REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

UNIVERSITE YAHIA FARES DE MEDEA



Faculté de **T**echnologie

Mémoire de fin d'études de Master

Filière : Génie Civil

Spécialité : STRUCTURES

Thème :
Etude d'un bâtiment à usage d'habitation (RDC+5 étages) implanté à TIPAZA

Présenté par

BADANI Walid Imad Eddine

HASNAOUI Zakaria

Proposé et Dirigé par

TALAICHE Zoheir

Promotion Juin 2020

REMERCIEMENT

Tout d'abord nous remercions avant tous, dieu le tout puissant qui nous a donné le courage et la volonté pour atteindre notre objectif, et tous les enseignants qui ont contribués à notre formation durant tous les cycles.

Nous remercions vivement, notre promoteur Mr.TALAICHE Zoheir de nous avoir pris en charges, et pour sa disponibilité, son aide et ses précieux conseils.

Nous portons avec gratitude de reconnaissance pour l'ensemble des professeurs du département de Génie Civil qui ont contribué à notre formation d'ingénieur en Génie Civil.

On remercie Mr.OULD Turki Benaissa, de nous avoir aidés à réaliser ce travail.

Nous ne saurons oublier de remercier les honorables Membres du Jury qui nous ont fait l'immense honneur de présider et d'examiner ce Modeste travail.

A tous ceux ou celles qui nous apportés leur soutien, trouvent ici, l'expression de nos vives et sincères reconnaissances.

Dédicace

<u>Je dédie ce projet :</u>

A ma chère mère,

A mon cher père,

Qui n'ont jamais cessé, de formuler des prières à mon égard, de me soutenir et de m'épauler pour que je puisse atteindre mes objectifs.

A mes chers frères

Pour ses soutiens moral et leurs conseils précieux tout au long de mes études.

A mon chèr binôme ,ZAKARIA,

Qui m'a aidé et supporté dans les moments difficiles.

A mes chères ami (e)s,

Pour leurs aides et supports dans les moments difficiles.

A toute ma famille,

A mes très chers collègues et toute la promotion 2020,

A tous ceux que j'aime et ceux qui m'aiment.

, WALID

Dédicace

<u>Je dédie ce projet :</u>

A ma chère mère,

A mon cher père,

Qui n'ont jamais cessé, de formuler des prières à mon égard, de me soutenir et de m'épauler pour que je puisse atteindre mes objectifs.

A mes chers frères

A mes chères sœurs

Pour ses soutiens moral et leurs conseils précieux tout au long de mes études.

A mon chèr binôme ,WALID,

Qui m'a aidé et supporté dans les moments difficiles.

A mes chères ami (e)s,

Pour leurs aides et supports dans les moments difficiles.

A toute ma famille,

A mes très chers collègues et toute la promotion 2020,

A tous ceux que j'aime et ceux qui m'aiment.

, ZAKARIA

ملخص:

هذا المشروع يهدف إلى دراسة بناية من الخرسانة المسلحة مكونة من (طابق أرضي +خمسة طوابق) ذات استعمال سكني والمقرر بناءها في ولاية تيبازة المصنفة ضمن المنطقة ذات زلزال قوي (منطقة 3).

مقاومة البناية لكل الحمولات العمودية والأفقية مضمونة بواسطة نظام العارضات والأعمدة +الجدران المسلحة.

قياس الأبعاد ونتائج كل العناصر المقاومة تم طبقا للمعايير والقوانين المعمول بها في الجزائر:

-القواعد الجزائرية المقاومة للزلازل(RPA 99 version 2003) .

-قواعد الخرسانة المسلحة (CBA93).

تمت الدراسة الزلزالية وفق الطريقة الرقمية التي تعتمد أساسا على طريقة العناصر المنتهية باستعمال تقنية حساب الهياكل باستعمال برنامج«SAP2000 V20.0» .

وفي الأخير قمنا بدراسة البنية التحتية وهذا بحساب الأساسات.

الكلمات المفتاحية: الهياكل، التسليح، الخرسانة المسلحة، الأساس، الدراسة الزلزالية.

Résumé

Ce projet consiste à étudier un bâtiment en béton armé à usage d'habitation (RDC + 5 étages) qui sera implanté à la willaya de Tipaza, classée comme une zone de forte sismicité (Zone III).

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

Le dimensionnement et le calcul du ferraillage de tous les éléments résistants ont été établis conformément aux règlements algériens en vigueur : les règles parasismiques algériennes (RPA99) version 2003 et les règles de conception et de calcul des structures en béton armé (CBA93)

L'étude sismique a été menée suivant la méthode numérique basée sur la méthode des éléments finis moyennant le logiciel « SAP2000 V20.0 »

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

Mots clés : structure, ferraillage, béton armé, fondation, étude sismique.

Abstract

This project aims to study the reinforced concrete structure, which contains (ground floor + 5floors), use for habitation. It will be built in the province of Tipaza, which is classified as a seismic zone of a high level (ZONE III).

The resistance of the structure to horizontal and vertical loads is ensured by a system of frame and Shear walls.

The calculation of the dimensions and the results of all resistant elements was done according to the Algerian regulations and standards:

- RPA version 2003 and (CBA 93).

The seismic study was done in the numerical method which is based on the finite element with the help of software «SAP2000 V20.0 »

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

Keys words: structure; reinforcement; reinforced concrete; foundation; seismic study.

SOMMAIRE

Chapitre I : PRESENTATION DE L'OUVRAGE

I.1.PRESENTATION DE L'OUVRAGE……1
I.2.CARACTÉRISTIQUES GÉOMÉTRIQUES……1
I.2.1.Dimensions en élévation……1
I.2.2.Dimensions en plan……1
I.3.DESCRIPTION DE L'OSSATURE……...2
I.3.1.Ossature……...2
I.3.2.Planchers……..2
I.3.3.Maçonnerie……..2
I.3.4.L'acrotère……2
I.3.5.Escalier……2
I.4.CARACTERISTIQUE MECANIQUE DES MATERIAUX……3
I.4.1. Béton……...3
I.4.1.1.Résistances mécaniques du béton……3
I.4.1.1.1.Résistance du béton à la compression……...3
I.4.1.1.2.Résistance du béton à la traction……...3
I.4.1.1.3.Coefficient de Poisson (υ)……4
I.4.1.1.4.Module de déformation longitudinale……...4
I.4.1.1.5.Les contraintes limite de calcul……5
I.4.2. L'acier.....6
I.4.2.1.Module d'élasticité des aciers……...6
I.4.2.2.Les contraintes limites de calcul……...6

Chapitre II : PRE-DIMENSIONNEMENT DES ELEMNTS STRUCTUREAUX

II.1.INTRODUCTION……8

II.2.PRE-DIMENSIONNEMENT DES PLANCHERS……..8

II. 2.1.Plancher à corps creux……..8

II.2.2.Les dalles pleines……...9

II.2.2.1.Critère de résistance……9

II.3.PRE-DIMENSIONNEMENT DES POUTRES……9

II.3.1.Poutres Principales et secondaires……9

II.3.2. Longrines……10

II.4.EVALUATION DES CHARGES PERMANENTES ET CHARGES D'EXPLOITATION.11

II.4.1.Charges permanentes……...11

II.4.1.1.Plancher corps creux……11

II.4.1.1.1.Plancher terrasse……11

II.4.1.1.2.Plancher courant……11

II.4.1.2.Maçonnerie……12

II.4.1.2.1.Murs intérieurs (simple cloison)……12

II.4.1.2.2.Murs extérieurs (double-cloison)……...12

II.4.2.Charges d'exploitation……..12

II.5.PRE-DIMENSIONNEMENT DES POTEAUX……13

II.5.1.Les dimensions des poteaux……13

II.5.2.Etapes de pré-dimensionnement……..14

II.5.2.1.Choix du poteau le plus sollicité……...15

II.5.2.2.Calcul de La surface reprise par le poteau……15

II.5.2.3.Détermination des charges permanentes (Descente des charges)……15

II.5.2.4.Détermination des surcharges d'exploitation……16

II.5.2.5.Calcul de la capacité portante N……17

II.5.2.6.Vérification de l'effort normal ultime majoré……...17

II.5.2.7.Vérification aux zones nodales……18
II.6.PRE-DIMENSIONNEMENT DES VOILES……19

Chapitre III : CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES

III.1. L'ACROTERE……..21
III.1.1. Principe de calcul……...21
III.1.2. Evaluation des charges et surcharges……21
III.1.3. Détermination des efforts……...21
III.1.4. Calcul de ferraillage……...22
III.1.4.1. Ferraillage vertical……..22
III.1.4.2. Armatures choisit……22
III.1.4.3. Calcul des armatures de répartition……22
III.1.5. Vérification à l'état limite de service (ELS)……..22
III.1.6. Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU……23
III.2. PLANCHER A CORPS CREUX……23
III.2.1. Les poutrelles……24
III.2.1.1. Avant coulage……24
III.2.1.2. Après coulage……24
III.2.1.3. Calcul du ferraillage……27
III.2.1.4. Vérification des contraintes à ELS……28
III.2.1.5. Vérification des contraintes tangentielles de cisaillement à l'ELU……28
III.2.1.6. Vérification des flèches à l'ELS……29
III.2.2. Dalle de compression……29
III.3. DALLE PLEINE……...30
III.3.1. Dalle encastrée à deux côtés……..31
III.3.1.1. Dimensions géométriques……...31
III.3.1.2. Evaluation des charges……31
III.3.1.3. Calcul des sollicitations à l'ELU……31
III.3.1.4. Calcul des sollicitations à l'ELS……31
III.3.1.5. Calcul de ferraillage……31
III.4. ESCALIER……...33
III.4.1. Pré dimensionnement……33
III.4.1.1. Vérification de la formule de Blondel……34

III.4.1.2. Détermination de l'épaisseur de l'escalier……..34
III.4.2. Evaluation des charges et surcharges……34
III.4.3. Combinaison des charges……...35
III.4.4. Ferraillage des escaliers à l'ELU……37
III.5. POUTRE PALIERE……39
III.5.1. Pré dimensionnement……39
III.5.2. Evaluation des charges……...39
III.5.3. Ferraillage des poutres palières……..39

Chapitre IV : ETUDE DYNAMIQUE

IV.1.INTRODUCTION……42
IV.2.CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES DE LA STRUCTURE……...42
IV.2.1.Centre de masse……..42
IV.2.2.Centre de rigidité……42
IV.2.3.Calcul de la rigidité des éléments résistants……...43
IV.2.3.1.Les poteaux……..43
IV.2.3.2.Les refends pleins……43
IV.2.4.Excentricité statique (théorique)……44
IV.2.5.Excentricité accidentelle……44
IV.3.Modélisation de la structure……..44
IV.3.1.Introduction……44
IV.3.2.Modélisation……...44
IV.3.3.Analyse de notre structure……..45
IV.3.3.1 : Détermination centre de masse et centre de rigidité……..46
IV.3.3.2.Excentricité……..47
IV.4.Choix de la méthode de calcul……...48
IV.4.1.Introduction……48
IV.4.2.Méthode dynamique modale spectrale……...48
IV.4.2.1.Principe de la méthode……48
IV.4.2.2.Modélisation……48

