Vst}$

Tableau(4) : Vérification de la résultante des forces sismique

Forces sismiques	**$V_{statique}$ (KN)**	**0.8 $V_{statique}$ (KN)**	**$V_{dynamique}$ (KN)**	**Obsarvation**
Sens xx	1126.10	900.88	1131.18	CV
Sens yy	1126.10	900.88	1049.10	CV

Vérification vis-à-vis des déplacements :

Le déplacement horizontal à chaque niveau K de la structure est calculé par :

D'après **RPA99/ version2003 (Article 4.4.3)** :

$$\delta_k = \mathbf{R} \times \delta_{ek}$$

δ_{ek} : Déplacement dû aux forces F_i(y compris l'effet de torsion).

R : Coefficient de comportement**(R=5).**

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

$$\Delta\mathbf{k} = /\delta_k - \delta_{k-1}/$$

Le **RPA99/ version2003 (Article 5.10)**exige que le déplacement relatif soit inférieur à **1%** de la hauteur de l'étage :

$$\Delta\mathbf{k} \leq \mathbf{1\ \%} \times h_e$$

h_e: la hauteur de l'étage.

Tableau(5) : Vérification des déplacements pour le sens xx.

	Sens xx						
Niveau	**δ_{eK} (m)**	**R**	**δ_K(m)**	**Δk(m)**	**1%h_e(m)**	**$\Delta k/h_k$%**	**Obs**
RDC	0,004	5	0.02	0.02	0.031	0.0064	OK
1er Etage	0.012	5	0.04	0.02	0.031	0.0064	OK
2eme Etage	0.023	5	0.055	0.015	0.031	0.0048	OK
3eme Etage	0.033	5	0.05	0.005	0.031	0.0016	OK
4eme Etage	0.043	5	0.05	0	0.031	0	OK
5eme Etage	0.051	5	0.04	0.01	0.031	0.0032	OK

Tableau(6) : Vérification des déplacements pour le sens yy.

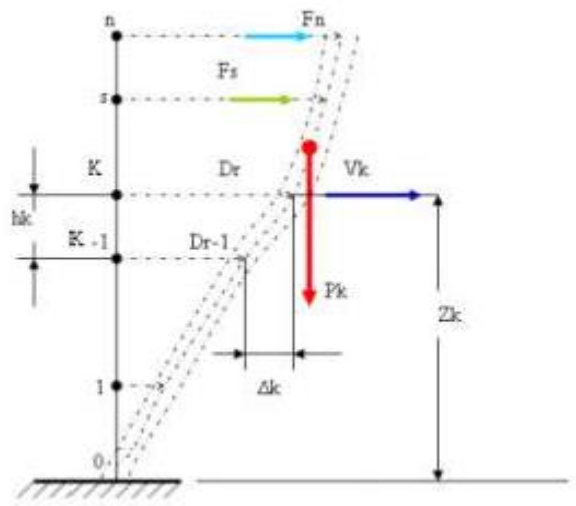
	Sens yy						
Niveau	**δ_{eK} (m)**	**R**	**δ_K(m)**	**Δk(m)**	**1%h_e (m)**	**$\Delta k/h_k$%**	**Obs**
RDC	0,005	5	0.025	0.025	0.031	0.0080	OK
1er Etage	0.016	5	0.055	0.03	0.031	0.0096	OK
2eme Etage	0.03	5	0.07	0.015	0.031	0.0048	OK
3eme Etage	0.043	5	0.065	0.005	0.031	0.0016	OK
4eme Etage	0.055	5	0.06	0.005	0.031	0.0016	OK
5eme Etage	0.066	5	0.055	0.005	0.031	0.0016	OK

Analyse des résultats :

D'après le tableau ci-dessus, on remarque que dans les deux sens les déplacements relatifs dus aux efforts sismique sont inférieurs aux déplacements relatifs admissibles donnés par le RPA, donc la stabilité de l'ouvrage sous charges horizontales est assurée.

Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ :

C'est le moment additionnel dû au produit de l'effort normal dans un poteau au niveau d'un nœud de la structure par le déplacement horizontal du nœud considéré.



Figure(8) : Evaluation des effets du second ordre

L'effet P-Δ(effet de second ordre) est l'effet dû aux charges verticales après déplacement. Il peut être négligé si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\boldsymbol{\theta} = \frac{P_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k} \leq 0.1 \text{ tel que :}$$

P_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitations associées au dessus du niveau « k »

Avec : $P_k = \sum_{i=1}^{n} (w_{Gi} + \beta\, w_{Qi})$

V_k : Effort tranchant d'étage de niveau « k ».

Δ_k : Déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 ».

h_k : Hauteur de l'étage « k ».

- Si $0.1 < \theta_k < 0.2$ l'effet P-Δ peut être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculée aux moyens d'une analyse élastique du premier ordre par le facteur $\frac{1}{1-\theta_k}$
- Si $\theta_k > 0.2$ la structure est partiellement instable elle doit être redimensionnée.

Tableau(7): Vérification à L'effet P-Δ.

	Sens xx					
Niveau	**P_k(KN)**	**Δ_k(m)**	**V_k(KN)**	**h_k(m)**	**θ**	**θ≤0.1**
RDC	14218,55	0.02	1131,18	3.10	**0.08**	**OK**
1 ere étage	11749,55	0.02	1090,64	3.10	**0.06**	**OK**
2 ème étage	9373,08	0.015	994,54	3.10	**0.04**	**OK**
3 ème étage	6996,61	0.005	844,62	3.10	**0.01**	**OK**
4ème étage	4620,14	0	634,66	3.10	**0**	**OK**
5 ème étage	2257,11	0.01	366,12	3.10	**0.01**	**OK**

Tableau(8): Vérification à L'effet P-Δ.

	Sens yy					
Niveau	**P_k(KN)**	**Δ_k(cm)**	**V_k(KN)**	**h_k(m)**	**θ**	**θ≤0.1**
RDC	14218,55	0.025	1049,10	3.10	**0.1**	**OK**
1 ere étage	11749,55	0.03	1008,96	3.10	**0.1**	**OK**
2 ème étage	9373,08	0.015	916,96	3.10	**0.04**	**OK**
3 ème étage	6996,61	0.005	777,69	3.10	**0.01**	**OK**
4ème étage	4620,14	0.005	585,60	3.10	**0.0**	**OK**
5 ème étage	2257,11	0.005	340,52	3.10	**0.01**	**OK**

Analyse des résultats :

D'après les résultats obtenus dans ces tableaux, les effets P-Δ peuvent être négligés.

Vérification de L'excentricité accidentelle :

Dans cette analyse tridimensionnelle l'excentricité accidentelle, est prise en charge par le logiciel ;en lui affectant la valeur exigée par le **RPA99/version2003(Article4.3.7)**
± 0.05L (L : étant la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique), cette valeur doit être appliquée au niveau du plancher considéré suivant chaque direction.

Sens X : $e_{accidentelle}$= 0.05× L_{xi}

Sens Y : $e_{accidentelle}$= 0.05× L_{yi}

La détermination du centre de masse est basée sur le calcul des centres de masse de chaque élément de la structure (acrotère, poteaux, poutres, plancher, escalier, voiles, balcons, maçonnerie extérieur).

Les coordonnées du centre de masse sont données par :

$$X_G = \frac{\sum M_i \times X_i}{\sum M_i} \quad \text{et} \quad Y_G = \frac{\sum M_i \times Y_i}{\sum M_i}$$

Avec :

M_i **:** la masse de l'élément i.

X_i **;** Y_i : coordonnées du centre de gravité de l'élément i par rapport au repère global.

Tableau(9) : Centre de masse et centre de torsion.

	Position du centre de masse		**Position du centre de torsion**	
Niveau	**X_G(m)**	**Y_G(m)**	**X_R(m)**	**Y_R(m)**
RDC	10,86	4,61	10,85	4,78
1er Etage	10,85	4,61	10,85	4,78
2eme Etage	10,85	4,61	10,85	4,78
3eme Etage	10,85	4,61	10,85	4,78
4eme Etage	10,84	4,60	10,85	4,78
5eme Etage	10,85	4,48	10,85	4,78

➢ **Calcul de l'excentricité :**

- **L'excentricité théorique :**

$\mathbf{e_x}$= | X_G - X_R | ; $\mathbf{e_y}$= | Y_G - Y_R |

- **L'excentricité accidentelle :**

$\mathbf{e_{acc}}$= 0.05 × L

Tableau(10) : Vérification de L'excentricité accidentelle.

	L'excentricité théorique		L'excentricité accidentelle		observation
Niveau	$\mathbf{e_x}$	$\mathbf{e_y}$	$\mathbf{e_{acc}}$	$\mathbf{e_{acc}}$	$\mathbf{e_{theorique} < e_{acc}}$
RDC	**0.01**	**0.17**	**0.54**	**0.93**	**CV**
1er Etage	**0**	**0.17**	**0.54**	**0.93**	**CV**
2eme Etage	**0**	**0.17**	**0.54**	**0.93**	**CV**
3eme Etage	**0**	**0.17**	**0.54**	**0.93**	**CV**
4eme Etage	**0**	**0.18**	**0.54**	**0.93**	**CV**
5eme Etage	**0**	**0.3**	**0.54**	**0.93**	**CV**

Analyse des résultats :

D'après les résultats des excentricités accidentelles dans chaque étage représenté dans les deux tableaux précédents l'excentricité dans tous les étages ne dépasse pas **0,05×Li** dans chaque direction de chaque excentricité. Donc cette condition vérifiée.

Vérification au renversement :

Pour que la Tour soit stable au renversement il doit vérifier la relation Suivante :

$$\frac{M_{st}}{M_r} \geq \mathbf{1.5}$$

Avec :

M_{st}: Moment stabilisant,**M_{st} = W×L/2**

M_r: Moment renversant , **M_r=**$\sum F_i \times h_i$

W : Poids du bâtiment.

F : Force sismique au niveau i.

- **Sens longitudinal :**

Tableau(11) : Vérification de renversement de la Tour sens longitudinal.

Niveau	F_x	h_i (m)	Lx(m)	Lx/2 (m)	M_{st} (KN.m)	M_r (KN.m
RDC	1131,18	3.10	22	11	**156404.05**	**3506.65**
1er Etage	1090,64	3.10	22	11	**129245.05**	**3380.98**
2eme Etage	994,54	3.10	22	11	**103103.88**	**3083.07**
3eme Etage	844,62	3.10	22	11	**76962.71**	**2618.32**
4eme Etage	634,66	3.10	22	11	**50821.54**	**1995.34**
5eme Etage	366,12	3.10	22	11	**24828.21**	**1134.97**

Analyse des résultats :

$\sum M_{st} = W \times L/2 =$ **13795.55 × 18.60/2 = 128298.61** KN.m

$\sum M_r = \sum F_i \times h_i = 15719.33$ KN.m

$M_{st}/M_r = 8.16 \geq 1.5$

→ Cette condition est vérifiée selon X

- **Sens transversal :**

Tableau(12) : Vérification de renversement de la Tour sens transversal.

Niveau	F_y	h_i (m)	Ly(m)	Ly/2 (m)	M_{st} (KN.m)	M_r (KN.m
RDC	1049,10	3.10	10.91	5.455	**77562.19**	**3252.21**
1er Etage	1008,96	3.10	10.91	5.455	**64093.79**	**3127.77**
2eme Etage	916,96	3.10	10.91	5.455	**51130.15**	**2842.57**
3eme Etage	777,69	3.10	10.91	5.455	**38166.50**	**2410.83**
4eme Etage	585,60	3.10	10.91	5.455	**25202.86**	**1815.36**
5eme Etage	340,52	3.10	10.91	5.455	**12312.53**	**1055.61**

Analyse des résultats :

$\sum M_{st} = W \times L/2 =$ **128298.61** KN.m

$\sum M_r = \sum F_i \times h_i = 14504.35$ KN.m

$M_{st}/M_r = 8.84 \geq 1.5$

→ Cette condition est vérifiée selon Y

La stabilité au renversement est vérifiée dans les deux sens.

Conclusion :

Reposons sur ces résultats obtenus dans cette étude dynamique, on peut dire que notre bâtiment est bien dimensionné et peut résister aux déférents chocs extérieurs, tel que le séisme après un ferraillage correcte.

Chapitre VII

Etude des éléments structuraux

Introduction :

Les éléments principaux, sont les éléments qui interviennent dans la résistance aux actions sismique, ainsi qu'aux actions dues aux charges permanentes et les charges d'exploitation. Le ferraillage de ces éléments doit être calculé de manière à résister les combinaisons de différentes actions, en considérant le cas le plus défavorable.

Les règlementations en vigueur « BAEL91et RPA99 » nous dictent un certain nombre de combinaison avec lesquelles nous allons travailler.

Les objectifs de la détermination des sections d'aciers nécessaires pour assurer les critères relatifs à la résistance, la ductilité, et la stabilité des éléments constructifs de notre ouvrage.

Etude des poteaux :

Les poteaux sont soumis à des efforts normaux, des moments fléchissant et à des efforts tranchants, ils seront donc calculés en flexion composée, avec un cas de fissuration jugé peu nuisible à l'ELU de stabilité de forme, on considérant les sollicitations suivants :

- Effort normal.
- Effort tranchant.
- Moment fléchissant.

Donc ils doivent être ferraillés en flexion composée selon la combinaison la plus défavorable et dans les situations suivantes :

➢ Situation durable :

- Béton : γ_b=1,5 ; fc28=25MPa ; σbc = 14,17MPa
- Acier : γs=1,15 ; Nuance FeE400 ; σs=348MPa

➢ Situation accidentelle :

- Béton : γb=1,15 ; f_{c28}=25MPa ; σ_{bc}=18,48MPa
- Acier : γ_s=1,00 ; Nuance FeE400 ; σ_s=400MPa

a. Combinaison spécifique de calcul :

- Combinaisons fondamentales « BAEL 91 révisée 99 » :

1,35×G + 1,5×Q.....(ELU)
G + Q.....(ELS)

- Combinaisons accidentelles « RPA 99 / version 2003 » art 5.2 :

G + Q ± E.....(ACC)
0,8G ± E.....(ACC)

Chacune des trois combinaisons donne une section d'acier. La section finale choisit correspondra au max des trois valeurs (cas plus défavorable).

Les poteaux sont soumis aux efforts suivants :

- Effort normal.
- Effort tranchant.
- Moment fléchissant.

Ils seront donc calculés en flexion composée. Dans les calculs on peut avoir l'un des trois cas suivants :

- Section entièrement comprimée **SEC**.
- Section entièrement tendue **SET**.
- Section partiellement comprimée **SPC**.

Le ferraillage des poteaux doit être mené conformément aux exigences du CBA et aussi aux prescriptions du RPA données ci-après :

b. Les armatures longitudinales :

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence droites et sans crochets .
- Leur pourcentage minimal sera de 0.8% (zone II).
- Leur pourcentage maximal sera de 4% en zone courante et de 6% en zone de recouvrement.
- La longueur minimale de recouvrement est de 40 Φ (zone II)
- La distance entre les barres verticales dans une surface du poteau ne doit pas dépasser 25cm (zone II).

- La jonction par recouvrement doit être faite si possible à l'extérieure des zones nodales (zones critiques)
- $h' = \text{Max}(h_e/6, b_1, h_1, 60\text{cm})$.

Les valeurs numériques relatives aux prescriptions du RPA concernant notre ouvrage sont apportées dans le tableau suivant :

c. Les armatures transversales :

D'après **[RPA99version2003]** (Art 7.4.2.2) :

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivant :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h_1 \times f_e} \quad \text{(1).}$$

V_u : l'effort tranchant de calcul.

h_1 : hauteur totale de la section brute.

f_e**:** contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

q_a: Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par l'effort tranchant; il est pris égale à :

$\rho_a = 2.5$ ..... $Z_g \geq 5$

$\rho_a = 3.75$ ..... $Z_g < 5$

$Z_g = (\frac{lF}{a}$ ou $\frac{lF}{b})$.

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\Phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \Phi_l\right) \text{ ..... BAEL 91 révisée 99.}$$

t : L'espacement des armatures transversales dont la valeur est déterminé dans la Formule (1); par ailleurs la valeur maximum de cet espacement est fixée comme suit :

- dans la zone nodale : $t \leq \text{Min}(10\Phi_1, 15\text{cm})$ en zone IIa
- dans la zone courante : $t' \leq 15\ \Phi_1$ en zone IIa

Où 0_1est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

d. Vérification spécifique sous sollicitations normales :

Avant de calculer le ferraillage il faut d'abord faire la vérification prescrite par le RPA99/2003 article 7.4.3 dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitation d'ensemble dues au séisme.

L'effort normal de compression est limité par la condition suivante :

$$\mathbf{V = \frac{Nd}{Bc \times F_{c28}} \leq 0.3}$$

Avec :

N_d : L'effort du poteau le plus sollicité sous combinaison sismique.

Bc : L'aire (la section brute obtenue après calcul sismique) de cette dernière.

F_{c28} : La résistance caractéristique du béton à 28 jours.

Tableau(1) : Vérification des nouveaux poteaux sous les sollicitations normales.

poteaux	N_d **(t)**	Bc **(cm²)**	F_{c28}	**V≤0.3**	**observation**
40*40	**103. 496**	**40×40**	**25**	**0.25**	**Vérifie**

Calcul des armatures longitudinales :

Tableau(2): sollicitations dans les poteaux

	ELU		**G+Q±E**		**0.8G±E**	
	N_{max} **et** M_{corr}		M_{max} et N_{corr}		N_{min} **et**M_{corr}	
Poteaux	N_{max}	M_{corr}	M_{max}	N_{corr}	N_{min}	M_{corr}
40*40	**1034.96**	**36.63**	**43.77**	**833.07**	**577.65**	**38.35**

Remarque

Les résultats obtenus dans le tableau ci-dessus correspondants aux combinaisons les plus défavorables pour les poteaux.

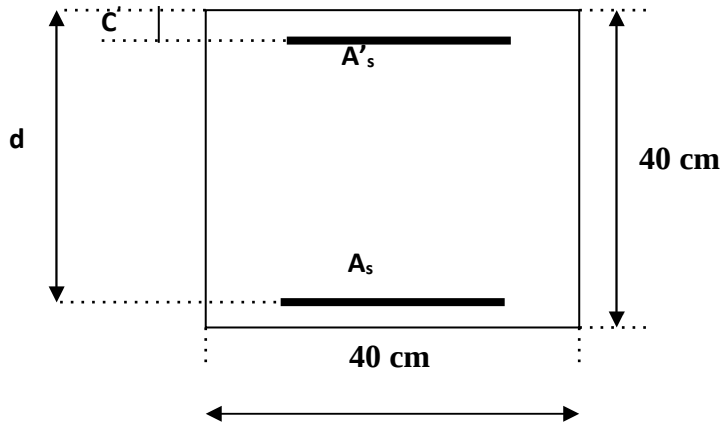
Ferraillage des Poteaux (40x40) cm:

b = h = 40cm

d= 0,9h = 36cm= 0,36m

c= 2cm = 0,02m ; σ_{sc}= 348MPa

Nuance Fe400 ; Fissuration préjudiciable.



Figure(1) : Représentation schématique Poteau (40×40**)**

Exemple de calcul :

- **ELU :**

N_{max} = 1034.96 Kn

M_{corr} = 36.63Kn.m

Calcul de l'excentricité « e »:

e = e_1+ e_2

e_1= e_a+ e_0

e_1 : excentricité du premier ordre de la résultante des contraintes normales avant application des excentricités additionnelles.

e_a : excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques initiales (après exécution).

e_a = max (2 cm ; l / 250) =2 cm.

$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{36.63}{1034.96}$ = 3.53cm

e_1= e_a+ e_0 =5.53cm

e_2 : excentricité due aux effets du second ordre.

On peut considérer les effets du second ordre d'une manière forfaitaire si :

$L_f / h < \max (15 ; 20 \times e_1 / h)$

on a donc:

$\mathbf{L_f} = 0,7\ L_0 = 0.7 \times 3.10 = 2.17m.$ ⟶ $\mathbf{l_f / h} < \max (15 ; 2.76)$

$\mathbf{l_f/h}$ =5.42 < 15 **donc**: les effets du second ordre peuvent être considérés d'une manière forfaitaire

$\mathbf{e_2} = 3.\ l_f{}^2.(2 + \alpha.\varphi\ ) / 10^4.h = 1.29cm$

$\varphi=2$

$\alpha = \frac{M_g}{M_g + M_q} = \frac{20.81}{20.81+4.15} = 0.83$

$e = e_1 + e_2 = \mathbf{6.82\ cm.}$

$\mathbf{M_u} = N.e = 1034.96 \times 0.0682 = \mathbf{70.58\ KN.m}$

$\mathbf{M_{ua}} = M_u + N_u \times (d - \frac{h}{2}) = 70.58 + 1034.96 \times (0.36-0.2) = 236.17KN.m$

$\mathbf{M_u < M_{ua}}$

$\mu_a = \frac{M_{ua}}{bd^2 f_b} = \frac{236.17 \times 10^3}{0.4 \times (360)^2 \times 14.17} = 0.321$

$\mu_a = 0,321 < 0,493$ ….. Section partiellement compriée

$\alpha = 1.25\ (1 - \sqrt{1 - 2u}) \Longrightarrow \alpha = 1.25\ (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.321}) = \mathbf{0.503}$

$Z = d\ (1 - 0.4\alpha). \Longrightarrow Z = 36(1 - 0.4 \times 0.503) = \mathbf{28.75cm.}$

$A_s = \frac{M_{ua}}{z \times \sigma s} = \frac{236.17 \times 10^3}{28.75 \times 10^{-2} \times 348} = 23.6cm^2$

- **Sections minimales exigée par le RPA99/version2003 :**
  - **poteaux (40 x 40)**

    $\mathbf{A_s = 14,4\ cm^2}$

Les sections d'acier sont représentées dans le tableau suivant :

Les sections de calcul sont obtenues pour les sollicitations défavorables prescrites dans le tableau ci-dessus

Tableau (3) : ferraillage du poteau

Sections Poteaux (cm^2)	Section d'acier de calcul (cm^2)			Section Min RPA (cm^2)	Section retenue (cm^2)	Choix des barres
	Comb 01	Comb02	Comb03			
40*40	23.56	19.56	13.49	14.4	25.30	**8T16 + 6T14**

❖ **Calcul des armatures transversales :**

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h_1 \times f_e}$$

$$Z_g = \left(\frac{lF}{a} \text{ ou } \frac{lF}{b}\right) = (0{,}7 \times 310)/40 = 5.425$$

➢ **Espacement :**

- dans la zone nodale : $t \leq \text{Min}(10\Phi_1, 15\text{cm})$ en zone IIa
- dans la zone courante : $t' \leq 15\ \Phi_1$ en zone IIa

Φ_l **:** diamètre minimal longitudinal

On prend **: t =10 cm.**

➢ **Espacement des cadres :(BAEL 91)**

St= min (12 Φ_l ; a/2 ;30 cm) = 24 cm . (en zone courante , a la plus petit dimension).

St= min (8 Φ_l ; a/4 ;15 cm)= 14 cm (en zone critique).

On prend le min St = (RPA, BAEL)

Donc : zone critique **St =10 cm.**

zone courante **St= 14 cm.**

➢ **Détermination de A_t :**

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h_1 \times f_e} \Longrightarrow \frac{\rho_a \times V_u}{h_1 \times f_e} \times t = \frac{5.35 \times 53.02 \times 10^3}{400 \times 400} \times 100 = 1.77 cm^2$$

$A_t = 1.77 cm^2$

Soit une section de :

2Φ10 + 4 Φ8 ⟶ **A_t = 3, 58 cm^2**

✓ **Vérification des poteaux à l'effort tranchant :**

$\tau = \frac{V}{b \times d} = \frac{53.02 \times 10^3}{400 \times 360}$ Avec : V= 53.02 KN

$\boldsymbol{\tau}$ =0.36 MPA

$\bar{v} = \min(0{,}20 \times f_{c28}, 4\text{Mpa}) =$ **4** Mpa

$\overline{v_u} = \rho_d f_{c28} = 0{,}075 \times 25 =$ **1,875** Mpa

$\tau < \bar{v}$ **CV.**

$\tau < \overline{v_u}$ **CV.**

➢ **Vérification de la condition de non fragilité :**

$A_{s\,min} > \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 400 \times 360 \times 2.1}{400}$

$A_{s\,min}$ =1.73 cm^2 ·····condition vérifiée.

✓ **Vérification vis à vis de l'état limite de service :**

Les contraintes sont calculées à l'état limite de service sous (M_{ser}, N_{ser}), La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte dans les aciers tendus.

$\overline{\sigma_{bc}} = 0.6 f_{c28} = 15\text{Mpa}$

❖ **Détermination de La Position de L'axe Neutre:**

$by^2/2 + nA'(y - c') - n.A_s(d - y) = 0$

$20y^2 - 15 \times 25.30 \times (36 - y) = 0 \Rightarrow 20y^2 - 13662 + 379.5y = 0$

y =18.31 cm

❖ **Moment d'inertie :**

$I = \frac{b}{3} y^3 + nA'(y - c')^2 + n.A_s(d - y)^2 = \frac{40}{3}(18.31)^3 + 15 \times 25.30\,(36 - 18.31)^2$

I =200606.43 cm^4

✓ **Vérification Des Contraintes :**

- **Contrainte de Béton :**

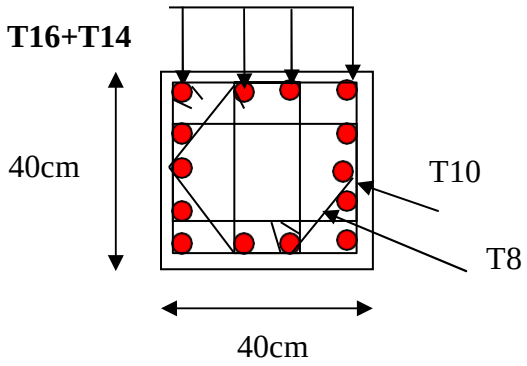
$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$

$\sigma_{bc} = \frac{Ms}{I} y = \frac{23.40\times10^{2}}{200606.43} \times 183.1 = 2.13MPa$

$\overline{\sigma_{bc}} = 0.6\, f_{c28} = 0.6\times25 = 15MPa$

σ_{bc} **=2.13 MPa** $\leq \overline{\sigma_{bc}}$ **=15 MPa** ..... **vérifiée.**

Schéma de ferraillage du poteau :



Figure(2) : Schéma de ferraillage des poteaux

Etude des Poutres :

Les poutres sont des éléments structuraux qui transmettent les efforts de plancher vert les poteaux. Elles sont sollicitées à la flexion simple. Comme la fissuration est jugée peu nuisible, le ferraillage se fera à l'ELU et les Contraintes seront vérifiées à l'ELS suivant les recommandations de le RPA 99/version 2003.

Recommandation du RPA 99/V2003

- **Les combinaisons de calcul :**

Combinaisons fondamentales « BAEL 91 révisée 99 »

1,35×G + 1,5×Q..... (ELU)

G + Q.....(ELS)

Combinaisons accidentelles «RPA 99 / version 2003 »

G + Q ± E .....(ACC)

0.8 G ± E .....(ACC)

- **Coffrage :**

Les poutres doivent respecter les dimensions ci-après :

$b \geq 20$

$h \geq 30$ et $\frac{h}{b} \leq 4$ **RPA99/ 2003(Article 7.5.1)**

$b_{max} \leq 1.5h + b_1$

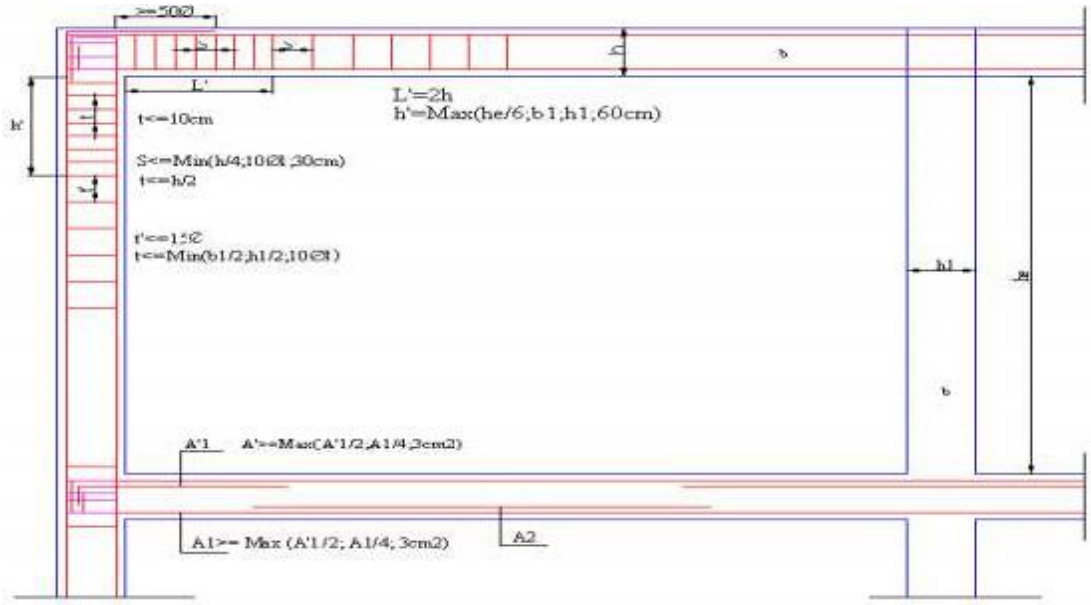
- **Les armatures longitudinales : RPA 99/2003 (Article 7.4.2.1)**
  - ✓ Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% de la section de la poutre : A_l^{min} **= 0.5% b×h.**
  - ✓ Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
    4% de la section de la poutre en zone courante : A_{max} **= 4%×b×h**
    6% de la section de la poutre en zone de recouvrement : A_{max} **= 6%×b×h**
  - ✓ La longueur minimale des recouvrements est de : **40 Ø**$_{max}$ **en zone IIa** Ø$_{max}$ **:** le diamètre maximal utilisé.
  - ✓ L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à **90°.**
  - ✓ Les cadres du nœud disposés comme armatures transversales des poteaux, sont constitués de **2U** superposés formant un carré ou un rectangle .
  - ✓ On doit avoir un espacement maximum de 10 cm entre deux cadres et un minimum de trois cadres par nœuds.

Les valeurs numériques des armatures longitudinales relatives aux prescriptions du RPA99 sont illustrées dans le tableau ci-dessous :

Tableau(4): Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poutres selon le RPA

Etage	Type de poutres	Section (cm^2)	A_{max}(cm^2) zone courante	A_{max} (cm^2) Zone de recouvrement	A_{min} (cm^2)
Etage courant	principale	30×40	48	72	6
	secondaire	30×35	42	63	5.25
Terasse	principale	30×40	48	72	6
	secondaire	30×30	42	63	5.25

- **Les armatures transversales : RPA 99/2003 (Article 7.5.2.2)**
  - ✓ La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par : A_t = **0.003×S×b**
  - ✓ L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :
    - $S \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12Ø_1\right)$; Zone nodale (Zone II)
    - $S \leq \frac{h}{2}$; Zone courante (Zone II)
  - ✓ La valeur du diamètre $Ø_l$ des armatures longitudinales à prendre est le plus petit diamètre utilisé, et dans le cas d'une section en travée avec armatures comprimées. C'est le diamètre le plus petit des aciers comprimés.
  - ✓ Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5cm au plus du nu d'appui ou de l'encastrement.



Figure(3) : Dispositions constructives des portiques.

Calcul du ferraillage :

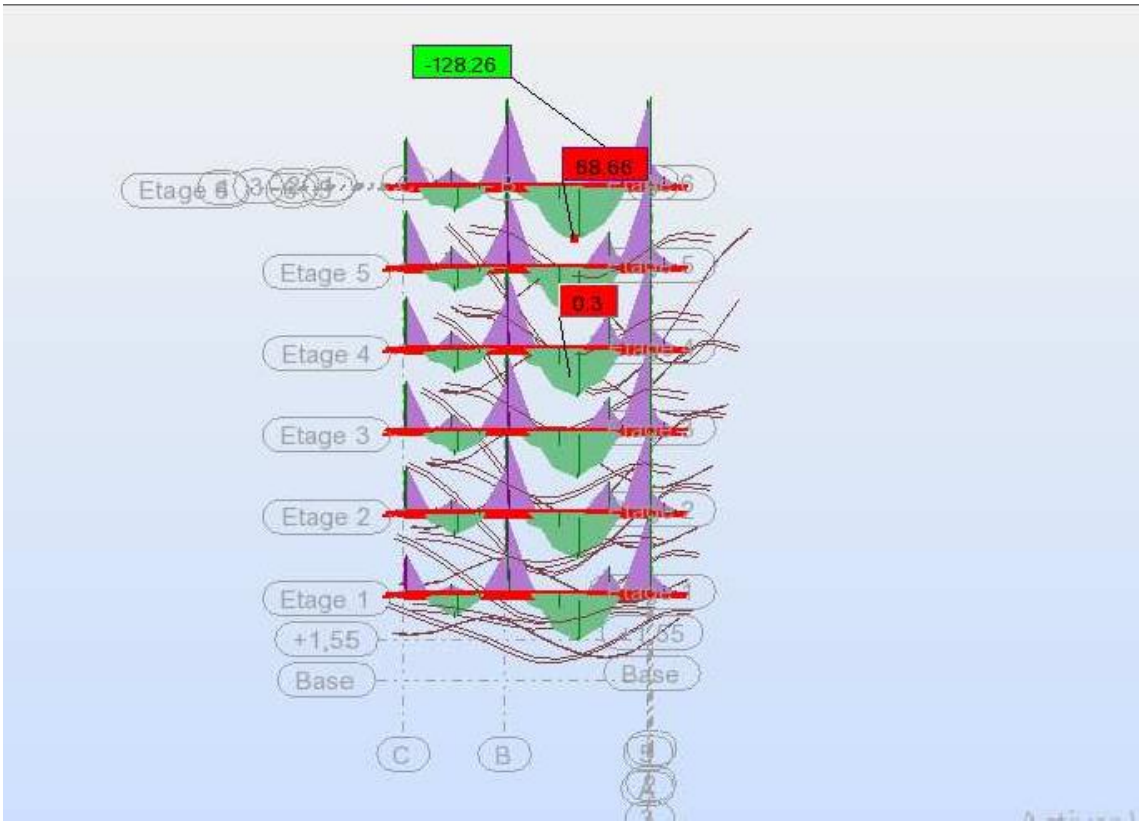
Le ferraillage des poutres est calculé à partir des sollicitations maximales déduites du logiciel ROBOT2014.

- **Sollicitations de calcul :**

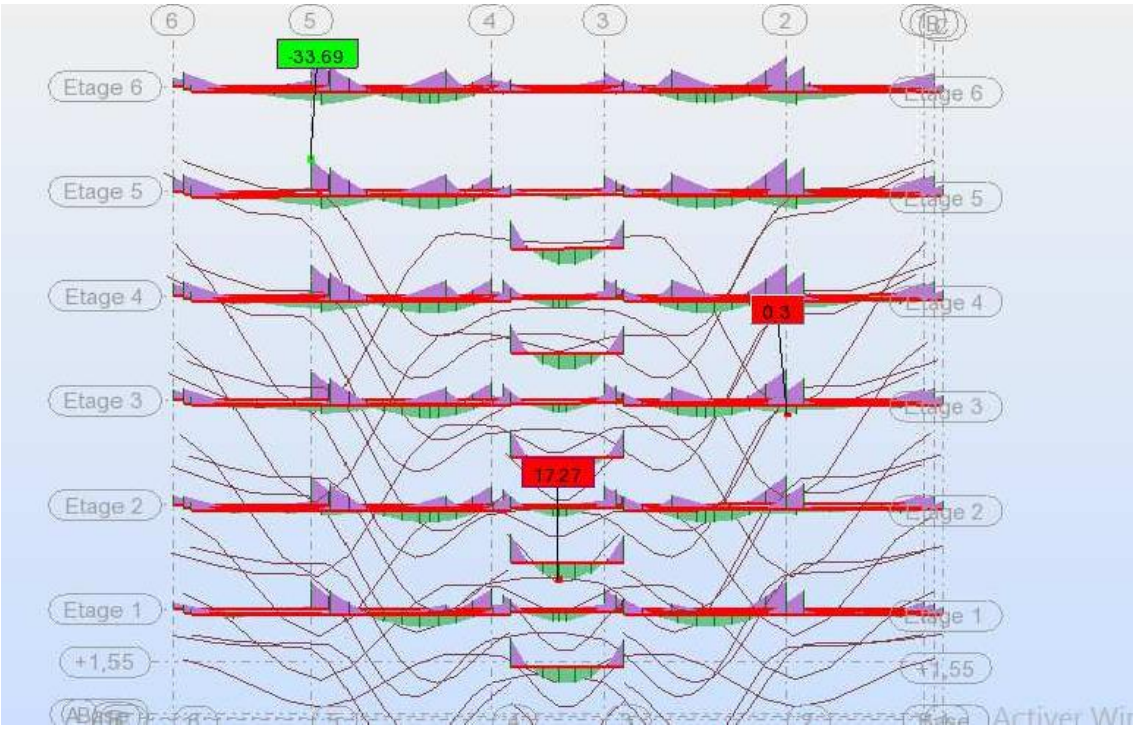
Les sollicitations de calcul les plus défavorables sont représentées dans le tableau ci-dessous

Tableau (5): Sollicitations de la poutre principale et la poutre secondaire

Section (cm^2)	**ELU**		**ELS**	
	M_t **(KN.m)**	M_a **(KN.m)**	M_{St} **(KN.m)**	M_{Sa} **(KN.m)**
P.P 30*40	**68.66**	**128.26**	**50.15**	**92.95**
P.S 30*35	**17.27**	**33.69**	**12.45**	**24.21**



Figure(4) : les moments sur les poutres principales (ELU) .



Figure(5) : les moments sur les poutres secondaires (ELU) .

Poutre principale (30*40) :

A. Armatures longitudinales : RPA 99/2003 (Article 7.5.2.1)

Le calcul du ferraillage est en flexion simple :

h= 40cm; b =30cm; d= 0.9×h =0.9×40 =36cm

- **Ferraillage en travée :**

- **ELU (1.35G+1.5Q) :**

M_{trv}= 68.66KN.m.

$\mu = \frac{M_{trv}}{bd^2.\sigma_{bc}}$ avec : $\sigma_{bc} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \gamma_b}$ et θ= 1 ; γ_b = 1.5 $\Longrightarrow$ $\sigma_{bc} = \frac{0.85 \times 25}{1.5}$ =14.17MPa

$\mu = \frac{68.66 \times 10^3}{(0.3 \times 360^2 \times 14.17)} = 0.124$

$\mu = 0.124 < \mu l = 0.392$ $\Longrightarrow$ $A' = 0$ (les armatures comprimées ne sont pas nécessaire).