IV.4.2.3.Le spectre de réponse de calcul……...48
IV.4.2.3.1.Coefficient d'accélération A…….49
IV.4.2.3.2.Facteur de correction d'amortissement η……..49
IV.4.2.3.3.Coefficient de comportement R……49
IV.4.2.3.4.Facteur de qualité Q……..51
IV.4.3.Résultats de l'analyse dynamique……...52
IV.4.3.1.Analyse modale……...52
IV.4.3.1.1.Comportement modal……...52
IV.3.3.1.2.Participation massique (dissipation d'énergie)…….52
IV.4.3.2.Analyse statique et dynamique……54
IV.3.2.1.Stabilité de la structure……54
IV.4.3.2.2.Résistance des éléments……59

Chapitre V : FERRAILLAGE DES ELEMENTS RESISTANTS

V.1. INTRODUCTION…….63
V.2. LES COMBINAISONS DE CALCUL……..63
V.3. MATERIEAUX UTILISES POUR FERRAILLAGE……...63
V.4. FERRAILLAGE DES POUTRES……64
V.4.1. Poutres principales……..64
V.4.2. Poutres secondaires……66
V.5. FERRAILLAGE DES POTEAUX……68
V.5.1. Calcul de ferraillage……69
V.6. FERRAILLAGE DES VOILES……71
V.6.1. Ferraillage des trumeaux……72
V.6.1.1 Calcul des armatures verticales……72
V.6.1.2. Calcul des armatures horizontales……...74
V.6.1.3. Armatures d'attache……75
V.6.2.Ferraillage des linteaux……75
V.6.2.1. Ferraillage des linteaux en flexion simple……...75
V.6.1.1.1. Aciers longitudinaux……75
V.6.1.1.2. Aciers transversaux……...75

V.6.2.2. Ferraillage des linteaux en Traction / Compression……76

Chapitre VI : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

VI.1. INTRODUCTION……81

VI.2. Classification des Fondations……...81

VI.3. CONNAISSANCE DU SITE ET DU SOL……..82

VI.4. ETUDE PRELIMINAIRE DU CHOIX DE TYPE DE SEMELLE……82

VI.5. LES EFFORTS NORMAUX A LA BASE DE LA STRUCTURE……83

VI.6. CALCUL DES SEMELLES ISOLEES……...83

VI.6.1. Dimensionnement des semelles isolées……83

VI.6.2. Vérification de l'interférence entre deux semelles……84

VI.7. CALCUL DES SEMELLES FILANTES……86

VI.7.1. Dimensionnement des semelles filantes……86

V.7.2. Vérification de la stabilité au renversement……87

VI.7.3 Ferraillage des semelles filantes……87

VI.7.3.1 Semelle filantes (continue) sous plusieurs poteaux……87

VI.7.3.2 Semelle filante (continue) sous un voile……..88

VI.7.4 Pré-dimensionnement de la poutre de libage……..89

VI.7.5 Vérification de Poinçonnement de la poutre de Libage……89

VI.7.6 Vérification de cisaillement de poutre de libage à l'ELU……..90

VI.7.7 Ferraillage Poutre de libage……90

VI.7.7.1 Armatures calculées en travée et en appui……...91

VI.7.7.2 Armatures choisies en travée et en appui……91

VI.7.8 Vérification des contraintes normales a L'ELS……..91

VI.7.9 Armature transversales……...92

VI.7.10 Vérification de la flèche a L'ELS……92

VI.7.11. Armatures de peau……...92

VI.8 FERRAILLAGE DES LONGRINES……94

VI.8.1 Ferraillage à l'Etat Limite Ultime……...94

VI.8.2 Vérification des contraintes à l'état limite de service…….95

VI.8.3 Calcul des armatures transversales…….....95

Liste des tableaux

Tableau I.1 : Caractéristiques mécaniques d'acier……...10

Tableau II.1 : Pré-dimensionnement des poutres…….10

Tableau II.2 : Evaluation de la charge permanente du plancher terrasse (Corps creux)……..11

Tableau II.3 : Evaluation de la charge permanente du plancher courant (Corps creux)……..11

Tableau II.4 : Evaluation de la charge permanente des murs en simple cloison……..12

Tableau II.5 : Evaluation de la charge permanente des murs en double cloison……..…12

Tableau II.6 : Pré-dimensionnement des poteaux……13

Tableau II.7 : Vérification du coffrage des poteaux……13

Tableau II.8 : Les charges permanentes……...16

Tableau II.9 : Les surcharges d'exploitation……....16

Tableau II.10 : Capacité portante $\overline{N}$ pour chaque section de poteau……....17

Tableau II.11 : Vérifications du $1{,}1N_{ultime}$ et N_U……....17

Tableau II.12 : Vérification des dimensions selon le RPA99 version2003……18

Tableau III.1 : Evaluation des charges et surcharges sur l'acrotère…….....21

Tableau III.2 : Les efforts exercés sur l'acrotère……..21

Tableau III.3 : Calcul des flèches des poutrelles (avant coulage)……...24

Tableau III.4 : Les moments maximums aux appuis et en travées……..27

Tableau III.5 : Calcul du ferraillage des poutrelles en appui et en travées……..27

Tableau III.6 : Choix du ferraillage des poutrelles en appui et en travées…….....28

Tableau III.7 : Vérification de la contrainte du béton à l'ELS……28

Tableau III.8 : Vérification des contraintes tangentielles de cisaillement……...28

Tableau III.9 : Vérification des flèches à l'ELS……..29

Tableau III.10 : Charges et surcharges appliquées à la dalle pleine……31

Tableau III.11 : Calcul de ferraillage à l'ELU…….32

Tableau III.12 : Armatures longitudinales choisis en travées et en appui……..32

Tableau III.13 : Quantité de ferraillage de répartition…….32

Tableau III.14 : Armatures de répartition choisis en travée et en appui……..32

Tableau III.15 : Vérification des contraintes normales à l'ELS……..33

Tableau III.16 : Vérification de la flèche à l'ELS……...33

Tableau III.17: Evaluation des charges permanentes du palier de repos de l'escalier……34

Tableau III.18 : Evaluation des charges permanentes de la paillasse……..35

Tableau III.19 : Calcul des sollicitations à L'ELU et à L'ELS……...36

Tableau III.20 : Calcul des armatures à L'ELU……...37

Tableau III.21 : Armatures longitudinales choisis en travée et en appui…….37

Tableau III.22 : Quantité de ferraillage de répartition…….37

Tableau III.23 : Armatures de répartition choisis en travée et en appui……..38

Tableau III.24: vérification des contraintes normales à L'ELS……...38

Tableau III.25 : vérification des contraintes de cisaillement à L'ELU……38

Tableau III.26 : Vérification de la flèche à L'ELS……..38

Tableau III.27: Calcul de ferraillage à l'ELU……..40

Tableau III.28 : Armatures choisis en travées et en appui……...40

Tableau III.29 : vérification des contraintes à l'ELS……...40

Tableau III.30 : vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU…….40

Tableau III 31 : vérification de la flèche à l'ELS……41

Tableau IV.1: Centre de masse et centre de torsion…….46

Tableau IV.2 : Excentricité suivant les deux directions……...47

Tableau IV.3 : Justification du coefficient de comportement R……...49

Tableau IV.4 : Justification du coefficient de comportement R……...50

Tableau IV.5 : Justification du coefficient de comportement R……..50

Tableau IV.6 : Justification du coefficient de comportement R……...51

Tableau IV.7: détermination du facteur de qualité Q de la structure……...51

Tableau IV.8: Le comportement des trois premiers modes…….52

Tableau IV.9 : des Participation Massique……...53

Tableau IV.10 : Les valeurs de la force sismique……....55

Tableau IV.11 : Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul……..55

Tableau IV.12 : Valeurs des moments de stabilité et de renversement……56

Tableau IV.13 : Vérification des déplacements inter-étage suivant X…….57

Tableau IV.14 : Vérification des déplacements inter-étage suivant Y…….58

Tableau IV.15 : Vérification de l'effet P-Δ……..59

Tableau IV.16 : Vérification de cisaillement des poutres……59

Tableau IV.17 : Vérification de cisaillement des Poteau…….60

Tableau IV.18 : Vérification de cisaillement des voiles suivant X……..61

Tableau IV.19 : Vérification de cisaillement des voiles suivant Y……..61

Tableau IV.20 : Vérification de l'effort normal réduit suivant l'axe X……...62

Tableau IV.21 : Vérification de l'effort normal réduit suivant l'axe Y……...62

Tableau IV.22 : Dimensions finales des éléments……...62

Tableau V.1 : Calcul de Ferraillage à L'ELU ou L'ACC……64

Tableau V.2 :Armatures choisies en travée et en appui……65

Tableau V.3 :Vérification des contraintes à L'ELS……..65

Tableau V.4 :Vérification des contraintes de cisaillement à L'ELU ou L'ACC…….65

Tableau V.5 : Vérification de la flèche à L'ELS……..65

Tableau V.6 : Calcul de Ferraillage à L'ACC……..66

Tableau V.7 :Armatures choisies en travée et en appui……67

Tableau V.8 : Vérification des contraintes à L'ELS…….67

Tableau V.9 :Vérification des contraintes de cisaillement à L'ELU ou L'ACC……..67

Tableau V.10 : Vérification de la flèche à L'ELS……67

Tableau V.11 Ferraillage à l'état limite Ultime ou Accidentelle……..69

Tableau V.12 : Vérification des contraintes à l'état limite de service……..70

Tableau V.13 : Calcul des armatures transversales à l'état limite Ultime ou Accidentelle……..70

Tableau V.14 : La section calculée d'armatures verticales des voiles…….73

Tableau V.15 : La section choisie d'armatures verticales des voiles……...73

Tableau V.16 : Vérification des contraintes normales des voiles……73

Tableau V.17 : Vérification des contraintes de cisaillement des voiles……...74

Tableau V.18 : La section calculée et choisie d'armatures horizontales des voiles…….74

Tableau.V.19 : Choix de la méthode de calcul…….77

Tableau V.20 : La section d'armatures des linteaux…….77

Tableau V.21 : La section choisie d'armatures des linteaux……78

Tableau VI.1 : Dimensionnement des semelles isolées à l'ELS……..…84

Tableau VI.2 : Dimensionnement des semelles filantes à l'ELS…….86

Tableau VI.3 : Vérification de renversement des semelles filantes…….87

Tableau VI.4 : Choix de méthode de calcul…….87

Tableau VI.5 : Ferraillages des semelles filantes sous plusieurs poteaux……88

Tableau VI.6 : Armature de répartition des semelles filantes sous plusieurs poteaux…….88

Tableau VI.7 : Vérification de méthode de calcul……88

Tableau VI.8 : Ferraillages principales des semelles filantes sous voiles……88

Tableau VI.9 : Armature de répartitions des semelles filantes sous voiles……..89

Tableau VI.10 : Pré dimensionnement des poutres de libage……..89

Tableau VI.11 : Vérification de Poinçonnement des poutres de libage……...89

Tableau VI.12 : Vérification de Poinçonnement des poutres de libage……...90

Tableau VI.13 : Détermination des valeurs de (F) des poutres de libage……90

Tableau VI.14 : Ferraillage longitudinal des poutres de libage……...91

Tableau VI.15 : Ferraillage longitudinal des poutres de libage choisis……...91

Tableau VI.16 : Vérification de sections d'armatures……..91

Tableau VI.17 : Vérification des contraintes normales des poutres de libages……91

Tableau VI.18 : Armateurs transversales…….92

Tableau VI.19 : Vérifications préliminaire de la flèche……...92

Tableau VI.20 : Vérification de la flèche de poutre de libage……..92

Tableau VI.21 : Ferraillage longitudinal des longrines……94

Tableau VI.22 : Vérification de contrainte à L'ELS des longrines……..95

Tableau VI.23 : Calcul des armatures transversales des longrines……..95

LISTE DES FIGURES

Figure I.1 : Représentation des dimensions en plan du bâtiment étudié……1

Figure I.2 : Diagramme contrainte–déformation du béton à l'ELU……...5

Figure I.3 : Diagramme contrainte-déformation de l'acier à l'ELU……...7

Figure II.1 : Coupe du plancher à corps creux……...9

Figure II.2 : Surface reprise par le poteau le plus sollicité……...15

Figure II.3 : Les Dimensions à respecter par les poutres……18

Figure II.4 : Vue en plan et vue en 3D du voile……...19

Figure III.1 : Acrotère (dimensions et charges exercées)……21

Figure III.2 : Section de béton armé dans l'acrotère……22

Figure III.3 : Ferraillage de l'acrotère……..23

Figure III.4: Schéma statique équivalent des poutrelles avec les dimensions des travées……...25

Figure III.5 : Diagrammes des moments à l'ELU du plancher terrasse **(a)** et EC **(b)**…….25

Figure III.6 : Diagrammes des moments à l'ELU du plancher terrasse **(a)** et EC **(b).....**25

Figure III.7: Diagrammes des moments à l'ELS du plancher terrasse **(a)** et EC **(b)**……...26

Figure III.8: Diagrammes des moments à ELS du plancher terrasse **(a)** et EC **(b)**…….26

Figure III.9 : Diagrammes de l'effort tranchant à l'ELU du plancher terrasse **(a)** et EC **(b)**…..26

Figure III.10: Les sections considérées pour le calcul du ferraillage des poutrelles……...27

Figure III.11: Ferraillage des poutrelles en travée (à gauche) et aux appuis (à droite)……...29

Figure III.12 : Disposition des armatures de la dalle de compression……30

Figure III.13 : Les encastrements et les dimensions de la dalle pleine……...31

Figure III.14: Dimensions de l'escalier……33

Figure III.15: Schéma statique équivalent des efforts externes appliqués à l'escalier……36

Figure III.16: Diagrammes des efforts internes à l'ELU **(a)** et à l'ELS **(b)**……..36

Figure III.17 : Diagrammes de l'effort tranchant à l'ELU……...36

Figure III.18 : Détails de ferraillage d'escalier……39

Figure III.19 Ferraillage de Poutre palière……...41

Figure III.20 : Coupe 1-1 de ferraillage de poutre palière……...41

Figure IV.1: Vue de la Structure en 3D……45

Figure IV.2: Disposition des voiles……..46

Figure IV.3: Sens des voiles……61

Figure V.1 : Ferraillage des poutres principales (30x40)……66

Figure V.2 : Coupe de Ferraillage des poutres principales……66

Figure V.3:Ferraillage des poutres principales (30x30)……68

Figure V.4 : Coupe de Ferraillage des poutres secondaires……68

Figure V.5 : Détail de Ferraillage des poteaux……...71

Figure V.6 : Types des voiles..……..72

Figure V.7 : Détail de ferraillage des voiles V1x et V2……...78

Figure V.8 : Détail de ferraillage des voiles V1y et V2……...79

Figure V.9 : Détail de ferraillage de voile V3y……80

Figure V.10 : Détail de ferraillage des linteaux……80

Figure VI.1 : Les efforts normaux des poteaux et des voiles à l'ELS……..83

Figure VI.2 : Semelle isolée…….84

Figure VI.3 : Les bulles de pression sous la semelle……85

Figure VI.4 : Semelle filantes sous plusieurs poteaux……..86

Figure VI.5 : Semelle filantes sous voiles……86

Figure VI.6 : Ferraillage et coffrage de poutre de libage…….93

Figure VI.7 : Ferraillage des longrines…….95

Notations

Majuscules romaines

A_{s1} : Section d'acier tendu. (en travée).

A_{S2} : Section d'acier comprimé. (en travée).

A'_{s1} : Section d'acier tendu. (en appui).

A'_{S2} : Section d'acier comprimé. (en appui).

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

$A_{rép}$: Armatures de réparation.

A_t : Section d'acier transversale.

B : Aire d'une section de béton.

B_r : Section réduite du béton d'un poteau.

L_{tot} : longueur total.

L_f : Longueur de flambement.

L_t : Largeur de la section tendue.

L_t : Largeur de la section comprimée.

E.L.S : Etat Limite de Service.

E.L.U : Etat Limite Ultime.

S.P.C : section partiellement comprimée.

S.E.C : section entièrement comprimée.

S.E.T: section entièrement tendue.

E_{vj} : Module de déformation longitudinale différée du béton.

E_{ij}: Module de déformation longitudinale instantanée du béton.

G : module d'élasticité transversale.

E_s : Module de déformation longitudinale de l'acier.

I : Moment d'inertie.

K: Rigidité.

Z: bras de levier.

M : Moment fléchissant.

M_0 : Moment isostatique.

M_t: Moment fléchissant en travée d'une poutre.

M_a : Moment fléchissant en appui d'une poutre.

M_u: Moment fléchissant à l'E.L.U.

M_{ser}: Moment fléchissant à l'E.L.S

N : Effort normal.

N_{ser} : Effort normal à l'E.L.S.

N_u : Effort normal ultime.

T_u , V_u: Effort tranchant ultime.

T_{ser} , V_{ser} : Effort tranchant à l'E.L.S.

F : effort de traction.

R_a : Réaction à gauche.

R_b: Réaction à droite.

G : Charge permanente.

Q : Charge d'exploitation.

E, V : Charge sismique.

Minuscules romaines

h: Hauteur de la section du béton.

b : Largeur de la section du béton.

b_0 : Largeur de la nervure du béton (section en T.)

c, c' : Enrobage supérieur et inférieur.

d : Hauteur utile d'une section.

f : Flèche.

ep : épaisseur.

e_0 : excentricité.

a : épaisseur du voile.

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

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

f_e : Limite d'élasticité de l'acier.

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

f_{t28} : Résistance conventionnelle de la traction de béton à «28 » jours.

i : Rayon de giration.

I_f : Longueur de flambement.

S_t, t : Espacement d'armature transversale.

S_{rep}: Espacement de répartition.

S_{ZN} : Espacement dans la zone nodale.

S_{Zc} : Espacement dans la courant.

ml : Mètre linéaire.

Majuscules grecques

Δ : Variation.

Σ : sommation.

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

W : poids.

Minuscules grecques :

α: Coefficient fonction de l'élancement du poteau.

β : bras de levier réduit.

γ : Coefficient de sécurité.

ε: Déformation relative.

η: Coefficient de fissuration.

λ: Élancement mécanique.

μ: Coefficient de frottement.

u_c : périmètre du contour défini au niveau du feuillet moyen de la dalle.

ν : Coefficient de POISSON.

ρ : Rapport de deux dimensions.

σ : Contrainte normale.

σ_m: Contrainte normale.

τ : Contrainte tangentielle.

δ: Déplacement d'un niveau.

ξ: Amortissement.

Autres notations

BA: Béton armé.

FeE : Nuance de l'acier.

HA : Haut adhérence.

C.V : Condition vérifiée.

C.N.V : Condition non vérifiée.

RDC : Rez-de-chaussée.

EC : Etage courant.