$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu})$ $\Longrightarrow$ $\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.124})$ $\Longrightarrow$ **$\alpha = 0.166$**

$z = d (1 - 0.4\alpha)$ $\Longrightarrow$ $z = 36(1 - 0.4 \times 0.166)$ $\Longrightarrow$ **$z = 33.59$cm**

$A_t = \frac{Mu}{z.\sigma_s}$ avec : $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$ et γ_s =1.15 $\Longrightarrow$ $\sigma_s = \frac{400}{1.15}$ = 348 MPa

$A_t = \frac{68.66 \times 10^3}{(33.59 \times 10^{-2} \times 348)} = 5.87cm^2$

As =5.87cm²

Donc on adopte: **5T14 ;As = 7.69cm²**

- **Armature de répartition:**

$A_r = \frac{As}{4} = \frac{7.69}{4} = 1.92cm^2$

On adopte : **3T16 ;Ar =6.02cm²**

- **Ferraillage en appuis :**

- **ELU (1.35G+1.5Q)**

M_a= 128.26KN.m.

$\mu = \frac{M_a}{bd^2.\sigma_{bc}}$ avec : $\sigma_{bc} = \frac{0.85 f_{c28}}{0 y_b}$ et θ= 1 ; γ_b = 1.5 $\Longrightarrow$ $\sigma_{bc} = \frac{0.85 \times 25}{1.5}$ =14.17MPa

$\mu = \frac{128.26 \times 10^3}{(0.3 \times 360^2 \times 14.17)} = 0.232$

$\mu = 0.232 < \mu l = 0.392$ $\Longrightarrow$ $A' = 0$ (les armatures comprimées ne sont pas nécessaire).

$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu})$ $\Longrightarrow$ $\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.232})$ $\Longrightarrow$ **α =0.336**

$z = d (1 - 0.4\alpha)$ $\Longrightarrow$ $z = 36(1 - 0.4 \times 0.336)$ $\Longrightarrow$ **z =31.15cm**

$A_a = \frac{Mu}{z.\sigma_s}$ avec : $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$ et γ_s =1.15 $\Longrightarrow$ $\sigma_s = \frac{400}{1.15}$ = 348 MPa

$A_a = \frac{128.26 \times 10^3}{(31.15 \times 10^{-2} \times 348)} = 11.82cm^2$

Aa =11.82cm²

Donc on adopte: **6T16=12.05cm²**

➢ **Armature de répartition:**

$A_r = \frac{As}{4} = \frac{12,05}{4} = 3.01cm^2$

On adopte : **3T14;Ar =4.61cm²**

➢ **Vérification des armatures :**

✓ **Vérifications des armatures longitudinales selon le CBA/93** :

- Section minimale :

$A_s^{min} \geq 0.001(b \times d) = 0.001 \times 30 \times 36 = 1.08cm^2 < A_{s.calculée}$ ..... CV.

- Condition de non fragilité :

$A_{min} \geq 0,23b.d.\ f_{tj(28)} / f_e = 0.23 \times 30 \times 36 \times 2.1 / 400 = 1.30cm^2 < A_{s.calculée}$ ..... CV.

✓ **Vérifications selon le RPA/V2003 :**

- Pourcentage minimal :

$A_{min} = 0,5\% \times b \times h = 0,5/100(30.40) = 6\ cm^2 < A_{s.calculée}$ ..... CV.

- Pourcentage maximal :

Zone courante : $A_{max} = 4\% \times b \times h = 0.04 \times 30 \times 40 = 48cm^2$

Zone nodale : $A_{max} = 6\% \times b \times h = 0.06 \times 30 \times 40 = 72cm^2$

Toutes les conditions sur les armatures longitudinales sont respectées.

✓ **Les longueurs de recouvrement :**

Selon **RPA/2003 Art (7.5.2.1) :**

La longueur minimale des recouvrements est de : **Lr> 40×Ø** en **zone II**

- $Ø_l$ =20mm → $L_r >$ 40×2 = 80 cm, on adopte: L_r = 80cm
- $Ø_l$ =16mm → $L_r >$ 40×1.6 = 64cm, on adopte: L_r = 65cm
- $Ø_l$ =14mm → $L_r >$ 40×1.4= 56cm, on adopte: L_r = 60cm

B. Les armatures transversales :

- **Calcul Ø:**

D'après le « BAEL 91, modifié 99, page 196 » on a la condition suivante :

$Ø_t \leq \min(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; Ø_l) = \min(40/35; 30/10; 1.6) = \min(1.14; 3; 1.6)$

$Ø_t \leq 1.14cm$

On prend : **Øt=8mm** $\Longrightarrow$ **Øt = 4T8 = 2.01cm²**

- **Calcul des espacements :**

$S_t \leq \min(0.9d; 40)\ cm = \min(0.9\times 36; 40)cm = \min(32.4; 40)cm$

$S_t \leq 32.4cm$

On prend : **St=20cm**

Selon **le RPA 99/2003 (Article 7.5.2.2):**

Dans la zone nodale : $S_t \leq \min(\frac{h}{4}; 12Ø_{l.min}; 30)cm$

Dans la zone courante : $S'_t \leq \frac{h}{2}$

$Ø_{l.min}$: Le diamètre minimal des armatures longitudinales de la poutre considérée.

$S_t \leq \min(\frac{h}{4}; 12Ø_{l.min}; 30)cm = \min(40/4; 12\times 1.4; 30)cm = \min(10; 16.8; 30)cm = 10cm$

$S'_t \leq \frac{h}{2} = 40/2 \leq 20cm$

On prend : S_t = 10cm ; S'_t = 15cm

$A_t^{min} = 0.003\times S_t \times b = 0.003\times 15\times 30 = 1.35cm^2$

A_{tmin} =2.01cm² > $A_{t;min}$ = 1.35cm² ……CV.

➢ **Vérification à l'ELU :**

✓ **Vérification de L'effort Tranchant :**

On doit vérifier : $\tau_u \leq \overline{\tau_u}$ avec : V_u =138.03Kn

$$\tau_u = \frac{Vu}{bd} = \frac{138.03 \times 10^3}{300 \times 360} = 1.27MPa$$

Fissuration peu préjudiciable :

$\overline{\tau_u}$ =min ($\frac{0,2.fc28}{\gamma_b}$ MPa ; 5MPa) = min ($\frac{0,2 \times 25}{1.5}$ MPa ; 5MPa)=min (3.33MPa ; 5MPa)

$\overline{\tau_u}$= 3.33MPa

v_u= **1.27MPA** ≤ $\overline{v_u}$ =**3.33MPa** .....**CV.**

on a pas de risque de cisaillement

✓ **Vérification des armatures longitudinales au cisaillement:**

- **En appui de rives : Al >** $\frac{Vu \times ys}{fe}$

$A_l > \frac{138.03 \times 10^3 \times 1.15}{400} = 3.45cm^2$

$A_l = 12.05cm^2 > A_{rive} = 3.45cm^2$ ····· CV.

✓ **Vérification des armatures longitudinales au cisaillement:**

➢ **Vérification à l'ELS :**

❖ **En travée :**

M_{st} = 50.15 KN.m

- **Détermination de La Position de L'axe Neutre:**

$by^2/2 + nA'(y-c') - n.A_s(d-y) = 0$

$15y^2 - 15 \times 7.69 \times (36-y) = 0 \Longrightarrow 15y^2 - 4152.6 + 115.35y = 0$

y =13.23cm

- **Moment d'inertie :**

$I = \frac{b}{3} y^3 + nA'(y-c')^2 + n.A_s(d-y)^2$

$I = \frac{30}{3}(13.23)^3 + 15 \times 7.69(36-13.23)^2$

I =82962.70cm^4

✓ **Vérification Des Contraintes :**

$o_{bc} \leq \overline{o_{bc}}$

$\sigma_{bc} = \frac{Ms}{I} y = \frac{50.15 \times 10^2}{82962.70} \times 132.3 = 7.99 MPa$

$\overline{\sigma_{bc}} = 0.6\, f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 Mpa$

o_{bc} **=7.99MPa** $\leq \overline{o_{bc}}$ **=15 MPa** ..... **vérifiée.**

✓ **Contrainte maximale dans l'acier tendu :**

$\sigma_{st} = \eta \frac{M_s(d-y)}{I} = 15 \times \frac{50.15 \times 10^2 (360-132.3)}{82962.70} = 206.46 MPa$

Pas de limitation de contrainte (car la fissuration est peu préjudiciable).

❖ **En appuis :**

$M_{s.a} =$ 92.95 KN.m

- **Détermination de La Position de L'axe Neutre:**

$by^2/2 + nA'(y-c') - n.A_s(d-y) = 0$

$15y^2 - 15 \times 12.05 \times (36-y) = 0 \Longrightarrow 15y^2 - 6507 + 180.75y = 0$

y =15.65cm

- **Moment d'inertie :**

$I = \frac{b}{3} y^3 + nA'(y-c')^2 + n.A_s(d-y)^2 = \frac{30}{3}(15.65)^3 + 15 \times 12.05(36-15.65)^2$

I =113183.01cm^4

✓ **Vérification Des Contraintes :**

$o_{bc} \leq \overline{o_{bc}}$

$\sigma_{bc} = \frac{Ms}{I} y = \frac{92.95 \times 10^2}{113183.01} \times 156.5 = 12.85 MPa$

$\overline{\sigma_{bc}} = 0.6\, f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 Mpa$

o_{bc} **=12.85 MPa** $\leq \overline{o_{bc}}$ **=15 MPa** ..... **vérifiée.**

✓ **Contrainte maximale dans l'acier tendu :**

$$\sigma_{st} = \eta \frac{M_s(d-y)}{I} = 15\times\frac{92.95\times10^2(360-156.5)}{113183.01}=250.68MPa$$

Pas de limitation de contrainte (car la fissuration est peu préjudiciable).

✓ **Vérification de la flèche :**

- h/L≥1/16 ⟹ 40/400=0.1≥0.0625.....**vérifie.**
- A_s /bd ≤ 4.2/f_e ⟹ 7.69 /30×38=0.0067 ≤ 4.2/400 = 0.010.....**vérifie.**

C. Schéma de ferraillage de la poutre principale :

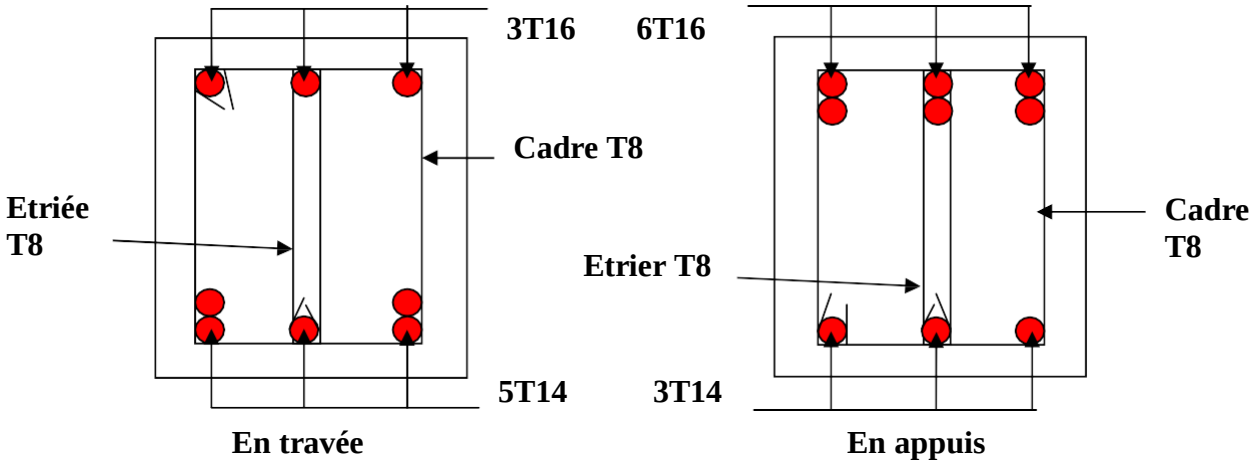


Figure (6): ferraillage de la poutre principale

Poutre secondaire (30*35) :

A. Armatures longitudinales : RPA 99/2003 (Article 7.5.2.1)

Le calcul du ferraillage est en flexion simple :

h= 35cm; b =30cm; d=0.9×h=0.9×35=31.5cm

- **Ferraillage en travée :**
  - **ELU (1.35G+1.5Q)**

M_{trv}= 17.27KN.m.

$\mu = \frac{M_{trv}}{bd^2.\sigma_{bc}}$ avec : $\sigma_{bc} = \frac{0.85f_{c28}}{\theta\gamma_b}$ et θ= 1 ; γ_b = 1.5 $\Longrightarrow$ $\sigma_{bc} = \frac{0.85\times 25}{1.5}$=14.17MPa

$\mu = \frac{17.27\times10^3}{(0.3\times315^2\times14.17)}$ = 0.0409

μ = 0.0409< μl = 0.392 $\Longrightarrow$ A′ =0 (les armatures comprimées ne sont pas nécessaire).

α = 1.25 (1–$\sqrt{1-2\mu}$) $\Longrightarrow$ α = 1.25 (1–$\sqrt{1-2\times0.0409}$) $\Longrightarrow$ **α =0.0522**

z =d (1–0.4α) $\Longrightarrow$ z =31.5(1–0.4×0.0522) $\Longrightarrow$ **z =30.84cm**

$A_t = \frac{Mu}{z.\sigma_s}$ avec : $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$ e t γ_s =1.15 $\Longrightarrow$ $\sigma_s = \frac{400}{1.15}$ = 348 MPa

$A_t = \frac{17.27\times10^3}{(30.84\times10^{-2}\times348)}$ = 1.60cm^2

A_t =1.6cm^2

- **Ferraillage en appuis :**
  - **ELU (1.35G+1.5Q)**

M_a= 33.69KN.m.

$\mu = \frac{M_a}{bd^2.\sigma_{bc}}$ avec : $\sigma_{bc} = \frac{0.85f_{c28}}{\theta\gamma_b}$ et θ= 1 ; γ_b = 1.5 $\Longrightarrow$ $\sigma_{bc} = \frac{0.85\times 25}{1.5}$ =14.17MPa

$\mu = \frac{33.69\times10^3}{(0.3\times315^2\times14.17)}$ = 0.079

μ = 0.079< μl = 0.392 $\Longrightarrow$ A′ =0 (les armatures comprimées ne sont pas nécessaire).

α = 1.25 (1–$\sqrt{1-2\mu}$) $\Longrightarrow$ α = 1.25 (1–$\sqrt{1-2\times0.079}$) $\Longrightarrow$ **α =0.104**

z =d (1–0.4α) $\Longrightarrow$ z =31.5 (1–0.4×0.104) $\Longrightarrow$ **z =30.18m**

$A_a = \frac{Mu}{z.\sigma_s}$ avec : $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$ e t γ_s =1.15 $\Longrightarrow$ $\sigma_s = \frac{400}{1.15}$ = 348 MPa

$A_a = \frac{33.69\times10^3}{(30.18\times10^{-2}\times348)}$ = 3.20cm^2

A_a =3.20cm^2

➢ **Vérification des armatures :**

✓ **Vérifications des armatures longitudinales selon le CBA/93** :

- **Section minimale :**

$A_s^{min} \geq 0.001(b \times d) = 0.001 \times 30 \times 31.5 = 0.94 cm^2 < A_{s.calculée}$ ..... CV.

- **Condition de non fragilité :**

$A_{min} \geq 0{,}23 b.d. f_{tj(28)} / f_e = 0.23 \times 30 \times 31.5 \times 2.1 / 400 = 1.14 cm^2 < A_{s.calculée}$.....CV.

✓ **Vérifications selon le RPA/V2003 :**

- **Pourcentage minimal :**

$A_{min} = 0{,}5\% \times b \times h = 0{,}5/100(30 \times 35) = 5.25 cm^2$.

- **Pourcentage maximal :**

Zone courante : $A_{max} = 4\% \times b \times h = 0.04 \times 30 \times 35 = 4 cm^2$

Zone nodale : $A_{max} = 6\% \times b \times h = 0.06 \times 30 \times 35 = 63 cm^2$

Donc on adopte :

En travée : **5T12 = A_s =5.65cm²**

En appuis : **5T12 = A_s =5.65cm²**

Armature de répartition: $A_r = \frac{As}{4} = \frac{5.65}{4} = 1.41 cm^2$

On adopte : **3T12 ; A_s =3.39cm²**

Toutes les conditions sur les armatures longitudinales sont respectées.

✓ **Les longueurs de recouvrement :**

Selon **RPA/2003 Art (7.5.2.1) :**

La longueur minimale des recouvrements est de : L_r **> 40×Ø** en **zone II**

- $Ø_l$ =20mm → L_r > 40×2 = 80 cm, on adopte: L_r = 80cm
- $Ø_l$ =16mm → L_r > 40×1.6 = 64cm, on adopte: L_r = 65cm
- $Ø_l$ =14mm → L_r > 40×1.4= 56cm, on adopte: L_r = 60cm

B. Les armatures transversales :

- **Calcul Ø:**

D'après le « BAEL 91, modifié 99, page 196 » on a la condition suivante :

$\emptyset_t \leq \min(\frac{h}{35} ; \frac{b}{10} ; \emptyset_l) = \min(35/35 ; 30/10 ; 1.6) = \min(1 ; 3 ; 1.6)$

$\emptyset_t \leq 1cm$

On prend : $\boxed{\emptyset_t = 8mm \Longrightarrow A_t = 4T8 = 2.01cm^2}$

- **Calcul des espacements :**

$S_t \leq \min(0.9d ; 40)\ cm = \min(0.9 \times 31.5 ; 40)cm = \min(28.35;40)cm$

$S_t \leq 28.35cm$

On prend : S_t **=20cm**

Selon **le RPA 99/2003 (Article 7.5.2.2):**

Dans la zone nodale : $S_t \leq \min(\frac{h}{4} ; 12\emptyset_{l.min} ; 30)cm$

Dans la zone courante : $S'_t \leq \frac{h}{2}$

$\emptyset_{l.min}$: Le diamètre minimal des armatures longitudinales de la poutre considérée.

$S_t \leq \min(\frac{h}{4} ; 12\emptyset_{l.min} ; 30)cm = \min(35/4 ; 12 \times 1.2 ; 30)cm = \min(8.75;14.4;30)cm = 10cm$

$S'_t \leq \frac{h}{2} = 35/2 = 17.5cm$

On prend : $S_t = 10cm$; $S'_t = 15cm$

$A_t^{min} = 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 15 \times 30 = 1.35cm^2$

$A_t = 2.01cm^2 > A_t^{min} = 1.35cm^2$ ····· **CV.**

➢ **Vérification à l'ELU :**

✓ **Vérification de L'effort Tranchant :**

On doit vérifier : $\tau_u \leq \overline{\tau_u}$

$\tau_u = \frac{Vu}{bd} = \frac{58,50 \times 10^3}{300 \times 315} = 0.61MPa$

Fissuration peu préjudiciable :

$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,2.f_{c28}}{\gamma_b}\text{ MPa} ; 5\text{MPa}\right) = \min\left(\frac{0,2\times 25}{1.5}\text{ MPa} ; 5\text{MPa}\right) = \min(3.33\text{MPa} ; 5\text{MPa})$

$\bar{\tau_u} = 3.33\text{MPa}$

T_u = **0.61MPA** $\leq \bar{T_u}$ **=3.33MPa** ..... **CV.**

on a pas de risque de cisaillement

✓ **Vérification des armatures longitudinales au cisaillement:**

- **En appui de rives :** $A_l > \frac{Vu \times \gamma s}{f_e}$

$A_l > \frac{58.50\times 10^3 \times 1.15}{400} = 1.58\text{cm}^2$

$A_l = 5.65\text{cm}^2 > A_{rive} = 1.58\text{cm}^2$ ..... **CV.**

➢ **Vérification à l'ELS :**

❖ **En travée :**

$M_{st} = 12.45$ KN.m

- **Détermination de La Position de L'axe Neutre:**

$by^2/2 + nA'(y-c') - n.A_s(d-y) = 0$

$15y^2 - 15\times 5.65\times(31.5-y) = 0 \Rightarrow 15y^2 - 2669.62 + 84.75y = 0$

y =10.81cm

- **Moment d'inertie :**

$I = \frac{b}{3}y^3 + nA'(y-c')^2 + n.A_s(d-y)^2$

$I = \frac{30}{3}(10.81)^3 + 15\times 5.65(31.5-10.81)^2$

I =48911.59cm^4

✓ **Vérification Des Contraintes :**

$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma_{bc}}$

$\sigma_{bc} = \frac{Ms}{I}y = \frac{12.45\times 10^2}{48911.59}\times 108.1 = 2.75\text{MPa}$

$\bar{\sigma_{bc}} = 0.6\, f_{c28} = 0.6\times 25 = 15\text{Mpa}$

σ_{bc} **=2.75 MPa** $\leq \bar{\sigma_{bc}}$ **=15 MPa** ..... **vérifiée**

✓ **Contrainte maximale dans l'acier tendu :**

$\sigma_{st} = \eta \frac{M_s(d-y)}{I} = 15\times\frac{12.45\times10^2(315-108.1)}{48911.59}$=78.99MPa

Pas de limitation de contrainte (car la fissuration est peu préjudiciable).