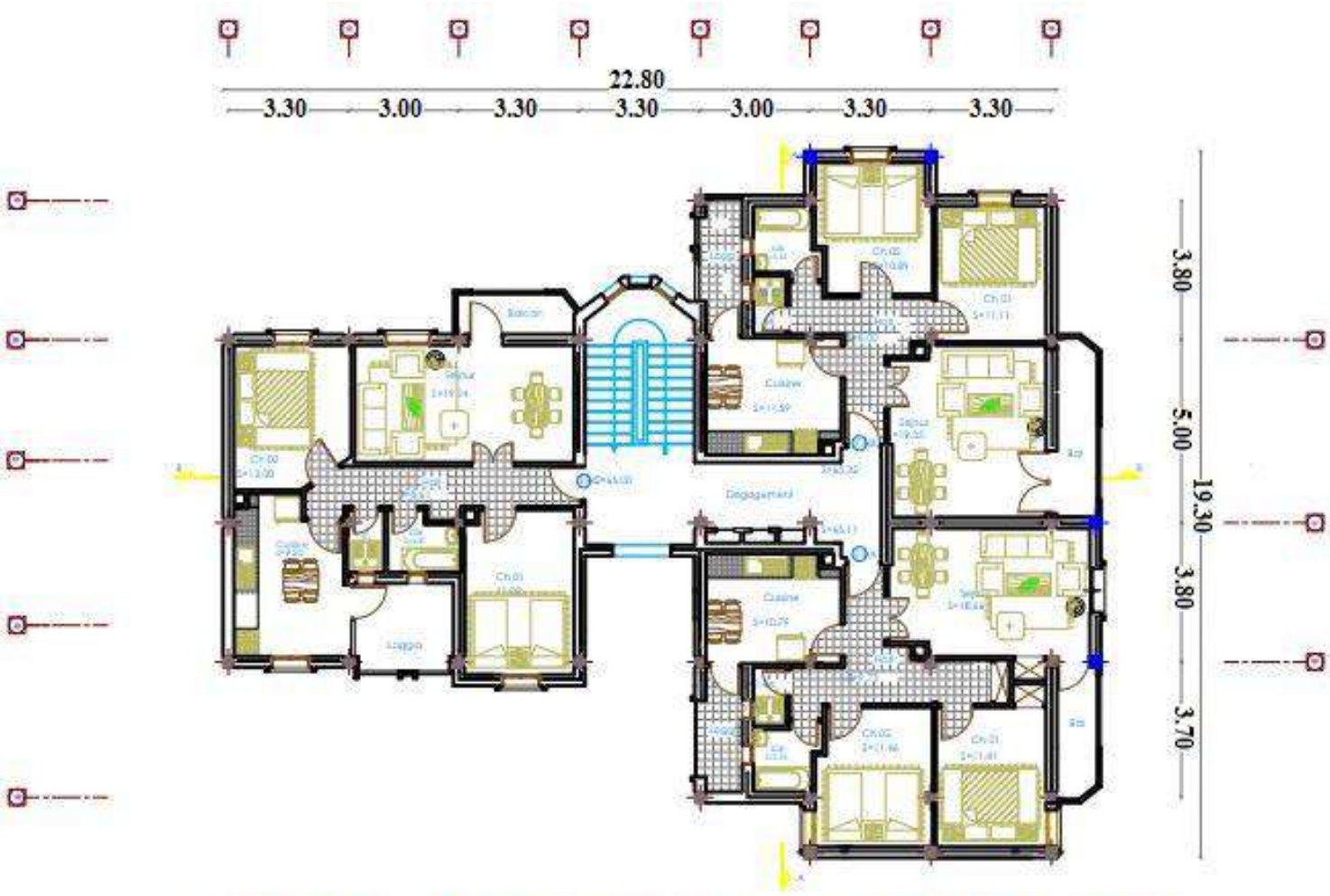
Les plans D’architectures



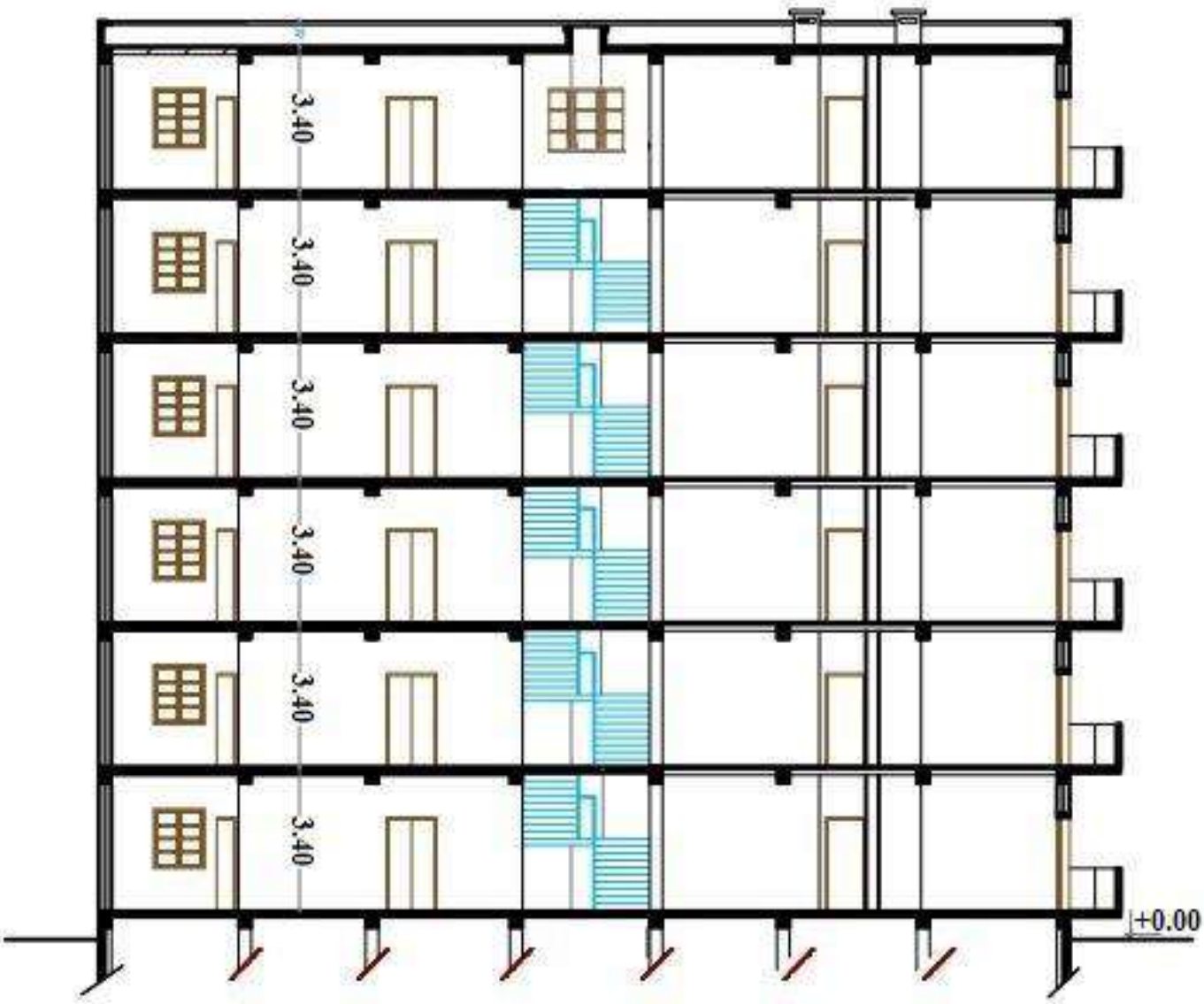
Vue de façade principale



VUE EN PLAN RDC



VUE EN PLAN ETAGE COURANT



COUPE B-B

Introduction Générale

INTRODUCTION GENERALE

L'étude des structures de bâtiment est une étape clef et un passage obligé dans l'acte de bâtir. Cette dernière vise à mettre en application les connaissances acquises durant le cursus de formation de Master.

Dans le cadre de la réalisation du projet de fin d'étude, nous avons procédé à l'étude de la structure porteuse d'un bâtiment situé à Willaya de Tipaza. Le bloc en question est à usage d'habitation constitué d'un rez-de-chaussée (RDC) + 5 étages.

L'étude de ce projet sera menée selon le plan de travail suivant :

- ✓ Le premier chapitre comporte une présentation de l'ouvrage et ces dimensions.
- ✓ Le deuxième chapitre traite le calcul de pré-dimensionnement des différents éléments porteurs à savoir : les planchers, les poutres, les poteaux et les voiles.
- ✓ Le calcul des éléments secondaires et les vérifications relatives nécessaires sont présentés au troisième chapitre.
- ✓ Le quatrième chapitre est axé sur l'analyse dynamique de la structure par la méthode spectrale moyennant le logiciel de calcul des structures « SAP2000 V20.0 ». en présente d'abord les différentes caractéristiques géométriques et dynamiques de la structure qui interviennent dans la réponse sismique.
- ✓ Les résultats ainsi obtenus (efforts maximums) servent au calcul du ferraillage des éléments résistants (portiques et voiles). Ce dernier fait l'objectif du cinquième chapitre.
- ✓ Finalement, le calcul de l'infrastructure (fondations) se fait au sixième chapitre conformément au rapport du sol et règlementation en vigueur.

Chapitre I : Présentation de L’ouvrage

I.1.PRESENTATION DE L'OUVRAGE

Ce projet consiste à étudier un bâtiment relativement élancé (RDC+5) à usage d'habitation, ce bâtiment est situé à la wilaya de TIPAZA, il a confié par le bureau d'étude technique GC Plus Celui-ci est classé selon le RPA 99 version 2003, comme étant une zone de forte sismicité (Zone III). Notre étude sera menée conformément aux exigences et règle de conception et de calcul des ouvrages en béton armé CBA 93 et aux règles parasismiques RPA 99 version 2003.

I.2.CARACTÉRISTIQUES GÉOMÉTRIQUES

I.2.1.Dimensions en élévation

- Hauteur totale du bâtiment…….....20.40 m

- Hauteur de l'étage courant ……..3,40 m

I.2.2.Dimensions en plan

La structure présente une forme irrégulière, dont les dimensions en plan sont représentées schématiquement sur la figure I.1 :

L_1 = 22.80 m

L_2 = 19.30 m

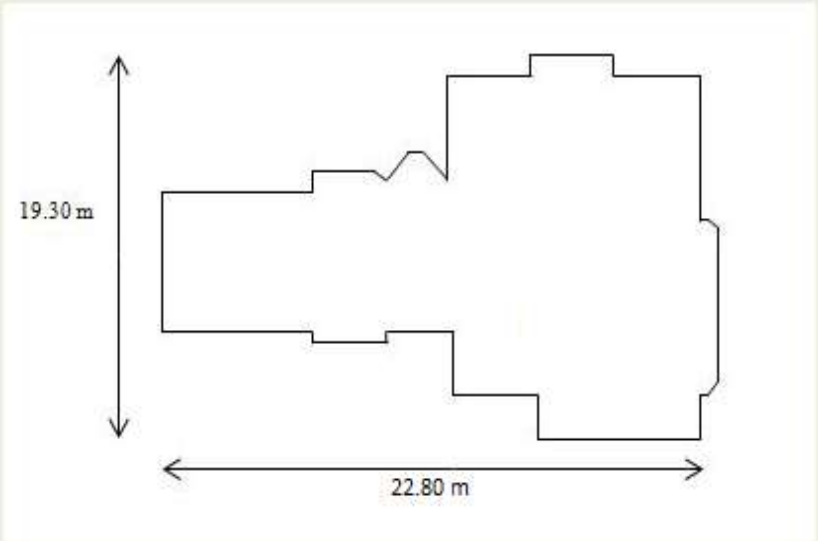


Figure I.1 : Représentation des dimensions en plan du bâtiment étudié.

I.3.DESCRIPTION DE L'OSSATURE

I.3.1.Ossature

La fonction de l'ossature est d'assurer la stabilité de la structure qui est sollicitée par deux efforts:

1-Les efforts verticaux dus au poids propre de la construction et les surcharges d'exploitation.

2-Les efforts horizontaux dus au séisme.

I.3.2.Planchers

On a utilisé deux types de planchers : à cops creux et à dalle pleine. Leur rôle est de résister aux charges verticales et les transmettre aux éléments porteurs de la structure, notamment les poutres et les poteaux.

I.3.3.Maçonnerie

La maçonnerie du bâtiment sera exécutée en briques creuses. Pour les murs extérieurs (double cloison), ils seront en deux cloisons en briques creuses de 10 cm d'épaisseur, séparées par une lame d'air de 10 cm. Par contre, les murs intérieurs seront en simple cloison de même type de briques.