❖ **En appuis :**

$M_{s.a}$ = 24.21 KN.m

- **Détermination de La Position de L'axe Neutre:**

$by^2/2 + nA'(y-c') - n.A_s(d-y)= 0$

$15y^2 -15\times5.65\times(31.5-y)= 0 \Rightarrow 15y^2 -2669.62+84.75y= 0$

y =10.81cm

- **Moment d'inertie :**

$I = \frac{b}{3}y^3 + nA'(y-c') + n.A_s(d-y)^2 = \frac{30}{3}(10.81)^3 + 15\times5.65(31.5-10.81)^2$

I =48911.59cm^4

✓ **Vérification Des Contraintes :**

$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$

$\sigma_{bc} = \frac{Ms}{I}y = \frac{24.21\times10^2}{48911.59}\times108.1$= 5.35MPa

$\overline{\sigma_{bc}} = 0.6\,f_{c28} = 0.6\times25$ =15Mpa

σ_{bc} **=5.35 MPa** $\leq \overline{\sigma_{bc}}$ **=15 MPa** ..... **vérifiée.**

✓ **Contrainte maximale dans l'acier tendu :**

$\sigma_{st} = \eta \frac{M_s(d-y)}{I} = 15\times\frac{24.21\times10^2(315-108.1)}{48911.59}$=153.61MPa

Pas de limitation de contrainte (car la fissuration est peu préjudiciable).

✓ **Vérification de la flèche :**

- $h/L \geq 1/16 \Rightarrow 35/400=0.087 \geq 0.0625$ ..... **vérifie.**
- $A_s/bd \leq 4.2/f_e \Rightarrow 5.65/30\times33=0.0057 \leq 4.2/400 = 0.010$ ..... **vérifie.**

C. Schéma de ferraillage de la poutre secondaire :

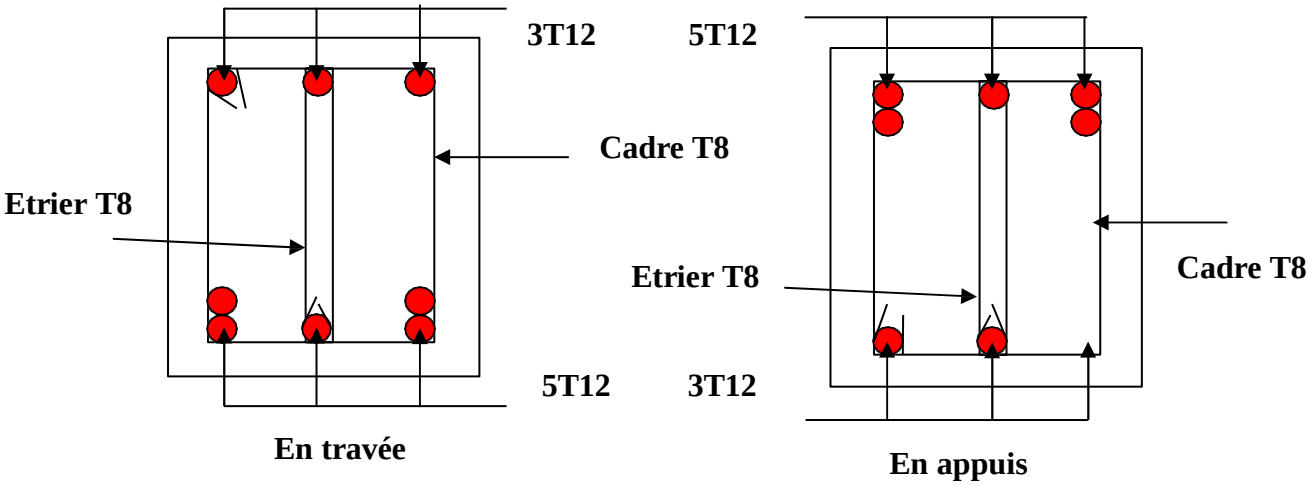


Figure (7): ferraillage de la poutre secondaire

Etude des voiles :

Le RPA/99/version 2003 (3.4.A.1.a), exige de mettre des voiles à chaque structure en béton armé dépassant quatre niveaux ou 14 m de hauteur dans la zone IIa (moyenne sismicité).
Les voiles sont considérés comme des consoles encastrées à leur base, leurs modes de rupture sont:

- Rupture par flexion.
- Rupture en flexion par effort tranchant.
- Rupture par écrasement ou traction du béton.

D'où, Les voiles vont être calculés en flexion composée avec cisaillement en considérant le moment agissant dans la direction de la plus grande inertie

- **Conception :**

Il faut que les voiles soient placés de telle sorte que l'excentricité soit minimum(TORSION) Les voiles ne doivent pas être trop éloignés (flexibilité du plancher), l'emplacement des voiles ne doit pas déséquilibrer la structure (il faut que les rigidités dans les deux directions soient très proches).

Recommandation du RPA99/V2003 :

- **Les combinaisons de calcul :**

Combinaisons fondamentales « BAEL 91 révisée 99 »

1,35×G + 1,5×Q..... (ELU)

G + Q.....(ELS)

Combinaisons accidentelles «RPA 99 / version 2003 »

G + Q ± E ..... (ACC)

0.8 G ± E ..... (ACC)

- **Armatures verticales :**

Sont destinées à reprendre les efforts de la flexion, elles sont disposées a deux nappes parallèles aux faces du voile. Ces armatures doivent respecter les prescriptions suivantes :

- ✓ L'effort de traction doit être pris en totalité par les armatures verticales et horizontales de la zone tendue, tel que : A_{min} **= 0.2%×**l_t **×e**

  l_t: Longueur de la zone tendue.

  e : épaisseur du voile.
- ✓ Les barres verticales des zones extrêmes doivent être ligaturées par des cadres horizontaux dont l'espacement (S) est inferieur à l'épaisseur du voile : s_t**<e**
- ✓ L'espacement des barres verticales doit être réduit à la moitié sur une longueur L/10 dans les zones extrêmes.
- ✓ Les barres du dernier niveau doivent être munies des crochets à la partie supérieure.

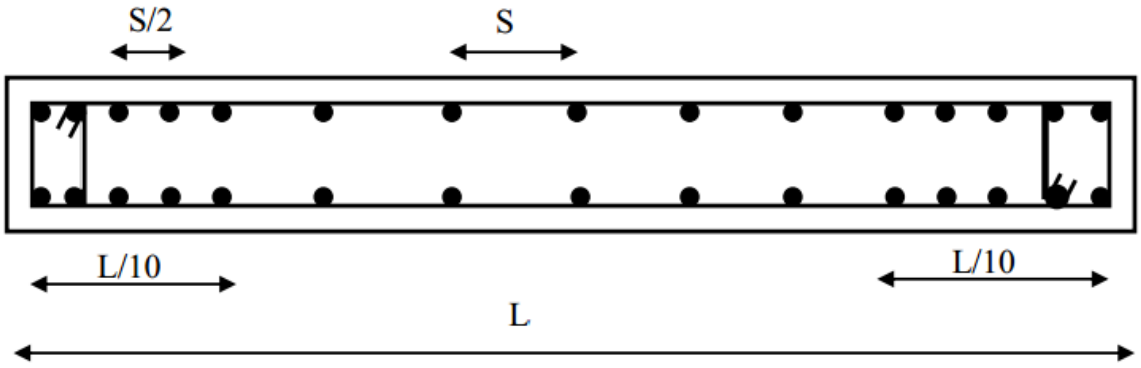


Figure (8): Disposition des armatures verticales (vue en plan).

- **Armatures horizontales**
  - ✓ Les armatures horizontales sont destinées à reprendre les efforts tranchants.
  - ✓ Elles doivent être disposées en deux nappes vers les extrémités des armatures verticales pour empêcher leurs flambements et munies de crochets à 135° ayant une longueur de **10 Ø**$_l$
- **Armatures transversales**
  - ✓ Elles sont destinées essentiellement à retenir les barres verticales intermédiaires contre le flambement. Elles sont en nombre de quatre épingles par **1m²** au moins.
- **Armatures de coutures :**
  - ✓ Le long des joints de reprises de coulage, l'effort tranchant doit être pris par les aciers de couture dont la section doit être calculée avec la formule :

$$A_{vj} = \mathbf{1.1}\times \frac{V}{f_e}\mathbf{;}\ \mathbf{V = 1.4}\times V_u$$

Cette quantité doit s'ajouter a la section tendue nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus aux moments de renversement.

- **Règles communes :**
  - ✓ Le pourcentage minimum d'armatures (verticales et horizontales) :

    A_{min} **=0.15%** de la section du voile, dans la section globale du voile.

    A_{min} **=0.10%** de la section du voile, dans la zone courante.

    $\mathbf{Ø}_l \leq \frac{1}{10}\times \mathbf{e}$ (Exception faite pour les zones d'about).

  - ✓ L'espacement : $s_t = \min(1.5\times a\ ;30)$cm
- **Longueur de recouvrement :**

  L_r **= 40Ø** en zone qui peu être tendue

  L_r **= 20Ø** en zone comprimée sous toutes les combinaisons**.**

Disposition des voiles :

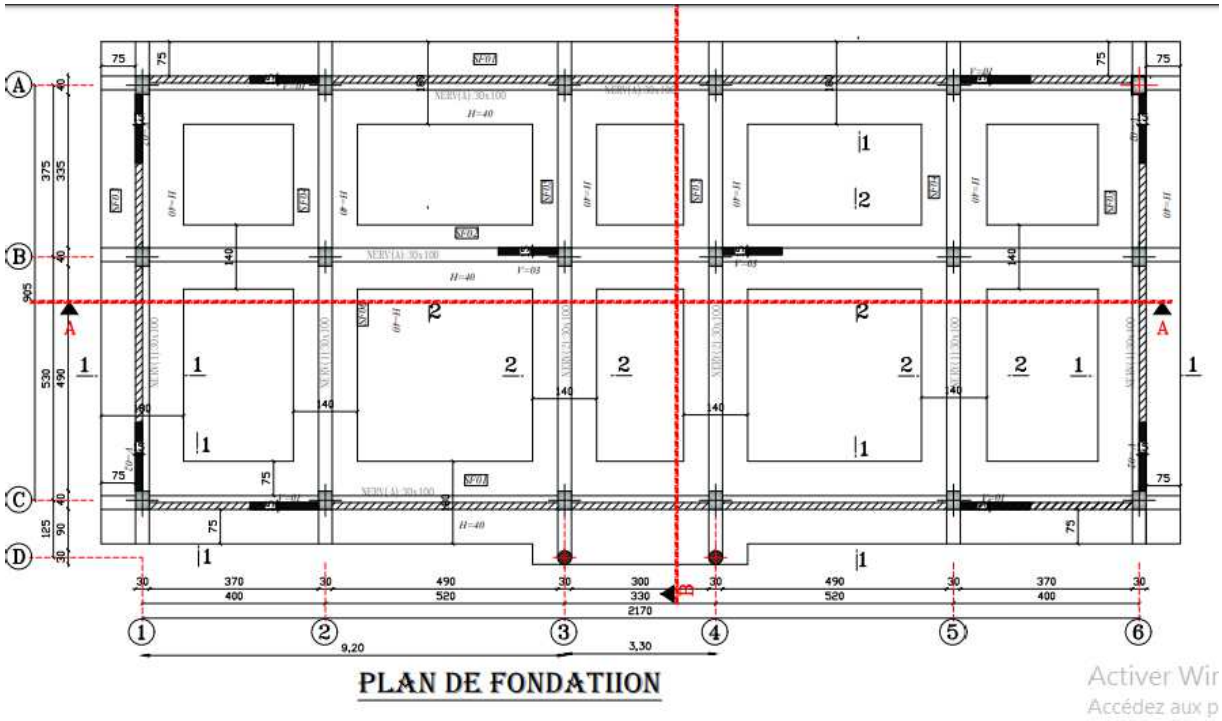


Figure (9) : Disposition des voiles.

La méthode de calcul :

On utilise la méthode des contraintes (la formule classique de la R.D.M.)

$$\sigma_{1;2} = \frac{N}{S} \pm \frac{M}{I} V$$

Avec :

N : effort normal appliqué,

M : moment fléchissant appliqué.

S : section du voile,

V : distance entre le centre de gravité du voile et la fibre la plus éloignée.

I : moment d'inertie.

❖ **On distingue 3 cas :**

Cas N°1 :

- Si σ_1 et $\sigma_2 > 0$ la section du voile est entièrement comprimée pas de zone tendue La zone courante est armée par le minimum exigé par le RPA 99 / (version 2003), $\mathbf{A_{min} = 0{,}15.a.L}$.

Cas N°2:

- Si o_1 et o_2 **< 0** la section du voile est entièrement tendue " pas de zone comprimée" On calcul le volume des contraintes de traction, d'où la section des armatures verticales : $\mathbf{A_v=F_t/f_e}$; on compare Av par la section minimale exigée par le R.P.A 99 (version 2003).
  - Si $A_v < A_{min}$ =0,15 % a.L, on ferraille avec la section minimale.
  - Si $A_v > A_{min}$,on ferraille avec A_v.

Cas N°2:

- Si o_1 et o_2 sont de signe différent, la section du voile est partiellement comprimée, donc on calcule le volume des contraintes pour la zone tendue.

Ferraillage des voiles :

Le calcul des armatures verticales se fait à la flexion composée sous (M et N) pour une section (e × l) selon la sollicitation la plus défavorable de ce qui suit :

- N_{max} → M correspondant
- N_{min} → M correspondant
- M_{max} → N correspondant

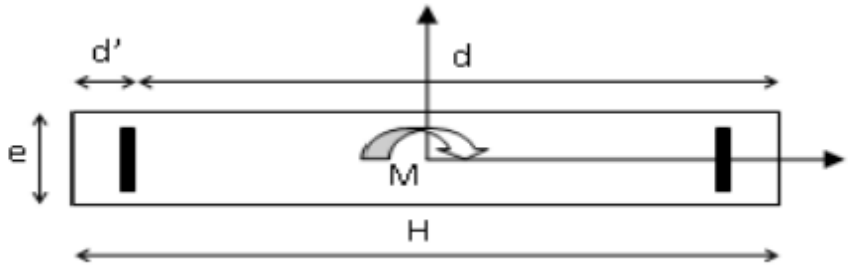


Figure (10) : Schéma d'un voile plein

➢ **sollicitations :**

Tableau(6): sollicitations des voiles

	0.8G+Ey		**G+Q+Ey**		**G+Q-Ex**	
	N_{max} **et** M_{corr}		M_{max} et N_{corr}		N_{min} **et**M_{corr}	
Voile	N_{max}	M_{corr}	M_{max}	N_{corr}	N_{min}	M_{corr}
V1	**-294.40**	**-640.40**	**-653.63**	**-26.94**	**+1542.59**	**+454.45**
V2	**-294.40**	**-640.40**	**-653.63**	**-26.94**	**+1542.59**	**+454.45**

	G+Q-Ex		**G+Q+Ex**		**G+Q-Ex**	
	N_{max} **et** M_{corr}		M_{max} et N_{corr}		N_{min} **et**M_{corr}	
Voile	N_{max}	M_{corr}	M_{max}	N_{corr}	N_{min}	M_{corr}
V3	**220.77**	**44.23**	**-471.69**	**300.94**	**+1542.59**	**+454.45**

Ferraillage du voile V1 et V2 :

Calcul du ferraillage sous N_{max} et M_{cor} :

Le Calcul des armatures verticales se fait à la flexion composée sous les sollicitations les plus défavorables (M, N) pour une section (e×l).

La section trouvée (A) sera répartie sur toute la zone tendue de la section en respectant les recommandations du RPA99.

L = 1.5 m , d = 1.45m , e = 0.20m, d' = 0.05m

N_{max}= -294.40KN(traction),M_{cor}= -640.40KN.m.

$$\sigma_{1;2} = \frac{N}{S} \pm \frac{M}{I} V$$

Avec :

$S = e \times l = 0.2 \times 1.5 = 0.3m^2$

$I = \frac{b \times h^3}{12} = 0.05625m^4$

$V = \frac{L}{2} = 1.5/2 = 0.75m$

➢ **Calcul des contraintes :**

$$\sigma_1 = \frac{N}{S} + \frac{M}{I}V = \frac{-294.40}{0.3} + \frac{-640.40}{0.05625} \times 0.75 = -9520 Kn/m^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{S} - \frac{M}{I}V = \frac{-294.40}{0.3} - \frac{-640.40}{0.05625} \times 0.75 = 7557.33 Kn/m^2$$

On à o_1 et o_2 sont de signe différent, la section du voile **est partiellement comprimée**, donc on calcule le volume des contraintes pour la zone tendue.