I.3.4.L'acrotère

L'acrotère est un élément secondaire de la structure composé essentiellement en béton armé. Son rôle principal est la protection contre l'infiltration des eaux pluviales. Au niveau de la terrasse, la structure est entourée d'un acrotère conçu en voile de 60 cm de hauteur et 10 cm d'épaisseur.

I.3.5.Escalier

La circulation entre les étages de notre bâtiment est assurée par un escalier droit à deux volées avec un palier intermédiaire.

I.4.CARACTERISTIQUE MECANIQUE DES MATERIAUX

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

I.4.1. Béton

Les bétons sont des mélanges hétérogènes de matériaux inertes appelés "granulats", à titre indicatif, la conception d'un m^3 de béton de dosage de 350 Kg/m3 de ciment CPA 325 est :

- 800 L de graviers (3 mm ≤ Φ ≤ 25 mm).
- 400 L de sable (0 mm ≤ Φ ≤ 5 mm).
- 350 Kg de ciment CPA 325.
- 175 L d'eau de gâchage.

I.4.1.1.Résistances mécaniques du béton

I.4.1.1.1.Résistance du béton à la compression

Un béton est défini par sa résistance à la compression à 28 jours d'âge, dite résistance caractéristique à la compression, notée fc28.Lorsque la sollicitation s'exerce sur un béton d'âge < 28 jours, sa résistance à la compression est calculée comme suit :

$$F_{cj} = \frac{J}{4{,}76 + 0{,}83J} \times f_{c28} \qquad \text{Pour : } f_{c28} \le 40\ MPa \qquad \text{(I.1)}$$

$$F_{cj} = \frac{J}{1{,}4 + 0{,}95J} \times f_{c28} \qquad \text{Pour : } f_{c28} > 40\ MPa \qquad \text{(I.2)}$$

Pour le présent projet, nous adopterons une valeur de 25 (MPa) pour F_{c28} .

I.4.1.1.2.Résistance du béton à la traction

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

1. Traction directe sur les cylindres précédents en collant des têtes de traction.

2. Traction par fendage en écrasant un cylindre de béton placé horizontalement entre les plateaux d'une presse (essai Brésilien).

3. Traction par flexion : à l'aide d'une éprouvette prismatique de côté « a » et de longueur «4a» reposant sur deux appuis horizontaux et soumise à la flexion. Cette résistance est Conventionnellement, définie en fonction de celle à la compression par la formule suivante : $f_{tj} = 0{,}6 + 0{,}06 f_{cj}$ avec : f_{cj} et f_{tj} en [MPa] (I.3)

I.4.1.1.3.Coefficient de Poisson (υ)

Selon le CBA93 [2], le coefficient de poisson est donné par la relation suivante :

$$\frac{Allongement\ dans\ le\ sens\ transversal}{Raccourcissement\ longitudinal} = \frac{\Delta_a / a}{\Delta_l / l} \qquad (I.4)$$

Pour les pièces courtes sollicitées en flexion simple (Flambement transversal "Δ_a" raccourcissement longitudinal "Δ_l"). Selon le CBA93 [2], sa valeur est fonction de l'état limite considéré :

- $\nu = 0{,}2$ pour le calcul des déformations à l'état limite de service (ELS).
- $\nu = 0$ pour le calcul des sollicitations à l'état limite ultime (ELU).

I.4.1.1.4.Module de déformation longitudinale

Pour un chargement d'une durée d'application inférieure à 24 heures, le module de déformation instantané (E_{ij}) du béton est pris égal à : [2]

$$E_{ij}(MPa) = 11000(f_{cJ})^{1/3} = 32164.20 \quad (f_{c28}=25\ MPa) \qquad (I.5)$$

Pour des charges de longue durée d'application, le module de déformation différé du béton (E_{vj}) est pris égal à : [2]

$$E_{vj}[MPa] = \frac{E_{ij}}{3} \qquad \text{Soit : } E_{vj} = 3700(f_{cj})^{1/3}\ MPa = 10818.87\ (f_{c28}=25\ MPa) \qquad (I.6)$$

I.4.1.1.5.Les contraintes limite de calcul

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

$$\sigma_b = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta . \gamma_b}$$

γ_b **:** Coefficient de sécurité

γ_b **= 1.5 :** cas de situation durable ou transitoire …… σ_b = *14.17* MPa

γ_b **= 1.15 :** cas de situation accidentelles …… σ_b = *18.48* MPa

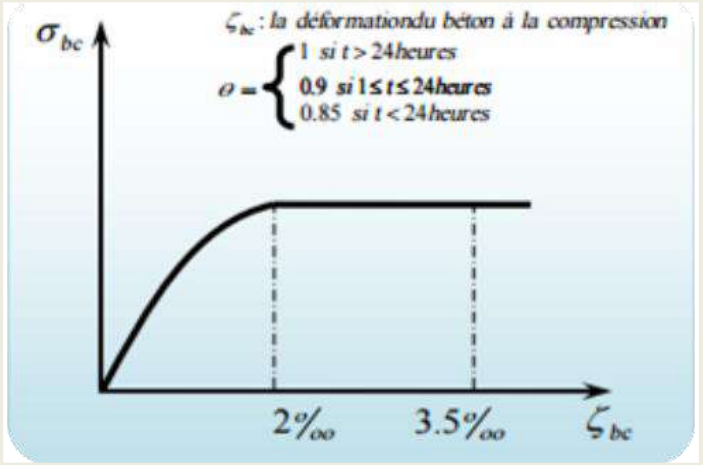


Figure I.2 : Diagramme contrainte–déformation du béton à l'ELU.

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

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

•L'état limite de service vis-à-vis de la compression de béton

•L'état limite de service d'ouverture des fissures.

•L'état limite de service de déformation.

La contrainte limite de service est donnée par : $\overline{\sigma_b} = 0.6 f_{c28}$

f_{c28} = 25 MPa on trouve : $\overline{\sigma_b}$ = *15* MPa

I.4.2. L'acier

L'acier est un alliage fer carbone en faible pourcentage, leur rôle est d'absorbé les efforts de traction, de cisaillement et de torsion.

Tableau I.1 : Caractéristiques mécaniques d'acier.

Nature	Utilisation	Nuance	Diamètre (mm)	Limite élastique (Fe) (MPA)
Barre à haute adhérence	Armatures longitudinales	FeE400	≥10	400
Treillis soudé	Table de compression	TLE520	0≤ Ø ≤6	520

I.4.2.1.Module d'élasticité des aciers

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

$$\mathbf{E_s = 2.10^5\ MPa}$$

I.4.2.2.Les contraintes limites de calcul

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

- F_e : limite d'élasticité de l'acier ➔ $F_e = 400$ MPa
- E_s : module d'élasticité de l'acier ➔ $E_s = 2.10^5$ MPa
- γ_s : coefficient de sécurité ➔ $\gamma_s = 1.15$ (situation durable)
- γ_s : coefficient de sécurité ➔ $\gamma_s = 1.0$ (situation accidentelle)
- σ_s : Contraintes de l'acier ➔ $\sigma_s = \frac{Fe}{\gamma s}$

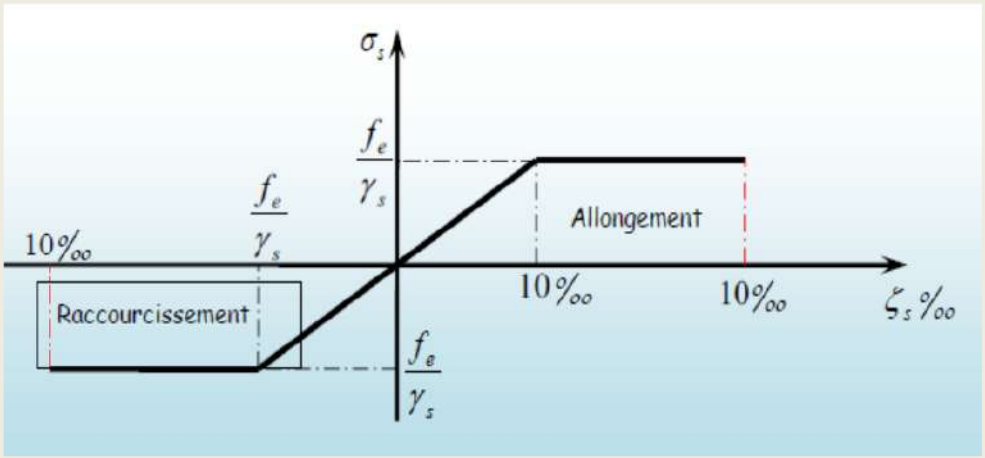


Figure I.3 : Diagramme contrainte-déformation de l'acier à l'ELU.

B. Contraintes limites à l'état limite de service (ELS)

C'est l'état de vérification des contraires en trois cas:

- Fissuration peu nuisible : Pas de vérification : $\sigma_s = F_e$
- Fissuration préjudiciable : À vérifier : $\overline{\sigma}_s = \text{Min}\ \{ \frac{2}{3} f_e , 110\sqrt{\eta . f_{tj}}\ \}$
- Fissuration très préjudiciable : À vérifier : $\overline{\sigma}_s = \text{Min}\ \{ \frac{1}{2} f_e , 90\sqrt{\eta . f_{tj}}\}$

η: Coefficient de fissuration

η = 1.0 Pour les aciers rends lisses (R.L).

η = 1.6 Pour les aciers de hautes adhérences (HA).

CONCLUSION

Pour notre projet, les valeurs standard à utiliser 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_{t28} = 2,1 MPa.
- Le module d'élasticité différé de béton est : E_{vj} = 10818.87 MPa.
- Le module d'élasticité instantané de béton est : E_{ij} = 32164.20 MPa.
- Pour les armatures de l'acier :
  - Longitudinales : HA « Fe = 400MPa »
  - Treillis soudés (de la dalle de compression) : HA « Fe = 525MPa »

Chapitre II :
Pré-dimensionnement Des éléments Structuraux

II.1.INTRODUCTION

La phase de pré-dimensionnement est une phase de conception et de dimensionnement de structure, ce dimensionnement porte sur les planchers, les poutres, les poteaux et les voiles.

Ces dimensionnements sont effectués préliminairement, corrigés éventuellement au moment de l'étude.

II.2.PRE-DIMENSIONNEMENT DES PLANCHERS

Les planchers sont des plans horizontaux séparant les étages d'un bâtiment et capables de supporter les charges et surcharges verticales afin de les transmettre aux éléments porteurs ; ainsi que de remplir la condition d'isolation acoustique et la sécurité d'incendie.