➢ **Calcul de la longueur de la zone comprimée (Lc) :**

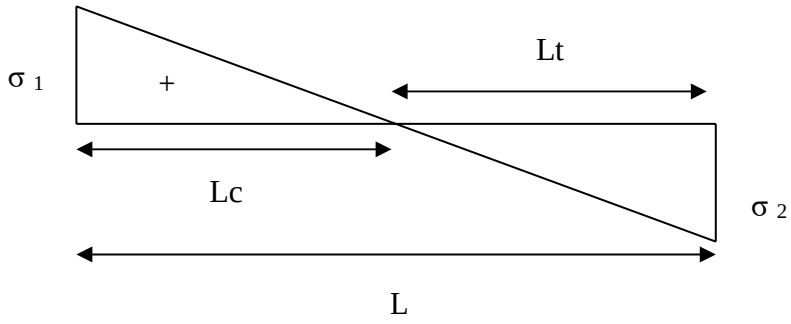
$$L_t = L\left(\frac{a^2}{a_2+a_1}\right) = 1.5\left(\frac{7557.33}{9520+7557.33}\right) = 0.664m$$

$L_c = L - L_t = 1.5 - 0.664 = 0.836m$

$d \leq \min(h_e/2 ; 2Lc/3) = \min(1.55m ; 0.557m)$

$d \leq 0.557m$

soit ; $d = 0.557m \leq Lt = 0.664m$



Figure(11) : diagramme des contraintes (SPC)

➢ **Calcul de la sollicitation équivalente :**

$$N_u = \frac{\sigma 2}{2} \times L_t \times e = 501.80 Kn$$

Détermination des armatures :

➢ **Armatures verticale :**

$$A_v = \frac{Nu}{f_e} = \frac{501.80}{400} = 12.54 cm2$$

• **Section minimale d'armature verticale :**

Selon RPA99/V2003 :

$A_{min} = 0.2\% \times L_t \times e = 0.002 \times 0.664 \times 0.2 = 2.65 cm^2$

Selon BAEL :

$A_{min} \geq 0.23 \times B \times \frac{ft28}{fe} = 0.23 \times 1.5 \times 0.2 \times 2.1/400 = 3.62 cm^2$

Les sections de calcul sont obtenues pour les sollicitations défavorables prescrites dans le tableau ci-dessus

Tableau(7): Les sections des voiles

Voile	G+Q+Ey(M_{max} et N_{corr})					G+Q-Ex(N_{min} et M_{corr})				
	σ_1 Kn/m²	σ_2 Kn/m²	N_u (Kn)	A_v (cm²)	A_{min} Rpa cm²	σ_1 Kn/m²	σ_2 Kn/m²	N_u Kn	A_v cm²	A_{min} Rpa cm²
V1 Et V2	-8804.86	8625.26	639.99	15.99	2.96	11201.3	-917.36	10.36	25.9	0.45

La longueur minimale d'après l'article 7.7.4.3 du RPA99V2003 :

Zone d'about : (L/10)=150/10= 15cm ⟹ St=8cm

Zone courante : L-2(L/10)=150- 2(150/10)= 120cm ⟹ St= 15 cm

• **L'espacement :**

selon RPA (article 7.7.4.3) :

Zone nodale :

$S \leq \min(1, 5a ; 30cm) \Longrightarrow S \leq \min(1,5 \times 20 = 30cm ; 30cm) \Longrightarrow S \leq 30cm$

Alors : S_t **=8cm**

Zone courant :

$S \leq \min(1, 5a ; 30cm) \Longrightarrow S \leq \min(1,5 \times 20 = 30cm ; 30cm) \Longrightarrow S \leq 30cm$

Alors : S_t **=15cm**

Donc:

$A_{adoptèe} = \max (A_{calculèe} ; A_{rpa} ; A_{bael}) = \max (25.9 ; 2.65 ; 3.62)$

$A_{adoptèe} = 25.9cm^2$

Soit : **17T 14 = 26.15cm²**

Zone d'about : 6T14 ⟹ **$A_S = 9.23cm^2$**

Zone courante :11T14 ⟹ **$A_S = 16.92cm^2$**

$A_{s\ adoptèe} = 26.15cm^2$

- **Armatures horizontales**

Selon RPA :

$A_h = 0.15\% \times L \times e = 0.0015 \times 150 \times 20 = 4.5cm^2$

Selon le BAEL :

$A_h = \frac{Av}{4} = \frac{26.15}{4} = 6.53cm^2$

$A_h = \max [A_{rpa}; A_{bael}] = \max (4.5 ; 6.53)$

A_h **$= 6.53cm^2$**

Les résultats de calcul du ferraillage des autres voiles, sont donnés par les tableaux suivants :

Tableau(8) : Ferraillage horizontal des voiles

Voile	A_h **(cm^2**	A_h **adopté (cm^2**	**Choix de barres**		S_t	
			RDC	**Etage courant**	**RDC**	**Etage courant**
V1	**6.53**	**7.06**	**9T10**	**9T10**	**20**	**20**
V2	**6.53**	**7.06**	**9T10**	**9T10**	**20**	**20**

- **Armature transversale**

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par quatre(4) épingles au mètre carré, soit : **4HA8**

Ferraillage du voile V3 :

❖ **Calcul du ferraillage sous N_{max} et M_{cor} :**

Le Calcul des armatures verticales se fait à la flexion composée sous les sollicitations les plus défavorables (M, N) pour une section (e×l).

La section trouvée (A) sera répartie sur toute la zone tendue de la section en respectant les recommandations du RPA99.

L = 1.3 m , d = 1.25m , e = 0.20m, d' = 0.05m

N_{max}= 220.77KN(compression),M_{cor}= 44.23KN.m.

$$\sigma_{1;2} = \frac{N}{S} \pm \frac{M}{I} V$$

Avec :

$S = e \times l = 0.2 \times 1.3 = 0.26m^2$

$I = \frac{b \times h^3}{12} = 0.03661m^4$

$V = \frac{L}{2} = 1.3/2 = 0.65m$

Calcul des contraintes :

$$\sigma_1 = \frac{N}{S} + \frac{M}{I} V = \frac{220.77}{0.26} + \frac{44.23}{0.03661} \times 0.65 = 1634.40Kn/m^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{S} - \frac{M}{I} V = \frac{220.77}{0.26} - \frac{44.23}{0.03661} \times 0.65 = 63.82Kn/m^2$$

On à o_1 et o_2 **> 0** la section du voile est **entièrement comprimée** pas de zone tendue, alors la zone courante est armée par le minimum exigé par le R.P.A 99 (version 2003).

- **Section minimale d'armature verticale :**

Selon RPA99/V2003 :

$A_{min} = 0.15\% \times a \times L$

$A_{min} = 0.15 \times a \times L = 0.0015 \times 20 \times 130 = 3.9cm^2$

Selon BAEL :

$$A_{min} \geq 0.23 \times B \times \frac{ft28}{fe} = 0.23 \times 20 \times 130 \times 2.1/400 = 3.13cm^2$$

❖ **Calcul du ferraillage sous M_{max} et N_{cor} , N_{min} et M_{cor} :**

Tableau(9) : Ferraillage verticale du voile V3

Voile	G+Q+Ex (M_{max} et N_{cor})									
	o_1 (Kn/m²)	o_2 (Kn/m²)	nature	L_t (m)	N_u (Kn)	A_v (cm²)	$A_{min\ ;\ rpa}$ (cm²)	$A_{min;\ bael}$ (cm²)	St N (cm)	St C (cm)
V3	-7217.25	9532.18	SPC	0.739	704.42	17.61	2.95	3.13	8	15

Tableau(10) : Ferraillage verticale du voile V3

Voile	G+Q+Ex (N_{min} et M_{cor})									
	o_1 (Kn/m²)	o_2 (Kn/m²)	nature	L_t (m)	N_u (Kn)	A_v (cm²)	$A_{min\ ;\ rpa}$ (cm²)	$A_{min;\ bael}$ (cm²)	St N (cm)	St C (cm)
V3	14001.66	-2135.59	SPC	0.172	36.74	0.91	0.68	3.13	8	15

La longueur minimale d'après l'article 7.7.4.3 du RPA99V2003 :

Zone d'about : (L/10)=130/10= 13cm ⟹ St=8cm

Zone courante : L-2(L/10)=130- 2(130/10)= 104cm ⟹ St= 15 cm

- **L'espacement :**

Selon RPA (article 7.7.4.3) :

Zone nodale :

$S \leq \min(1, 5a ; 30cm) \Longrightarrow S \leq \min(1{,}5 \times 20 = 30cm ; 30cm) \Longrightarrow S \leq 30cm$

Alors : $\mathbf{S_t = 8\ cm}$

Zone courant :

$S \leq \min(1, 5a ; 30cm) \Longrightarrow S \leq \min(1{,}5 \times 20 = 30cm ; 30cm) \Longrightarrow S \leq 30cm$

Alors : $\mathbf{S_t = 15\ cm}$

Donc:

$\mathbf{A_{adoptèe} = max\ (A_{calculèe} ; A_{rpa} ; A_{bael})} = \max(17.61 ; 3.9 ; 3.13)$

$\mathbf{A_{adoptèe} = 17.61 cm^2}$

Soit : **12T 14 = 18.46cm²**

Zone d'about : 6T14 $\Longrightarrow$ $\mathbf{A_S = 9.23 cm^2}$

Zone courante :6T14 $\Longrightarrow$ $\mathbf{A_S = 9.23 cm^2}$

$\mathbf{A\ s_{\ adoptèe} = 18.46 cm^2}$

➢ **Armatures horizontales**

Selon RPA :

$A_h = 0.15\% \times L \times e = 0.0015 \times 130 \times 20 = 3.9 cm^2$

Selon le BAEL :

$A_h = \frac{Av}{4} = \frac{18.46}{4} = 4.61 cm^2$

$A_h = \max[A_{rpa}; A_{bael}] = \max(3.9 ; 4.61)$

$\mathbf{A_h = 4.61 cm^2}$

On adopte : **6T10 soit A_s = 4.71cm²**

✓ **Vérification de contrainte de cisaillement**

- **Selon le RPA :**

La contrainte de cisaillement dans le béton est limitée selon le RPA99 [art 7.7.2] à

τ_{adm}= 0,2 × fc28 = 5 Mpa.

D'après les résultats obtenus par l'analyse on a : V_{max} = 834.25KN

$\tau = 1.4 \frac{V}{b.d} = 1.4 \frac{146.08 \times 10^3}{200 \times 1450} = 0.70$

τ = 0.7 MPa $\leq T_{adm}$ = 5 MPa ..... CV.

- **Selon le BAEL :**

On doit vérifier que : $T_u \leq \bar{T}$

$\bar{\tau}_u$ = min ($\frac{0,2.fc28}{\gamma_b}$ MPa ; 5MPa)..... Fissuration peu préjudiciable).

$\tau_u = \frac{V}{bd} = \frac{146.08 \times 10^3}{200 \times 1450} = 0.50$Mpa

τ_u = **0.5MPa** $\leq$ $\bar{\tau}$ = **3.33MPa** .....**CV**

Tableau (11) : Vérification des contraintes de cisaillement

Voile	Vmax(KN)	RPA		BAEL		Observation
		τ	T_{adm}	T_u	$\bar{T}$	
V2	**146.08**	**0.7**	**5**	**0.5**	**3.33**	**CV**
V3	**141.4**	**0.79**	**5**	**0.56**	**3.33**	**CV**

✓ **Vérification à L'ELS :**

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$

$\overline{\sigma_{bc}} = 0.6 f_{c28} = 15$MPa

$\sigma_b = \frac{N}{B+15A}$

Avec :

B : : section du béton

A : section d'armatures

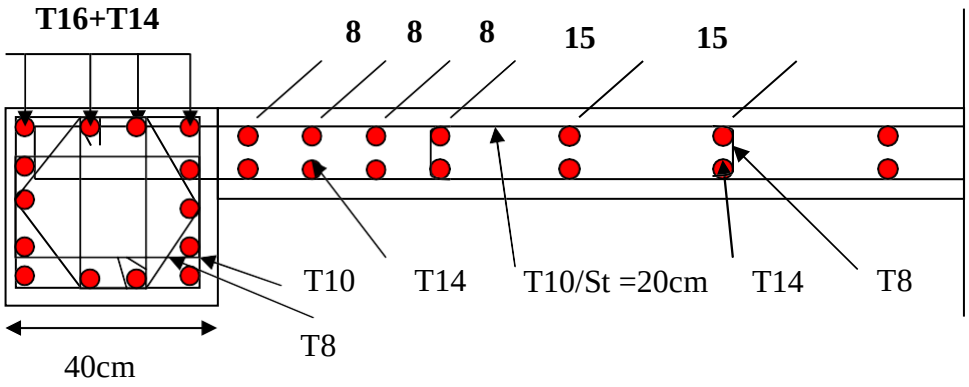
Ns : effort normal de service sous (G+Q)

$\sigma_b = \frac{N}{B+15A} = \frac{56.21 \times 10^3}{200 \times 1500 + 15 \times 2615} = 0.16$MPa

Tableau(12) : Vérification des contraintes à L'ELS.

Voile	Nserv (KN)	o_{bc} (MPa)	$\overline{o_{bc}}$ (MPa)	Observation
V2	56.21	0.16	15	CV
V3	56.21	0.19		CV

Schéma de ferraillages voile (V1) :



Figure(12) : Schéma de ferraillages voile (V1)

Conclusion

Les éléments principaux (poutres, poteaux et voiles) jouent un rôle prépondérant dans la résistance et la transmission des sollicitations. Ils doivent donc êtres correctement dimensionnés et bien armés.

Dans la détermination des ferraillages des différents éléments Principaux ; il a été tenu compte des ferraillages obtenus par logiciels de calcul (ROBOT) ainsi que le ferraillage minimum édicté par les règles parasismiques Algériennes.

Chapitre VIII

Etude des Fondations

Introduction :

Les fondations sont les parties de l'ouvrage qui transmettent au sol, les charges de la superstructure. Les éléments des fondations transmettent les charges au sol, soit directement (cas des semelles reposant sur le sol ou des radiers), soit par l'intermédiaire d'autres organes (cas des semelles sur pieux par exemple).

Ils doivent assurer deux fonctions essentielles :

- Reprendre les charges et surcharges supportées par la structure.
- Transmettre ces charges et surcharges au sol dans de bonnes conditions, de façon à assurer la stabilité de l'ouvrage.

Classification des fondations :

Il existe plusieurs types de fondations :

- **Fondations superficielles :**
  - Semelles isolées.
  - Semelles filantes.
  - Radier général.
- **Fondations profondes :**
  - fondations sur puits (semi profondes).
  - Fondations sur pieux (profondes)
- **Fondations spéciales :**
  - fondation avec sous pression d'eau
  - fondation en terrain instable
  - fondation anti-vibratile.

De la présence de l'eau compliquant les conditions d'exécution et pouvant changer les caractéristiques du terrain.

Choix du type des fondations :

Le choix du type des fondations dépend essentiellement des facteurs suivants :

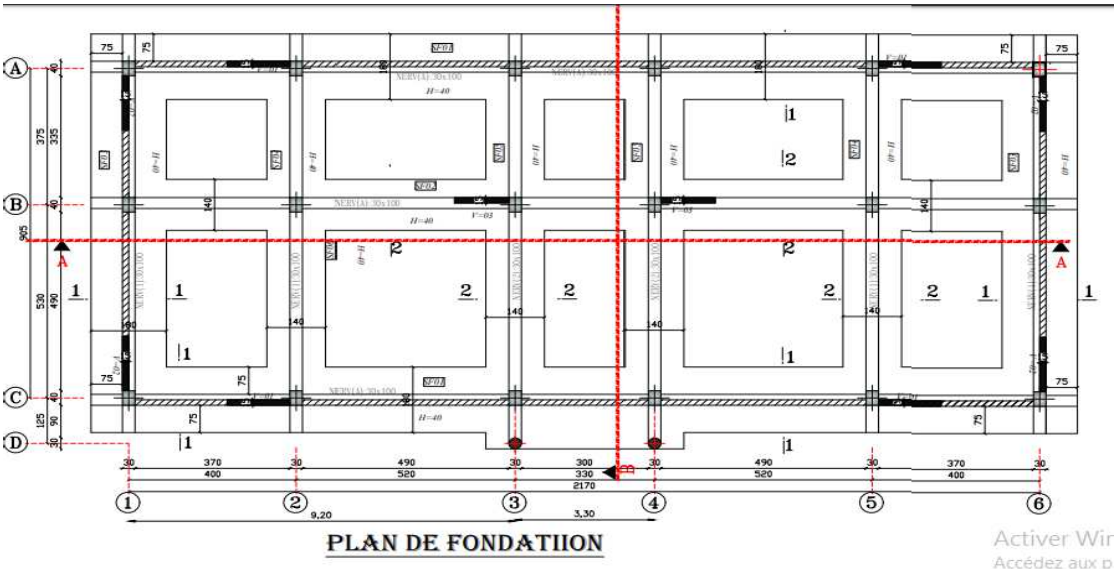
- La capacité portante du sol.
- Les Charges transmises au sol.
- La distance entre axes des poteaux.
- La nature du sol.
- La profondeur du sol résistant.

Afin de déterminer le choix de fondations à adopter pour notre structure, on procède tout d'abord à la vérification des semelles isolées puis les semelles filantes. Si ces deux fondations ne sont pas adéquates, on passera au radier général.

Le rapport du sol, indique que la contrainte admissible est estimée à 1.50 bars à partir d'un ancrage de 3.50m de profondeur.

D'après le RPA 99 (article 10.1.4.1), les fondations superficielles sont calculées selon les combinaisons d'action suivantes :

- G + Q + E
- 0.8G + E
- ELU
- ELS



Figure(01) : plan de fondation

Calcul des surfaces nécessaires de fondations :

La surface de la semelle sera déterminée en vérifiant la condition suivante : $\frac{N}{A} \leq q_{ad}$

Avec :

- **N** : l'effort normal agissant sur la semelle à ELU donnée à l'aide du robot,
- **A** : surface de la semelle.
- q_{ad} : Contrainte admissible du sol.

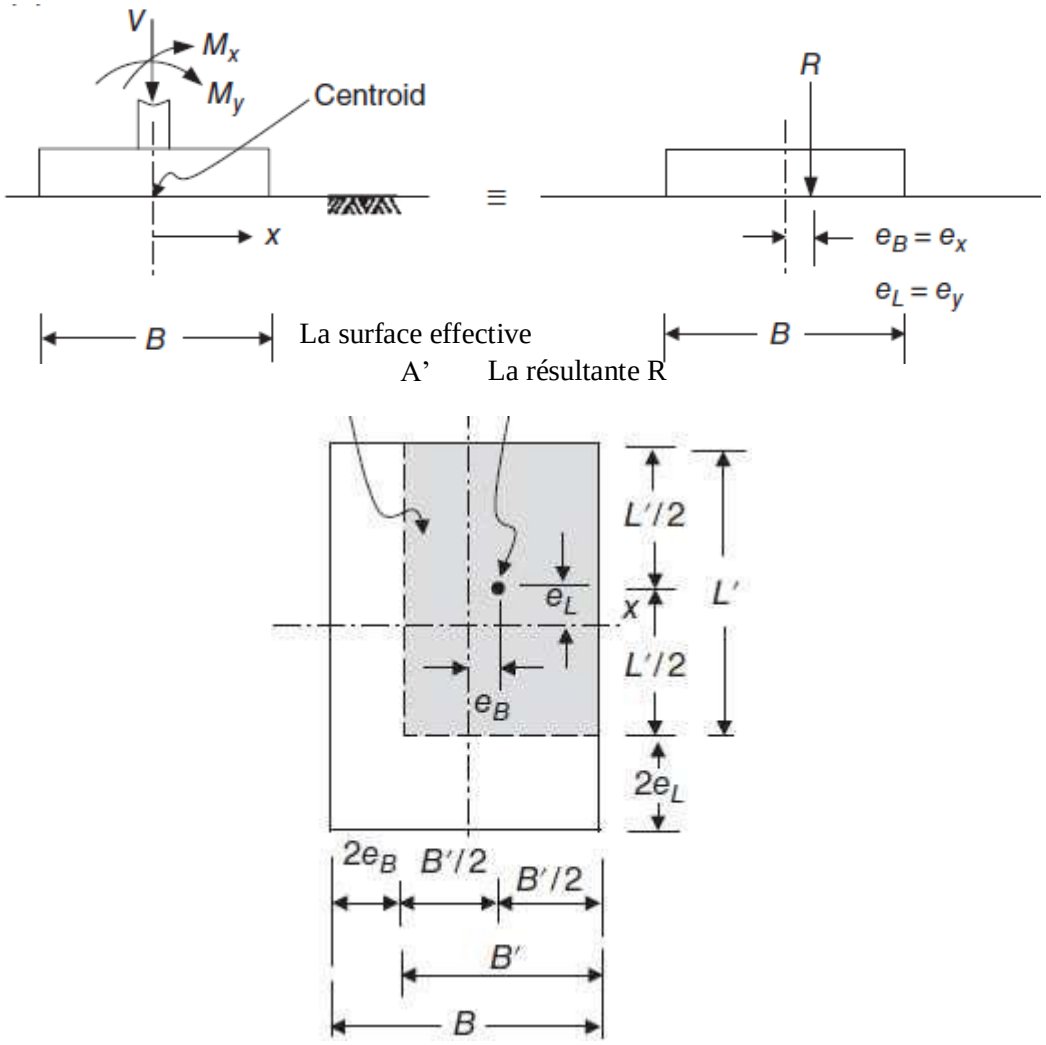


Figure (02) : dimension des semelles isolées

- **Semelle carrée :**

Pour dimensionner les semelles, on doit en premier lieu vérifier la capacité portante de sol en prenant en compte une semelle carrée B*B.

Pour assurer qu'il n'est pas de défaut vis-à-vis de la capacité portante de sol, il faut que : $q_{ad} \geq \frac{Nul}{A}$

- **A** : surface de la semelle.
- **Nul** : l'effort normal à l'ELU
- **q_{ad} :** Contrainte admissible du sol.

Dans notre cas d'étude, la contrainte admissible a_{SOL}= 1,5 bars

Pour les sollicitations agissantes sur la fondation, on prend la fondation la plus sollicité qui se trouve à l'axe y-y

Les efforts appliqués sur cette fondation à l'ELU sont :

N = 1051.19 KN

Mx =-17.12

My =4.40

- On remarque qu'on a deux moments selon l'axe x et y, dans ce cas la surface totale A de la semelle est remplacé par une autre surface A' tel que : A' = B' * L'

Avec :

B' = B - $2e_y$ L' = L - $2e_x$

Et : $e_x = \frac{M_y}{Nu}$ et $e_y = \frac{M_x}{Nu}$

Dans ce cas:

$e_x = \frac{M_y}{Nu} = \frac{4.40}{1051.19} = 0.0041$

$e_y = \frac{Mx}{Nu} = \frac{-17.12}{1051.19} = -0.016$

$150KN \geq \frac{Nul}{(B-2ey)(B-2ex)}$

- B ≥2.7m

On a : L_{min} : longueur minimale entre deux poteaux = 3.34

➢ **Remarque :**

On remarque que la largeur B de la semelle dépasse 50 % de la distance entre les poteaux dans les deux directions, l'utilisation des semelles isolées ou carrée ne convient pas pour notre cas à cause du chevauchement des semelles voisines, dans ce cas, on doit vérifier les semelles filantes.

Calcul des semelles filantes :

- **Hypothèse de calcul :**

Une semelle infiniment rigide, donc engendre une répartition linéaire de contrainte sur le sol. Les réactions du sol sont distribuées suivants une droite ou une surface plane telle que leur centre de gravité coïncide avec le point d'application de la résultante des charges agissantes sur la semelle.

➢ **Calcul des semelles filantes sous voiles et poteaux:**

L'effort normal support par la semelle filante est la somme des efforts normaux de tous les poteaux qui se trouvent dans la même ligne.

On doit vérifier que : $o_{SOL} \geq \frac{N}{A}$

$N_{ul} = \sum N_i$ de chaque poteau = 2899.18KN

$A = B \times L$

- B : Largeur de la semelle
- L : longueur de fil considéré

On prend le fil le plus chargé :

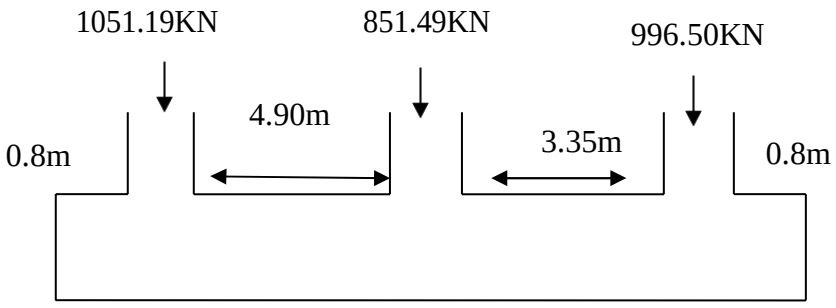


Figure (03) : semelle filante

La surface totale de la semelle est :

$$A \geq \frac{\sum N_u}{q_{sol}}$$

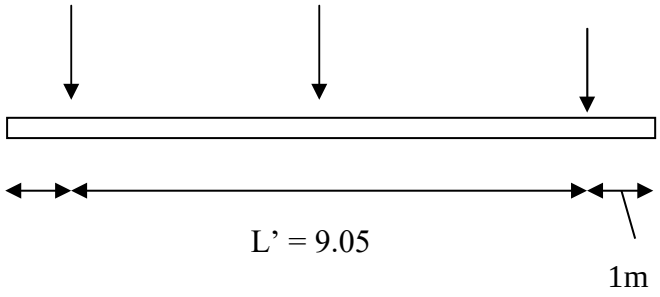
$$A \geq \frac{2899,18}{150}$$

$$A \geq 19,327\ m^2$$

On suppose une largeur **B = 2 m**

La longueur de la semelle est **:** $L \geq {}^{A}/_{B}$ **=9,664 m**

On obtient les dimensions suivantes :



La pression de contact q sous la semelle de coordonnée x et y est :

$$q_{x,y} = \frac{N_t}{BL} + \frac{M_X}{I_X} y + \frac{M_y}{I_y} x$$

Avec :

$N_t = \Sigma N_i$: la somme des charges transmisent par les poteaux

$I_X = (1/12)\ BL^3 = 224,87 m^4$

$I_y = (1/12)\ LB^3 = 7,366 m^4$

Et :

$M_x = N_t \cdot e_y$

$M_y = N_t \cdot e_x$

$$x' = \frac{N_1 x'_1 + N_2 x'_2 + N_3 x'_3 + \cdots .}{N_t}$$

$$x' = \frac{1051.19 \times 1 + 851.49 \times 1 + 996.50 \times 1.}{2899.18}$$

$x' = 1$

L'excentricité $e_x = x' - \frac{B}{2} = 0$

$$y' = \frac{N_1 y'_1 + N_2 y'_2 + N_3 y'_3 + \cdots .}{N_t}$$

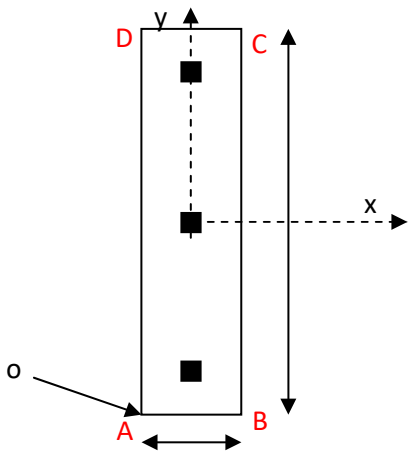
$$y' = \frac{1051.19 \times 1 + 851.49 \times 6.3 + 996.50 \times 10.05.}{2899.18}$$

$y' = 5.21$

L'excentricité $e_y = y' - \frac{L}{2} = -0.315$ m

x'_1, x'_2, x'_3 .... : est la distance entre le centre de gravité de poteau et le point 'O' selon la direction x; voir figure ci-dessus

y'_1, y'_2, y'_3 .... : est la distance entre le centre de gravité de poteau et le point 'O' selon la direction y ; voir figure ci-dessus



Donc, on obtient :

$M_x = N_t \cdot e_y = -913.24$KN.m

$M_y = N_t \cdot e_x = 0$

Calculer la pression q aux points A, B, C, et D : (selon l'axe x et y) :

Point A : $q = \frac{2899.15}{2\times11.05} + \frac{(-913.24)}{224.87}\times(-4.74) = 150.43$KN/m^2

Point B : $q = \frac{2899.15}{2\times11.05} + \frac{(-913.24)}{224.87}\times(-4.74) = 150.43$ KN/m^2

Point C : $q = \frac{2899.15}{2\times11.05} + \frac{(-913.24)}{224.87}\times(6.31) = 105.55$ KN/m^2

Point D : $q = \frac{2899.15}{2\times11.05} + \frac{(-913.24)}{224.87}\times(6.31) = 131.18 - 25.62 = 105.55$ KN/m^2

➢ On remarque que la pression de contact max q est égale à la capacité portante de sol q_{ad}, on peut garder une largeur B = **2m.**

Détermination de la hauteur utile « d » et de la hauteur « h »:

$$d \geq \frac{B-b}{4} = \frac{200-40}{4} = 40$$

On prend : d = 45cm

H=45+ 5=45cm

Donc : la hauteur de la semelle égal à : h =50 cm

- **Vérification au non poinçonnement :[CBA : article A.5.2.4.2].**

$$Q_u \leq 0.045 \times h \times u_c \times \frac{fc28}{\gamma_b}$$

Avec :

Q_u : la charge de calcul vis-à-vis de l'état limite ultime.

u_c : la périmètre du contour.

u_c= (a+b+2×h)×2= (0.4+0.4+2×0.50)×2=3.6m

$$Q_u = 1051.19kn \leq 0.045 \times 500 \times 3600 \times \frac{25}{1.5} = 1350KN \ldots\ldots CV$$

- **Vérification des semelles sous l'effet de la force sismique :**

Les fondations superficielles seront vérifiées selon les combinaisons accidentelles suivantes :

(1) 0,8G+E ⟶ Pour la vérification de la stabilité de la semelle

- **Vérification de la stabilité au reversement :**

Les semelles doit être vérifié la condition suivante :

$$B \geq 4e_1$$

Tel que $e_1 = \frac{M}{N} = \frac{11036.83}{50623.43} = 0.21$

$4e_1$= 0.87<B= 1.20..... CV.

Calcul du ferraillage :(ELU) :

- **Ferraillage longitudinale (axe x) :**

Tracer le diagramme des moments. Voir figure ci-dessous :

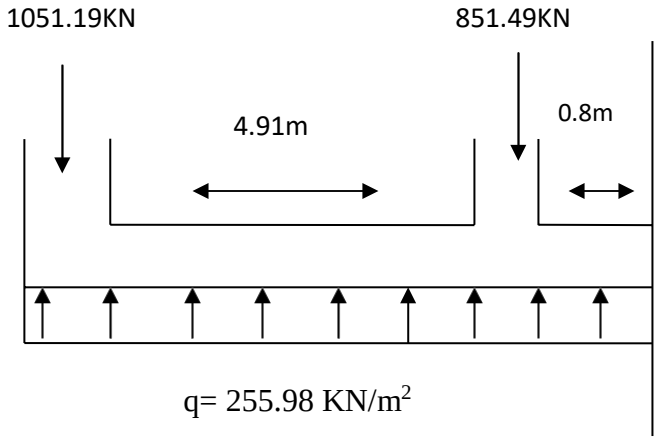


Figure (04) : Schéma statique

Diagramme des moments :

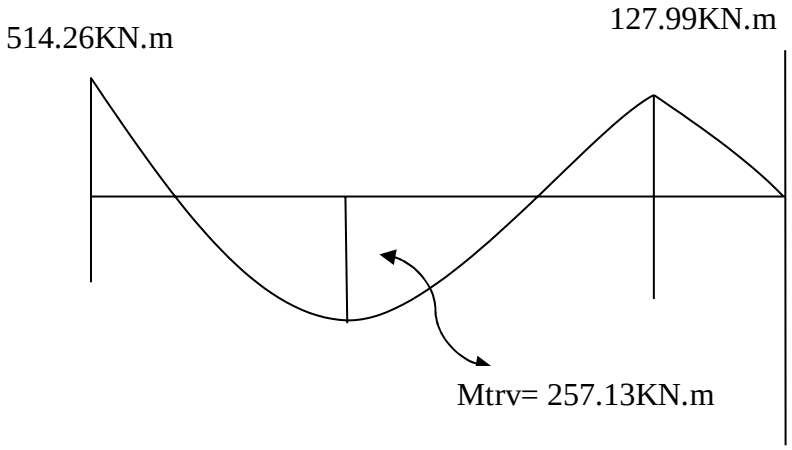


Figure (05) : diagramme des moments

$Mtrv = \frac{q \times l^2}{24} = \frac{255.98 \times 4.91^2}{24} = 257.13KN.m$

$Mapp1 = \frac{q \times l^2}{12} = \frac{255.98 \times 4.91^2}{12} = 514.26KN.m$

$Mapp2 = \frac{q \times l^2}{2} = \frac{255.98 \times 1^2}{2} = 127.99KN.m$

q: pression de contact moy (entre les points A,B,C,B) *B

q= 255.98 KN/m^2

Renforcement négatif en haut de la travée centrale

A partir deM_{max}de la semelle, on calcul

$M_u = \frac{M_{max}}{B}$ kn. m/m

$M_u = \frac{257.13}{2} = 128.56$ kn. m/m

Le moment ultime :

$$M_u = \emptyset\ A_s f_y\ (d - \frac{a}{2})$$

Et $\emptyset = 0{,}9$

d = h – enrobage=45cm

$a = \frac{A_s f_y}{0{,}85\ f_{ck}\ b} = 18.82A_s$

avec : f_{ck} = 25 MPa

b = 1m (une bande de 1m)

$0.9[\ A_s \times 400 \times 1000(\ 0.45 - \frac{18.82A_s}{2})] = 0.9\ [\ 180000A_s - 3764000A_s^2]$

$162000A_s - 3387600A_s^2 = 128.56$

$3387600A_s^2 - 162000A_s + 128.56 = 0$

$A_s = \frac{-(-162000) \pm \sqrt{(-162000)^2 - 4(3387600 \times 128.56)}}{2 \times 3387600} = 0.000808$ m^2/m

A_s= 808mm^2/m

A_{stotal}=808×B =1616 mm^2/m

A_s= 16.16cm^2

On adopte : **12T14 soit A_s= 18.46cm^2**

Avec un espacement = 18cm

➢ **Renforcement positif au bas de la semelle :**

A partir de M_{max} de la semelle, on calcul

$$M_u = \frac{M_{max}}{B} \quad KN.m/m$$

$$M_u = \frac{514.26}{2} = 257.13\ KN.m/m$$

Le moment ultime :

$$M_u = \emptyset\ A_s f_y \left(d - \frac{a}{2}\right)$$

Et $\emptyset = 0{,}9$

d = h – enrobage=45cm

$$a = \frac{A_s f_y}{0{,}85\ f_{ck}\ b} = 18.82A_s$$

avec : f_{ck} = 25 MPa

b = 1m (une bande de 1m)

$$0.9[\ A_s \times 400 \times 1000(\ 0.45 - \frac{18.82A_s}{2})] = 0.9\ [\ 180000A_s - 3764000A_s^2]$$

$$162000A_s - 3387600A_s^2 = 257.13$$

$$3387600A_s^2 - 162000A_s + 257.13 = 0$$

$$A_s = \frac{-(-162000) \pm \sqrt{(-162000)^2 - 4(3387600 \times 257.13)}}{2 \times 3387600} = 0.001643\ m^2/m$$

A_s= 1643mm^2/m

A_{stotal}=1643×B =3287 mm^2/m

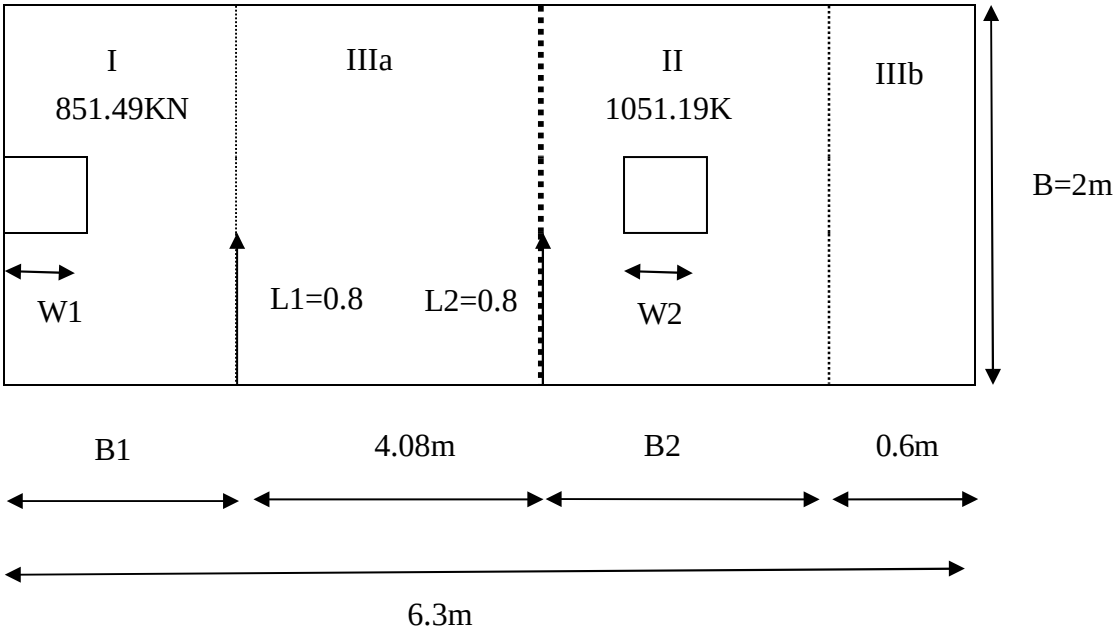
A_s= 32.87cm^2

On adopte : **17T16 soit A_s= 34.16cm^2**

Avec un espacement = 18cm

➢ **Ferraillage transversale (axe y) :**

La semelle est divisée en zones ou bandes de largeurs définies selon le schéma ci-dessous. Les zones I et II, généralement appelées zones efficaces, doivent être analysées comme des poutres ; l'acier fourni doit ne pas être inférieure à celle requise pour la flexion ou Asmin, la plus grande des deux. Pour la zone III (les parties restantes), l'acier fourni doit satisfaire uniquement à l'exigence Asmin. Toutes les barres d'acier transversales doivent être placées surdes barres dans le sens de la longueur :



Figure(06) : Les Zones de Semelle

$B_1 = w_1 + 0.75 \times d = 0.4 + 0.75 \times 0.45 = 0.7375m$

$B_2 = w_2 + 1.75 \times d = 0.4 + 1.75 \times 0.45 = 1.075m$

Donc on a :

❖ **Zone 1 :**

$$\mathbf{q_1} = \frac{N1}{B \times B1} = \frac{851.49}{2 \times 0.7375} = \mathbf{577.28\ KN/m^2}$$

$$M_{u1} = \frac{q_{1 \times l^2}}{2} = \frac{577.28 \times 0.8^2}{2} = \mathbf{184.72\ KN.m}$$

Et le moment ultime :

$$M_{u1} = \emptyset\, A_s f_y \left(d - \frac{a}{2}\right)$$

Et $\emptyset = 0{,}9$

d = h – enrobage = 45cm

$a = \frac{A_s f_y}{0{,}85\, f_{ck}\, b}$.

avec : f_{ck} = 25 MPa

b = 1m (une bande de 1m)

$0.9[\, A_s \times 400 \times 1000(\, 0.45 - \frac{18{,}82 As}{2})] = 0.9\, [\, 180000 A_s - 3764000 A_s^{2}]$

$162000A_s - 3387600A_s^2 = 184.72$

$3387600A_s^2 - 162000A_s + 184.72 = 0$

$A_s = \frac{-(-162000) \pm \sqrt{(-162000)^2 - 4(3387600 \times 184.72)}}{2 \times 3387600} = 0.0011\ m^2/m$

A_s= 1168mm^2/m =11.68cm^2

On adopt : **8T14 soit ; As=12.30cm^2**

Avec un espacement = 18cm

- **Zone 2 :**

$q_2 = \frac{N2}{B \times B_2} = \frac{1051.19}{2 \times 1.075} =$ **488.92 KN/m^2**