II. 2.1.Plancher à corps creux

Ces planchers sont constitués par des poutrelles préfabriquées associées à des corps creux (Figure II.1), l'épaisseur du plancher est calculée à l'aide de la formule suivante imposée par les règles CBA93.

$$\frac{L_{max}}{25} \leq h_t \leq \frac{L_{max}}{20} \rightarrow \frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{22.5} \rightarrow h_t \geq \frac{L}{22.5}$$

Avec :

h_t: L'épaisseur du plancher.

L_{max}: La longueur maximale de poutrelle (L = 330 cm).

$$\frac{330}{25} \leq h_t \leq \frac{330}{20} \rightarrow 13.20 \leq h_t \leq 16.50 \rightarrow h_t \geq \frac{330}{22.5} = 14.66\ cm$$

On adopter**:** h_t =20 cm.

h_t = d + e.

d : l'épaisseur du corps creux.

e : l'épaisseur de la dalle de compression.

⇒ h_t = 16+4 cm.

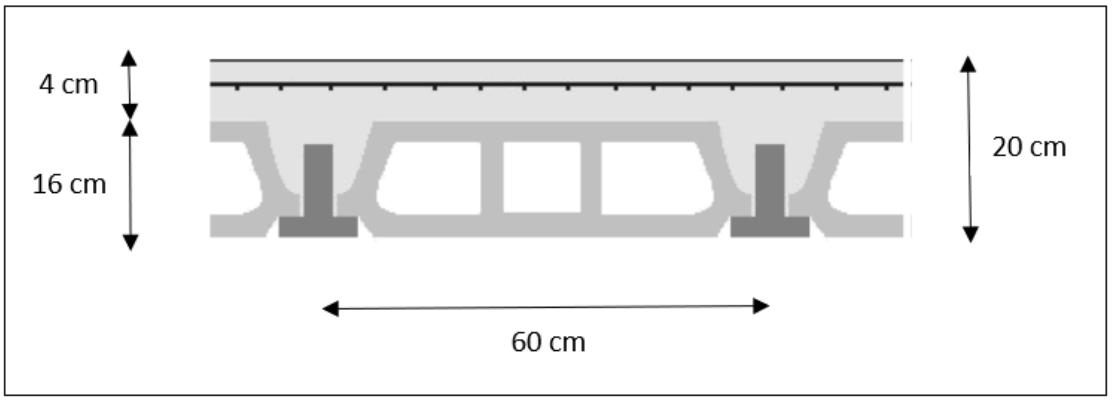


Figure II.1 : Coupe du plancher à corps creux

II.2.2.Les dalles pleines

L'épaisseur des dalles pleines doit vérifier la condition de résistance, donnée en fonction de la nature des appuis sur lesquels repose la dalle.

II.2.2.1.Critère de résistance

Pour le cas de notre structure, on a :

- Dalle reposant sur deux appuis :

$$\frac{L_x}{35} \leq e \leq \frac{L_x}{30}$$

Avec :

e : Epaisseur de la dalle.

L_x : Largeur de la dalle.

Dalle reposant sur deux appuis, pour (L =1.20 m) :

$$\frac{120}{35} \leq e \leq \frac{120}{30} \quad \rightarrow \quad 3.43 \text{ cm} \leq e \leq 4 \text{ cm}$$

Pour assurer l'isolation acoustique et thermique, aussi pour faciliter la mise en œuvre On adopte : **e=15 cm.**

II.3.PRE-DIMENSIONNEMENT DES POUTRES

II.3.1.Poutres Principales et secondaires

Les poutres sont des éléments structuraux horizontaux chargés de la transmission des charges verticales et horizontales aux éléments porteurs (poteaux et voiles).

Elles sont dimensionnées d'après les conditions de résistance représentée dans le Tableau II.1:

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

$$0{,}27\ h \leq b \leq 0.36\ h$$

L : La longueur de la poutre ayant la plus grande portée mesurée entre axes ;

h : La hauteur de la poutre ;

b : La largeur de la poutre.

Tableau II.1 : Pré-dimensionnement des poutres.

	Poutres principales	**Poutres secondaires**
Conditions de résistance	L= 500 cm ⇒33.33cm ≤ h ≤ 50cm On adopte : h = 40cm ⇒ 10.8cm ≤ b ≤ 14.4cm On adopte : b=30cm	L= 330 cm ⇒ 22cm ≤ h ≤ 33cm On adopte : h=35cm ⇒ 9.45cm ≤ b ≤ 12.6cm On adopte : b=30cm
Vérification selon leRPA99 (version 2003) Art.7.5	b = 30cm ≥ 20cm h = 40cm ≥ 30cm h/b = 1.33 ≤ 4.0	b = 30cm ≥ 20cm h = 35cm ≥ 30cm h/b = 1.17 ≤ 4.0
	Conditions vérifiées	**Conditions vérifiées**
Conditions de Rigidité $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$	$\frac{h}{L} = 0.08 \geq \frac{1}{16} = 0.062$	$\frac{h}{L} = 0.77 \geq \frac{1}{16} = 0.062$

II.3.2. Longrines Art 10.1.1 RPA 99 V 2003

Les dimensions minimales de la section transversale des longrines sont : **25 cm x 30 cm (Sites de catégorie S3).**

Dans notre cas on choisit une section de **30 × 30 cm.**

Conclusion

- Pour les poutres principales, on adopte la section :

  (b×h) = **30×40 cm².**

- Pour les poutres secondaires (y compris les chainages) on adopte la section :

  (b×h) = **30×35 cm².**

- Pour les longrines on adopte la section :

  (b×h) = **30×30 cm².**

II.4.EVALUATION DES CHARGES PERMANENTES ET CHARGES D'EXPLOITATION

II.4.1.Charges permanentes

II.4.1.1.Plancher corps creux

II.4.1.1.1.Plancher terrasse

Tableau II.2 : Evaluation de la charge permanente du plancher terrasse (Corps creux).

N°	composantes	Epaisseur (m)	Poids volumiques (KN/m^3)	Poids surfaciques (KN/m^2)
1	**Gravier roulé (8/15)**	0.04	20	0.80
2	**Etanchéité multicouche**	0.02	6	0.12
3	**Papier kraft**	/	/	0.05
4	**Film polyane**	/	/	0.01
5	**Liège (isolant)**	0.04	4	0.16
6	**Par vapeur**	0.01	6	0.06
7	**Forme de pente**	0.10	22	2.20
8	**Plancher (16+4)**	16+0.04	/	2.80
9	**Enduit plâtre**	0.02	10	0.20
G_T				**6.40**

II.4.1.1.2.Plancher courant

Tableau II.3 : Evaluation de la charge permanente du plancher courant (Corps creux).

N°	composantes	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m^3)	Poids surfaciques (KN/m^2)
1	**carrelage**	0.02	20.00	0.40
2	**Lit de sable**	0.03	18.00	0.54
3	**Mortier de pose**	0.02	20.00	0.40
4	**Plancher corps creux**	0.16+0.04	/	2.80
5	**Enduit de plâtre**	0.02	10.00	0.20
6	**murs simples cloison**	0.10	16.20	1.62
G_T				**5.96**

II.4.1.2.Maçonnerie

II.4.1.2.1.Murs intérieurs (simple cloison)

Tableau II.4 : Evaluation de la charge permanente des murs en simple cloison.

N°	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumiques (KN/m^3)	Poids surfaciques (KN/m^2)
01	**Enduit en plâtre**	0.02	18	0.36
02	**Enduit en ciment**	0.02	18	0.36
03	**Brique creuse**	0.10	9	0.9
G_T				**1.62**

II.4.1.2.2.Murs extérieurs (double-cloison)

Tableau II.5 : Evaluation de la charge permanente des murs en double cloison.

N°	composantes	Epaisseur (m)	Poids volumiques (KN/m^3)	Poids surfaciques (KN/m^2)
01	**Enduit en plâtre**	0.01	10	0.10
02	**Enduit en ciment**	0.02×2	18	0.72
03	**Brique creuse**	0.10×2	9	1.8
04	**Lame d'aire**	0.10	/	/
G_T				**2.62**

II.4.2.Charges d'exploitation

- ✓ Terrasse inaccessible : $Q=1\ KN/m^2$
- ✓ Etage courant : $Q=1.5\ KN/m^2$

II.5.PRE-DIMENSIONNEMENT DES POTEAUX

Ce sont des éléments porteurs verticaux en béton armé, ils permettent de transmettre les charges aux fondations.

On dimensionne les poteaux, en utilisant un calcul basé sur la capacité portante ($N_u \leq \overline{N}$) et la descente des charges Permanentes et des surcharges exploitation donc le poteau sera pré-dimensionné sous l'effet de l'effort normal ultime de compression. Cette charge peut être majorée de 10% pour les poteaux intermédiaires voisins des poteaux de rive dans le cas des bâtiments comportant au moins trois travées donc dans notre cas cette charge devienne (Nu=1,1Nu). Selon l'Article B.8.11 du CBA93.

II.5.1.Les dimensions des poteaux

Les dimensions de la section transversale des poteaux sont présentées sur (Tableau II.6)

Tableau II.6 : Pré-dimensionnement des poteaux**.**

Niveau d'étage	**5éme**	**4éme**	**3éme**	**2éme**	**1er**	**RDC**
Dimension (b*h)	30×30	35×35	35×35	40×40	40×40	40×40

Ces dimensions doivent satisfaire aux Conditions du RPA.99 version 2003 [Art 7.4.1], voir le Tableau II.7 :

- Pour les poteaux rectangulaires (carrés) **:**

$$\begin{cases} \text{Min}\,(b1, h1) \geq 30\ \text{cm}.\ (\text{Zone III}) \\ \text{Min}\,(b1, h1) \geq \dfrac{he}{20} \\ \dfrac{1}{4} \leq \dfrac{b1}{h1} \leq 4 \end{cases}$$

Tableau II.7 : Vérification du coffrage des poteaux**.**

Niveau	$\mathbf{b_1 \times h_1}$	$\frac{\mathbf{h_e}}{\mathbf{20}}$	**Min (b1, h1) ≥30 cm**	**Min (b_1, h1) ≥$\frac{he}{20}$**	$\frac{1}{4} \leq \frac{b1}{h1} \leq 4$
5 éme	30×30	15.00	**Condition vérifiée**		
4 éme, 3 éme	35×35	15.00			
1er 2éme, RDC	40×40	15.00			

II.5.2.Etapes de pré-dimensionnement

- ✓ Choix du poteau le plus sollicité.
- ✓ Calcul de la surface reprise par le poteau.
- ✓ Détermination des charges permanentes revenant à ce poteau.
- ✓ Détermination des charges permanentes revenant à ce poteau.
- ✓ Calcul de la capacité portante $\overline{N}$ du poteau.
- ✓ Vérification de l'effort normal ultime majoré.
- ✓ Vérification des dimensions de la section transversale des poteaux selon les conditions du RPA99 version 2003 : [Art 7.4.1]

Pour les poteaux rectangulaires (carrés), on doit respecter la formule suivante :

$$N_u \leq \overline{N} = \alpha\left(\frac{B_r . f_{c28}}{0{,}9 . \gamma_b} + A\frac{f_e}{\gamma_s}\right)$$

A : la section d'acier comprimé prise en compte dans le calcul. A=B/1000 ;

B_r: la section réduite du poteau obtenue en réduisant de sa section réelle en cm d'épaisseur sur toute sa périphérie.

$$\begin{cases} \alpha = \dfrac{0{,}85}{1 + 0{,}2\left(\dfrac{\lambda}{35}\right)^2} & \text{Si } \lambda \leq 50 \\ \alpha = 0{,}30\left(\dfrac{50}{\lambda}\right)^2 & \text{Si } 50 \leq \lambda \leq 70 \end{cases}$$

$$\lambda = \frac{l_f}{i} \quad , \quad l_f = 0.7 l_0 \quad , \quad i = \frac{b}{\sqrt{12}}$$

λ : L'élancement mécanique.

i : Rayon de giration.

l_0 : Longueur du poteau

l_f: Longueur de flambement.

f_{c28}=25 MPa; f_e=400 MPa ; Situation durable : (γ_b=1,5 ; γ_s=1,15).