$M_{u2} = \frac{q_{2 \times l^2}}{2^2} = \frac{488.92 \times 0.8^2}{2} =$ **156.45 KN.m**

$0.9[\, A_s \times 400 \times 1000(\, 0.45 - \frac{18{,}82 As}{2})] = 0.9\, [\, 180000 A_s - 3764000 A_s^{2}]$

$162000A_s - 3387600A_s^2 = 156.45$

$3387600A_s^2 - 162000A_s + 156.45 = 0$

$A_s = \frac{-(-162000) \pm \sqrt{(-162000)^2 - 4(3387600 \times 156.45)}}{2 \times 3387600} = 0.00098\ m^2/m$

A_s= 986mm^2/m =9.86cm^2

On adopt : **7T14 soit As=10.77cm^2**

Avec un espacement = 18cm

❖ **Zone 3 :**

$M_{u3} = \frac{q_{3\times l^2}}{2} = \frac{255.98\times 0.8^2}{2}$ **= 81.91 KN.m**

$0.9[A_s \times 400\times 1000(0.45-\frac{18,82As}{2})]=0.9 [180000A_s - 3764000A_s^2]$

$162000A_s-3387600A_s^2 = 81.91$

$3387600A_s^2- 162000A_s+81.91=0$

$A_s= \frac{-(-162000)\pm\sqrt{(-162000)^2-4(3387600\times 81.91)}}{2\times 3387600}$= 0.00051 m^2/m

A_s= 511.07mm^2/m

$A_{s;min} = \frac{0.25\sqrt{f_{ck}}}{f_y}\times b_w \times d = \frac{0,25\sqrt{25}}{400}\times 1\times 0.45$ =0.0014m^2

Asmin **= 14cm^2**

On prend A_{Smin} : 10T14 soit As = 15.38cm^2

A_s =Asmin ×L = 0.0014×0.6 = 8.4cm^2

On adopt : **6T14 soit As = 9.23cm^2**

➢ **Schéma de ferraillage :**

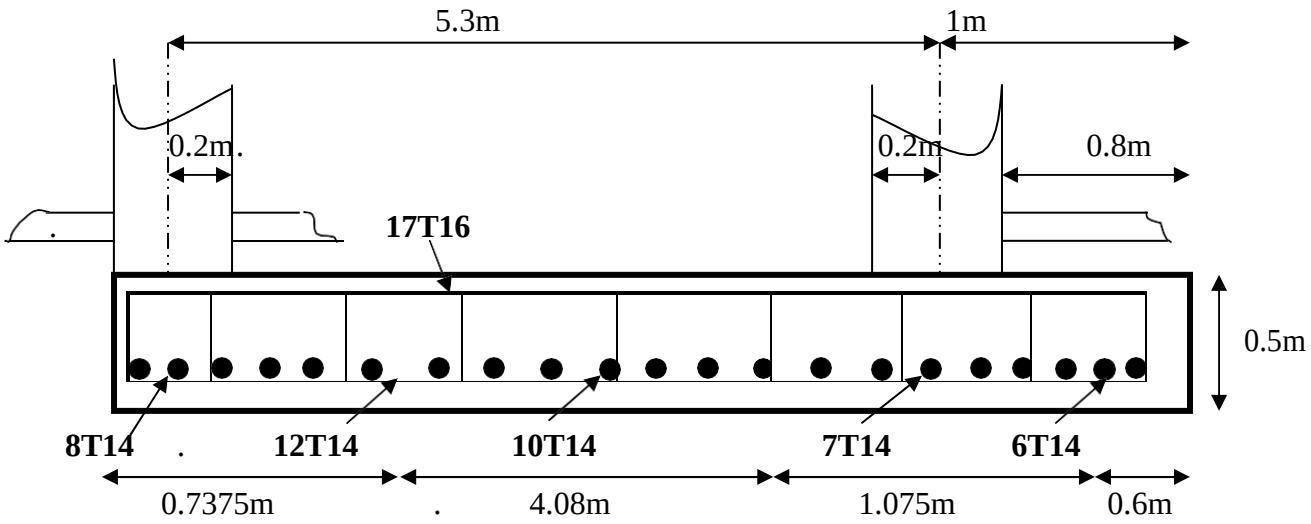


Figure (07) : Schéma de ferraillage

La longrine :

➢ **Définition :**

Les longrines sont des poutres relient les poteaux au niveau de l'infrastructure, leur calcul se fait comme étant une pièce soumise à un moment provenant de la base du poteau et un effort de traction <F>.

➢ **Dimensionnement de la longrine:**

D'après le **RPA 99 (art.10.1.1),** les dimensions minimales de la section transversale des longrines sont:

- (25x30) cm^2·····sites de catégorie S2, S3
- (30x30) cm^2·····site de catégorie S4

Pour notre cas (site ferme S3) on prend une section de (40x40) cm^2

➢ **Ferraillage de la longrine :**

La section d'armature est donnée par les armatures minimales :

$A=0,6\%\times b\times h$

$A=0,006x40x40=9.6\ cm^2$

✓ **Choix des armatures :** **8HA14=12.30 cm²**

Armatures transversales :

- **Disposition constructive :**

Espacement : $S_t \leq$ min (0.9d ; 40 cm).

Donc : $S_t \leq 32.4$cm

Soit : $S_t = 15$cm

- **Calcul de la section minimale :**

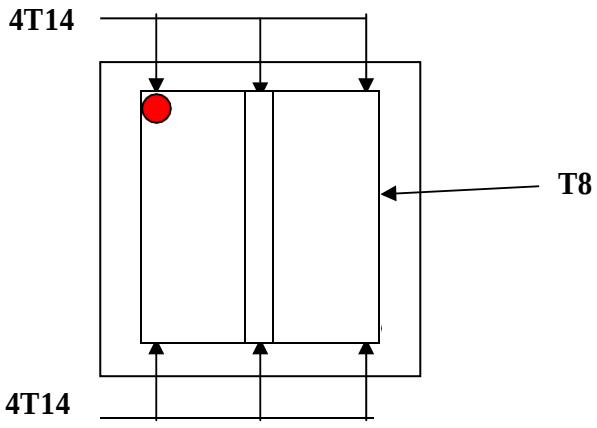
d'après**CBA93 l'art (A.5.1.2.2)** : $\frac{At \times fe}{b_0 \times S_t} \leq 0.4$Mpa

$A_t \geq \frac{0.4 \times b \times St}{f_e} = 0.60 cm^2$

Donc on adopte : **At= 2HA8 = 1.01cm²**

➢ **Schéma de ferraillage de la longrine :**

.



Figure(08) : ferraillage de la longrine

Conclusion Générale

Conclusion général

Ce projet de fin d'étude, nous a beaucoup aidé à mettre en pratique toutes nos connaissances acquises durant notre cycle de formation d'ingénieur, d'approfondir nos connaissances en basant sur les documents techniques et même d'application des règlements et de certaines méthodes, de mettre en évidence quelques principes de base qui doivent être pris en considération dans la conception des structures en portiques contreventée par voiles.

D'après l'étude qu'on a fait, il convient de signaler que pour la conception parasismique, il est très important que l'ingénieur civil et l'architecte travaillent en étroite collaboration dès le début de projet pour éviter toutes les conceptions insuffisantes et pour arriver à une sécurité parasismique réalisée sans surcoût important.

Notons qu'à la fin de ce projet qui constitue pour nous une première expérience, que l'utilisation de l'outil informatique pour l'analyse et le calcul des structures est très bénéfique en temps et en effort a condition de maîtriser les notions de bases des sciences de l'ingénieur, ainsi que les logiciels « robot et autoCAD » lui mêmes.

Règlements

Règlements :

- **RPA99V2003** : Règlement parasismique algérienne.
- **CBA93:**Règles de conception et de calcul des structures en béton arme.
- **DTR B.C.2.2** : Document technique réglementaire (charges et surcharges).
- **L'Eurocode 2 :** les normes européennes de conception, de dimensionnement et de justification des structures de bâtiment et de génie civil.

Livres :

- Cours de béton armé (Calcul des éléments simples et des structures des bâtiments).....Jean-Pierre MOUGIN.
- BAEL 91 modifié 99 .....Jean-Pierre MOUGIN.
- Mémoires de fin d'étude des années passées :

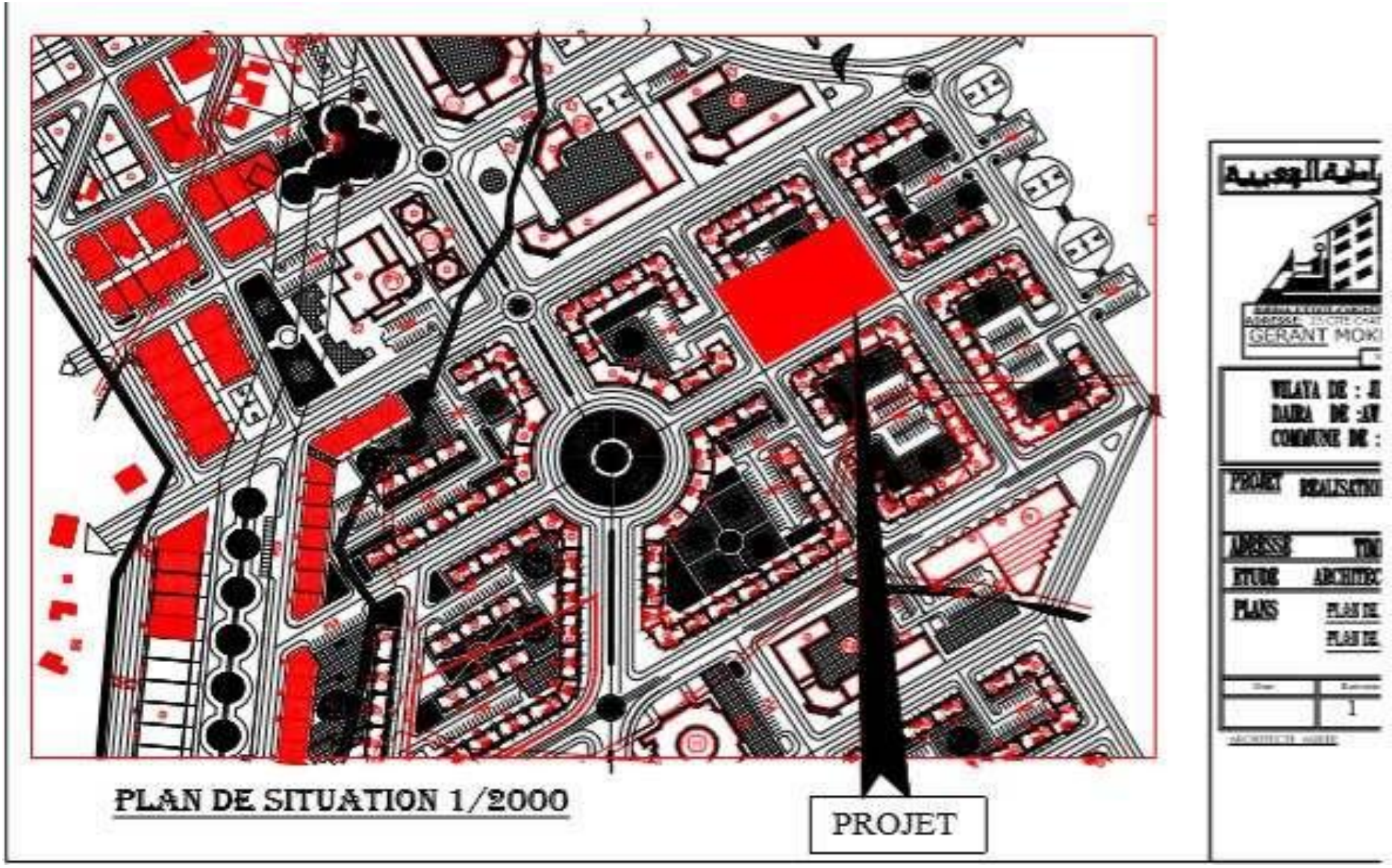
- **ETUDE D'UN BATIMENT R+5 A USAGE D'HABITATION** par FERROUDJI WALID GHELDANE OUSSAMA .
- **ETUDE D'UN BATIMENT A USAGE D'HABITATION (R+5)** par Mme : SLIMANI AMEL Mme : HLIFI ZOHRA
- **ÉTUDE D'UN BÂTIMENT« 2 SOUS SOL, RDC + 9 ÉTAGES » DU FORME IRRÉGULIÈRE À USAGE MULTIPLE** par Chikh Hanane

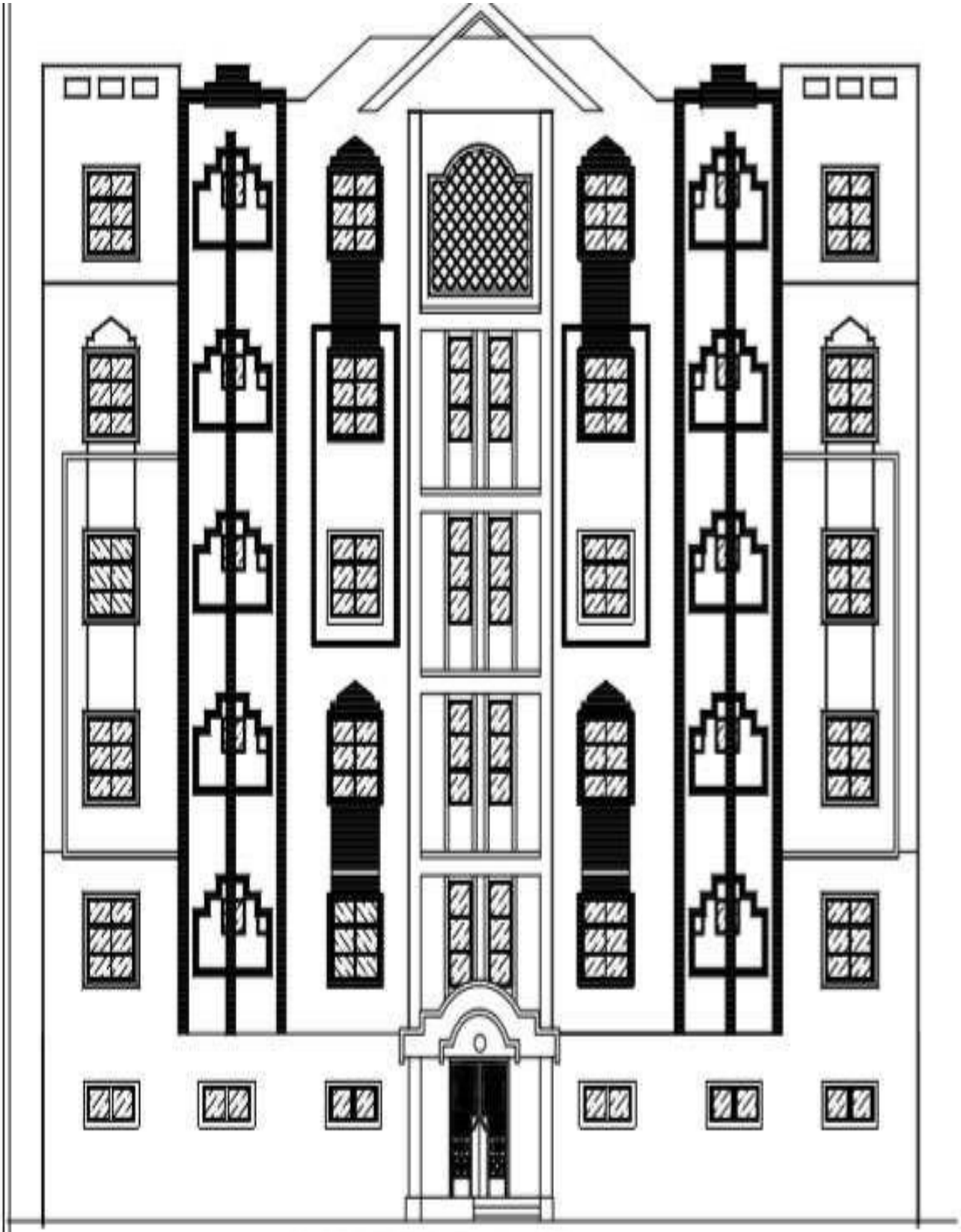
Logiciels :

- ROBOT.....Analyse des structures.
- AUTOCAD 2013 .....Dessin.
- EXCEL 2013.....Calcul.
- WORD 2010 .....Traitement du texte.
- Power point 2010.....Présentation de mémoire.

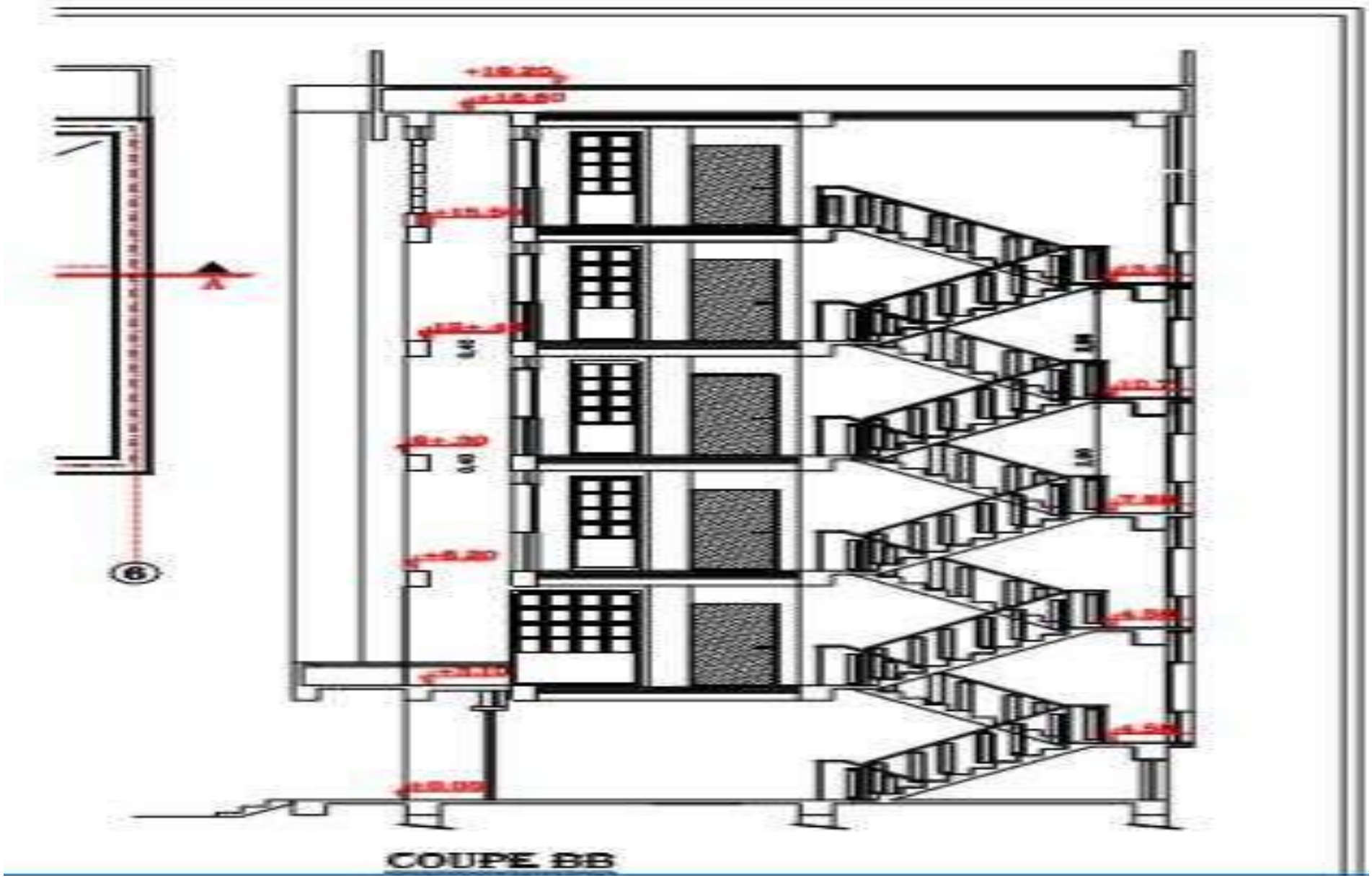
Annexes

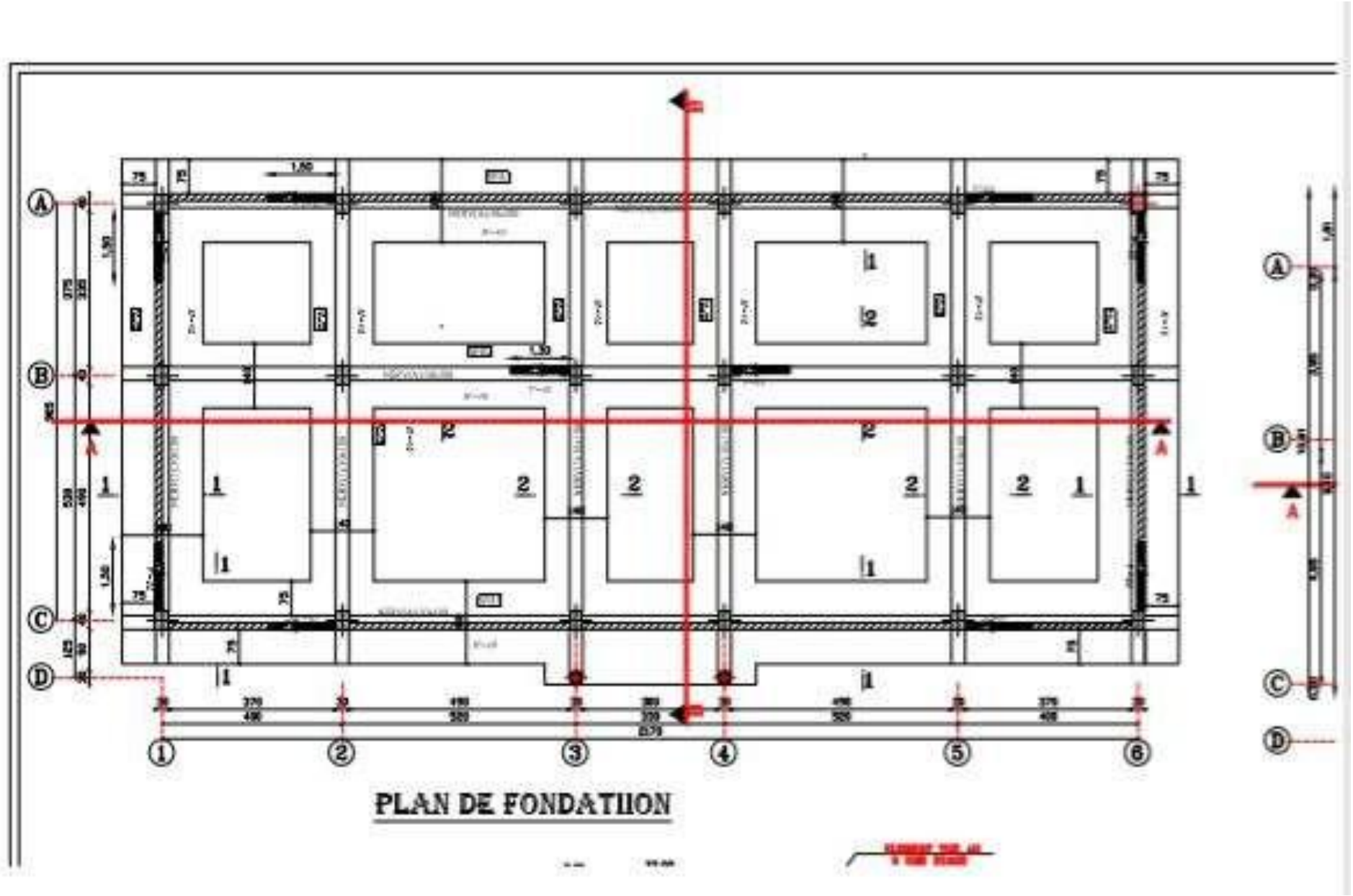
Annexes :

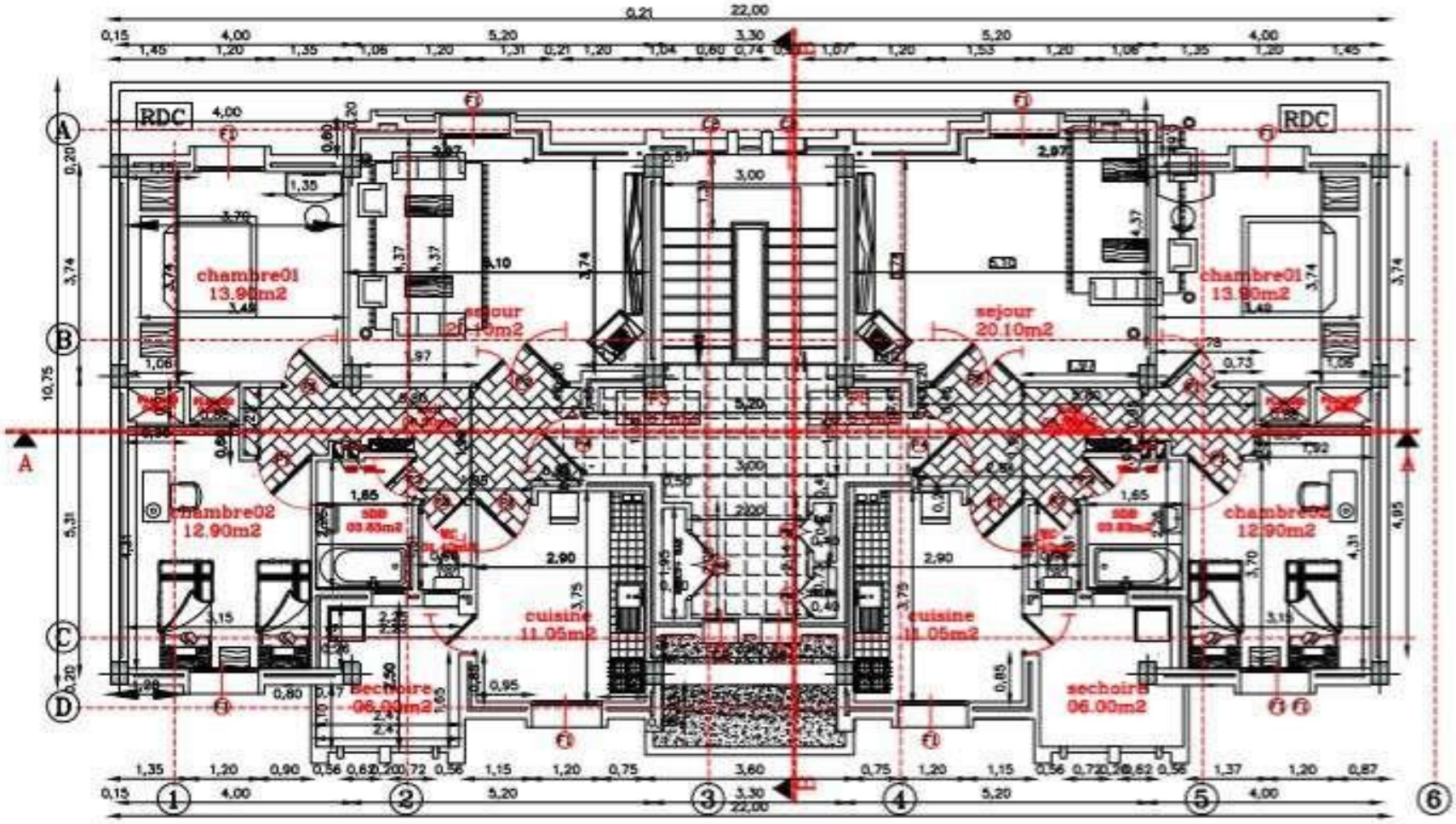




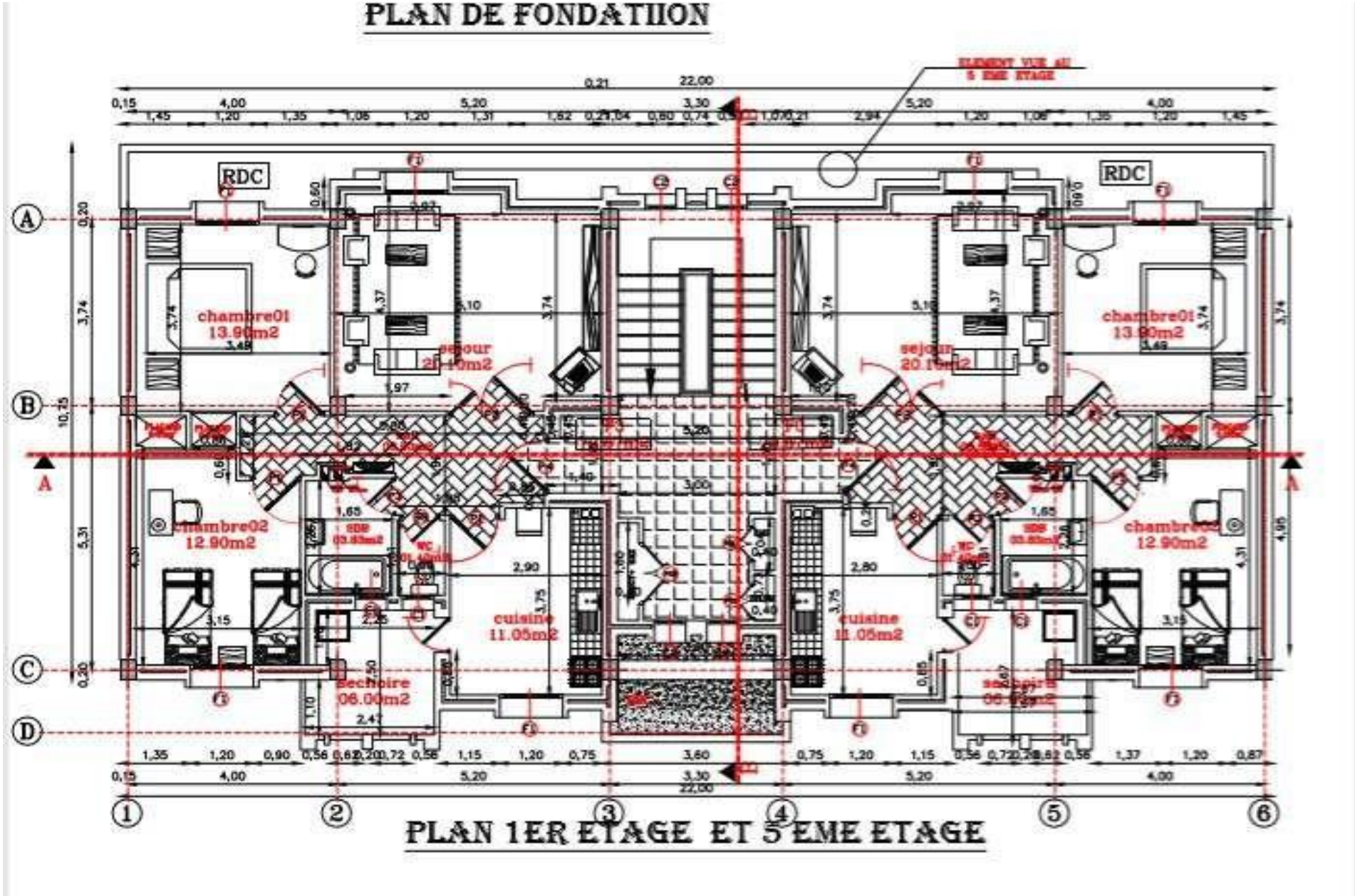
FAÇADE PRINCIPALE

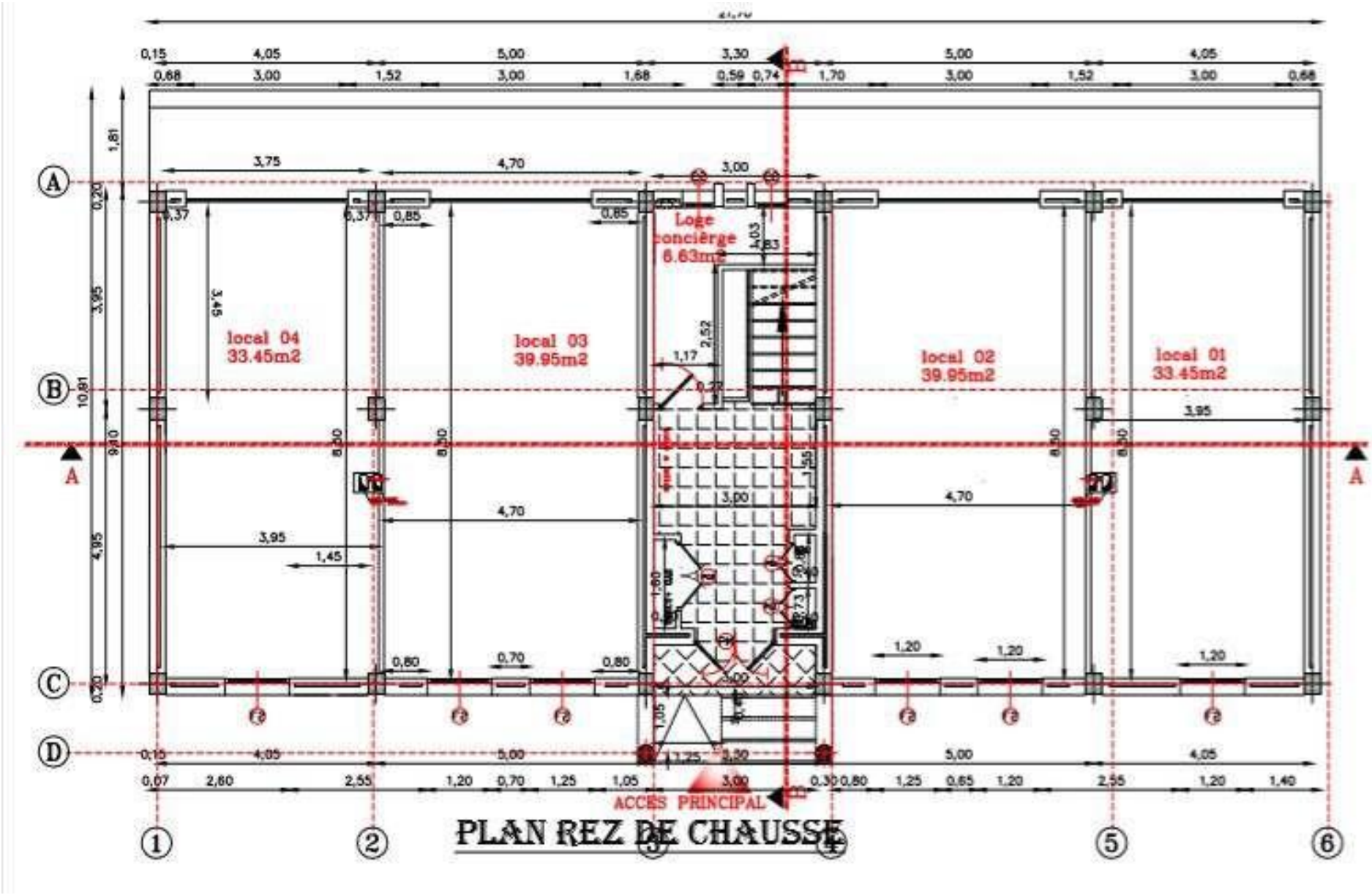

A
⑥
COUPE BB


A
B
C
D
1
2
3
4
5
6
PLAN DE FONDATIION



PLAN 2EME -3EME -4 EME ETAGE


PLAN DE FONDATIION
RDC
RDC
chambre01
13.90m2
chambre01
13.90m2
sejour
sejour
chambre02
12.90m2
chambre02
12.90m2
cuisine
11.05m2
cuisine
11.05m2
Sechoire
06.00m2
A
B
C
D
1
2
3
4
5
6
PLAN 1ER ETAGE ET 5 EME ETAGE



PLAN REZ DE CHAUSSE

Résumé

Ce projet portera sur l'étude d'un bâtiment à usage d'habitation R+5. Situé dans la Wilaya d'Annaba qui est classé selon le Règlement Parasismique Algérien 99 version 2003 (RPA 99 / version 2003) en zone IIa de moyenne sismicité ; le contreventement est assuré par des portiques et renforcés par des voiles comme l'exige le RPA 99 /version 2003.

Cette étude sera divisée en quatre étapes consécutives :

- La première étape sera composée d'une description de l'ouvrage et des caractéristiques des différents matériaux avec le pré-dimensionnement des éléments structuraux suivis du calcul des éléments secondaires.
- La deuxième étape consistera à une étude sismique de la structure, cette étude aboutira au calcul du ferraillage des éléments structuraux en conformité avec les règlements à savoir RPA99/version 2003 et le BAEL91/révisée 99.
- La troisième étape porte sur le calcul du ferraillage des éléments de structures sous charges combinées verticales et horizontales (les charges dues au séisme).
- La dernière étape concernera l'étude de la fondation ainsi que son ferraillage.

Abstract

This project will focus on the study of a residential building R + 5. Located in Wilaya of jijel which is classified according to the Algerian Parasism Regulation 99 version 2003 (RPA 99 / version 2003) in zone IIa of average seismicity; the bracing is provided by gantries and reinforced by sails as required by RPA 99/2003 version.

This study will be divided into three consecutive stages:

- The first step will consist of a description of the structure and the characteristics of the different materials with the pre-dimensioning of the structural elements followed by the calculation of the secondary elements.
- The second step will consist of a seismic study of the structure, this study will result in the calculation of reinforcement of the structural elements in accordance with the regulations namely RPA99 / version 2003 and BAEL91 / revised 99.
- The third step involves the calculation of reinforcement of vertical and horizontal combined load structure elements (earthquake loads).
- The last step will concern the study of the foundation as well as its reinforcement.

ملخص

يعتمد هذا المشروع على دراسة بيانية ذات طابع سكني يتكون من طابق ارضي و5 طوابق علوية. الواقعة في ولاية جيجل المصنفة ضمن المنطقة الزلزالية المتوسطة رقم حسب النظام الزلزالي 99 نسخة 2003.

اشتملت الدراسة على أربعة محاور :

- المحور الأول سيتكون من تفصيل عام للمشروع يشتمل على تعريف المشروع والبناية وخصائص المواد المستعملة مع إعطاء الأبعاد الأولية للعناصر يتبعها دراسة الأجزاء الثانوية من البناية.
- المحور الثاني يخص الدراسة الزلزالية للبناية هده الدراسة تؤدي إلى حساب تسليح العناصر المقاومة للبناية مع الأخذ بعين الاعتبار كل توصيات القانون الجزائري المقاوم للزلازل 99نسخة2003
- المحور الثالث يشتمل على دراسة تسليح الأجزاء المقاومة للبناية الواقعة تحت تأثير القوى العمودية و الأفقية القوى الزلزالية
- المحور الأخير يخص دراسة وتسليح الأساسات.