II.5.2.1.Choix du poteau le plus sollicité

Le poteau le plus sollicité dans notre projet est un poteau voisin de poteau de rive.

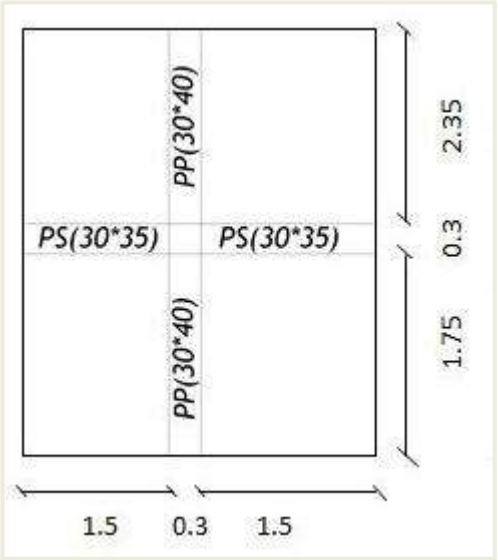


Figure II.2 : Surface reprise par le poteau le plus sollicité.

II.5.2.2.Calcul de La surface reprise par le poteau

- $S_{plancher}$: Surface du plancher seulement.

  $S_{plancher}$ = (2.35+1.75) × (1.50+1.50) ⇒ $S_{plancher}$ = 12.30 m^2

- S_{tot} : Surface totale du plancher comprise les poutres.

  S_{tot} = (2.35+0.30+1.75) × (1.50+0.30+1.50) ⇒ S_{tot} = 14.52 m^2

II.5.2.3.Détermination des charges permanentes (Descente des charges)

- $G_{plancher}$ = poids de plancher ×$S_{plancher}$.
- $G_{(poutres\ principales\ ou\ secondaires)}$ = b × h × L× γ_b
- G_{poteau} = b × h × h_e ×γ_b

Avec : γ_b (Poids volumique du béton armé = 25 KN/$m^{3)}$.

Tableau II.8 : Les charges permanentes.

Etage	h(m)	Poteau	G_{poteau}	$G_{p.p}$	$G_{p.s}$	$G_{plancher}$	G_{niveau}	$G_{cumulé}$
5éme	3.40	0.9	7,65	12.30	7.88	78.72	106.55	106.55
4éme	3.40	0.1225	10,41	12.15	7.74	73.29	103.60	210.14
3éme	3.40	0.1225	10,41	12.15	7.74	73.29	103.60	313.74
2éme	3.40	0.16	13,60	12.00	7.61	73.25	106.46	420.20
1er	3.40	0.16	13,60	12.00	7.61	73.25	106.46	526.67
RDC	3.40	0.16	13,60	12.00	7.61	73.25	106.46	633.13

II.5.2.4.Détermination des surcharges d'exploitation

Pour déterminer les charges d'exploitation, on utilise la loi de dégression (DTR B.C.2.2 charges permanentes et charges d'exploitation) :

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

- Pour la 5 ème étage (terrasse) : Q_0
- Pour le 4 ème étage : Q_0+Q_1
- Pour le 3 ème étage : $Q_0+0.95\ (Q_1+Q_2)$
- Pour le 2 éme étage : $Q_0+0.90\ (Q_1+Q_2+Q_3)$
- Pour le 1 er étage : $Q_0+0.85\ (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4)$
- Pour le RDC : $Q_0+0.80\ (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5)$

(Le coefficient $\frac{3+n}{2n}$ étant valable pour $n \geq 5$)

Tableau II.9 : Les surcharges d'exploitation.

Niveau	Q_{niveau}(KN)		Coefficient de dégression	$Q_{cumulé}$ (kN)
5 éme(terrasse)	Q_0	14,52	/	14,52
4 éme	Q_1	21,78	1	36,30
3 éme	Q_2	21,78	0,95	55,90
2 éme	Q_3	21,78	0,90	77,33
1 er	Q_4	21,78	0,85	88,57
RDC	Q_5	21,78	0,80	101,64

II.5.2.5.Calcul de la capacité portante $\bar{N}$

On représente les valeurs de $\bar{N}$ sur le Tableau II.11 suivant :

Tableau II.10 : Capacité portante $\bar{N}$ pour chaque section de poteau**.**

Etage	Dimension	B_r (mm^2)	L_0 (m)	L_f (m)	I (m)	λ	α	A_s (mm^2)	$\bar{N}$(KN)
5eme	30×30	0,9	3,40	2,40	0.087	27.76	0.755	90	1119,79
4eme	35×35	0,1225	3,40	2,40	0.101	23.80	0.778	120	1602,27
3eme	35×35	0,1225	3,40	2,40	0.101	23.80	0.778	120	1602,27
2eme	40×40	0,16	3,40	2,40	0.115	20.82	0.794	160	2166,90
1er	40×40	0,16	3,40	2,40	0.115	20.82	0.794	160	2166,90
RDC	40×40	0,16	3,40	2,40	0.115	20.82	0.794	160	2166,90

II.5.2.6.Vérification de l'effort normal ultime majoré

L'effort normal (N_{ultime}) doit être majore de (10%) pour le poteau le plus sollicité voisin de poteau de rive. On vérifie la capacité portante dans le Tableau. II.12 :

- $N_{ultime} = 1,35G + 1,5Q$
- $N_U = 1,1N_{ultime}$

Tableau II.11 : Vérifications du $1,1N_{ultime}$ et N_U.

Etage	G(KN)	Q(KN)	N_{ultime}	$1,1N_{ultime}$	$\overline{N_U}$(KN)	$1,1\ N_{ultime} \leq \overline{N_U}$(KN)
5eme	106.55	14,52	165.62	182.18	1119.79	**Condition vérifiée**
4eme	210.14	36,30	338.14	371.96	1602.27	**Condition vérifiée**
3eme	313.74	55,90	507.41	558.15	1602.27	**Condition vérifiée**
2eme	420.20	77,33	677.27	744.99	2166.90	**Condition vérifiée**
1er	526.67	88,57	843.86	928.24	2166.90	**Condition vérifiée**
RDC	633.13	101,64	1007.18	1107.90	2166.90	**Condition vérifiée**

II.5.2.7.Vérification aux zones nodales (RPA 99 version 2003 Art.7.5.1)

Spécifications pour les poutres (coffrage), on vérifier (Tableau II.13) :

Tableau II.12 : Vérification des dimensions selon le RPA99 version2003.

Condition à vérifiée	Niveau		
	5 éme	4 éme, 3 éme	2 éme, 1er, RDC
$\mathbf{b_{max}(cm)}$	30	30	30
$\mathbf{h_1(cm)}$	30	35	40
$\mathbf{b_1(cm)}$	30	35	40
$\mathbf{b_{max} \leq 1,5h_1 + b_1}$	**Condition vérifiée**		
$\mathbf{d(cm)}$	0	0,05	0,10
$\mathbf{Max(\frac{b_1}{2};\frac{h_1}{2})}$	15	17,50	20
$\mathbf{d \leq Max\,(\frac{b_1}{2};\frac{h_1}{2})}$	**Condition vérifiée**		

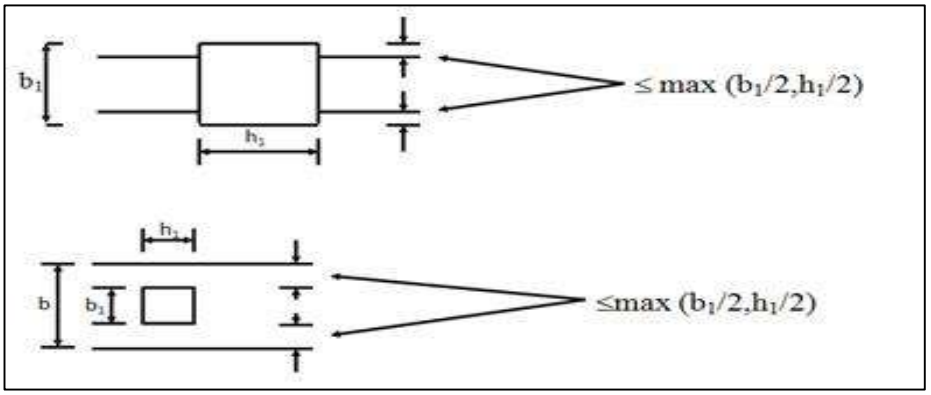


Figure II.3 : Les Dimensions à respecter par les poutres.

Conclusion

Les sections de pré-dimensionnement des poteaux de tous les niveaux sont suffisantes par rapport aux (efforts normaux ultimes et conditions du RPA99 version 2003).

II.6.PRE-DIMENSIONNEMENT DES VOILES

Le pré dimensionnement des voiles en béton armé est régi par l'article 7.7.1 du RPA99, ils servent à contreventer le bâtiment d'une part en reprenant les efforts horizontaux (séisme), et d'autre part, à reprendre les efforts verticaux qu'ils transmettent aux fondations.

Selon le (RPA99 version 2003) article 7.7.1. Un élément est considéré comme voile seulement dans le cas où il vérifie la condition ($L \geq 4$ a) sinon cet élément est considéré comme un élément linéaire.

Avec :

- L : porté du voile.
- a : épaisseur du voile.

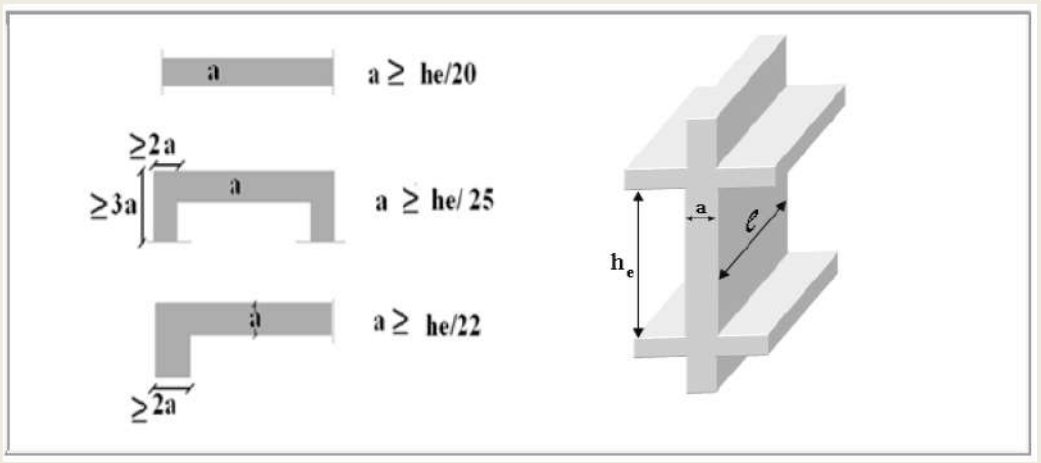
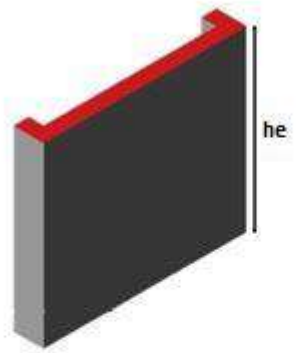
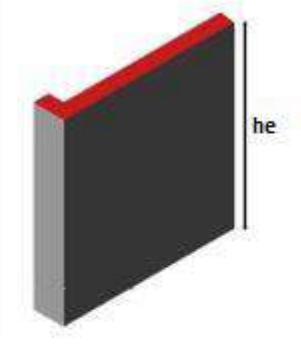
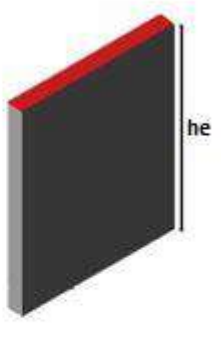


Figure II.4 : Vue en plan et vue en 3D du voile.

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

		
$a \geq \frac{he}{25}$	$a \geq \frac{he}{22}$	$a \geq \frac{he}{20}$
$h_e = h_{étage} - h_{ps}$	Condition $L \geq 4.a$	

Pour c (h_e=3,40m) :

$$a \geq \text{Max}\left[15\text{cm}; \frac{h_e}{22}\right] \quad \Rightarrow \quad a \geq \text{Max}\left[15\text{cm}; \frac{(340-35)}{22} = 13{,}86\text{cm}\right]$$

Conclusion

On peut adopter aux voiles une épaisseur de 15 cm pour tous les étages.

Chapitre III : Calcul Des éléments Secondaires

III.1. L'ACROTERE

L'acrotère est un élément en béton armé placé à la périphérie du plancher terrasse. Il a pour rôle de protéger l'étanchéité, empêcher les eaux de ruissellement de s'introduire derrière les relevés d'étanchéité, protéger les enduit et revêtements des façades.

III.1.1. Principe de calcul

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

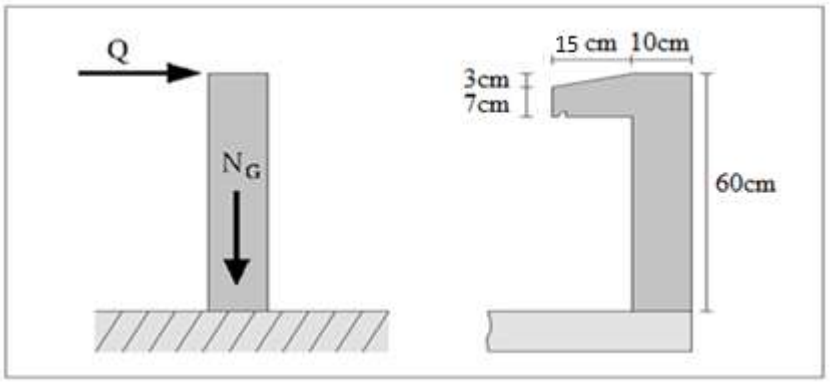


Figure III.1 : Acrotère (dimensions et charges exercées).

III.1.2. Evaluation des charges et surcharges

Tableau III.1 : Evaluation des charges et surcharges sur l'acrotère.

Charges permanentes	G=1.875 KN/ml
Charges d'exploitation	Q=1 KN/ml

III.1.3. Détermination des efforts

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

	ELU	**ELS**
Effort normal	$N_u = 1.35G = 2.53$ KN	$N_u = G = 1.875$ KN
Moment d'encastrement	$M_u = 1.5\ Q.h = 0.9$ KN.m	$M_{ser} = Q.h = 0.6$ KN.m
Effort tranchant	$T_u = 1.5\ Q = 1.5$ KN	$T_{ser} = Q = 1$ N

III.1.4. Calcul de ferraillage

Le calcul de ferraillage se fait par une section rectangulaire (100x10) cm² soumise à la flexion composée et en situation durable à l'état limite ultime.

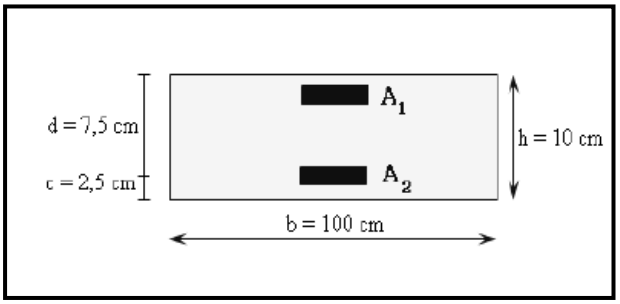


Figure III.2 : Section de béton armé dans l'acrotère.

III.1.4.1. Ferraillage vertical

$$A_{vs1} = 4.40cm^2 \quad ; \quad A_{vs2} = 4.40cm^2$$

III.1.4.2. Armatures choisit

$$A_{vs1} = A_{vs2} = 7HA10 = 5.50cm^2$$

Espacement : $S_t = 15cm$

III.1.4.3. Calcul des armatures de répartition

$$A_{rép} \geq \frac{A}{4} = \frac{5.50}{4} = 1.375\ cm^2$$

On adopte : $A_{rép} = 4HA8 = 2.01cm^2$

Espacement : $S_t = 20\ cm$

III.1.5. Vérification à l'état limite de service (ELS)

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06f_{c28} = 2.1\ MPa$$

Fissuration préjudiciable $\Rightarrow \overline{\sigma_b} = 0.6f_{c28} = 15\ MPa$

$$\overline{\sigma_s} = Min\left[\frac{2}{3}f_e\ ;\ .110\sqrt{\eta.f_{tj}}\right] = Min[201.63\ MPa; 266.66\ MPa]$$

$$\overline{\sigma_s} = 201.63\ MPa$$

$$\sigma_b = 0.34\ MPa \leq \overline{\sigma_b} = 15\ MPa \quad \Rightarrow \quad Condition\ Vérifiée.$$

$$\sigma_s = 2.16\ MPa \leq \overline{\sigma_s} = 201.63\ MPa \quad \Rightarrow \quad Condition\ Vérifiée.$$

$$\sigma'_s = 2.64\ MPa \leq \overline{\sigma_s} = 201.63\ MPa \quad \Rightarrow \quad Condition\ Vérifiée.$$

III.1.6. Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU

$\tau_{adm} = Min\left[\frac{0.07 f_{c28}}{\gamma_b}; 4MPa\right] = Min\ [\ 1.16MPa\ ; 4MPa\ ]$ Fissuration préjudiciable.

$$\tau_{adm} = 1.16MPa$$

$$\tau = \frac{T_u}{b.d} = \frac{1.5 * 10^3}{1000(100-25)} = 0.02MPa$$

$$\tau = 0.02\ MPa \leq \tau_{adm} = 1.16\ MPa \quad \Rightarrow \quad Condition\ Vérifiée.$$

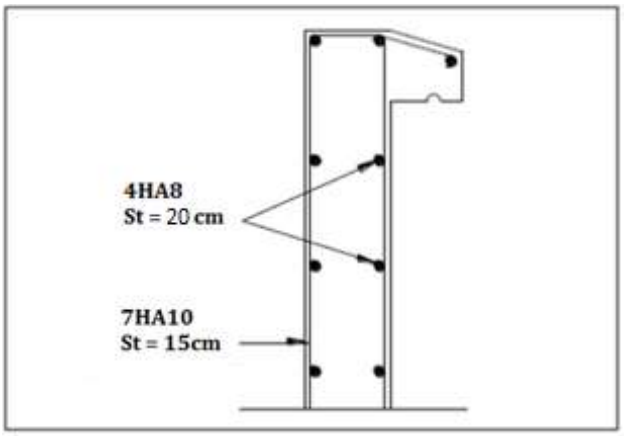


Figure III.3 : Ferraillage de l'acrotère.

III.2. PLANCHER A CORPS CREUX

Ce type de plancher est très couramment utilisé dans les bâtiments d'habitation. Il est constitué de :

- ✓ Poutrelles préfabriquées en BA, déposées parallèlement de 60cm d'espacement ;
- ✓ Corps creux (Entrevous) en béton de forme adaptée aux poutrelles ;
- ✓ Une dalle de compression supérieure en béton de 4 cm d'épaisseur.

Le calcul des planchers se fait exclusivement sous l'action des charges verticales (G et Q), en traitant les deux éléments suivants :

- ✓ Les poutrelles ;
- ✓ La dalle de compression.

III.2.1. Les poutrelles

Les poutrelles sont des éléments préfabriqués, soumises aux charges G et Q. La surface revenant à chaque poutrelle est la moitié de la longueur des corps creux dans les deux côtés sur toute la longueur de la poutrelle, c'est à dire: (2 x (0,60/2) x L). Cependant, la disposition des poutrelles se fait dans le sens de la petite portée. En effet, le calcul se fait en deux étapes : avant coulage et après coulage, comme il sera montré par la suite.

III.2.1.1. Avant coulage

La poutrelle avant coulage est une poutre isostatique soumise aux charges suivantes :

- Son poids propre et le poids du corps creux comme une charge permanente G ;
- Une charge concentrée à son milieu dont l'intensité est la plus grande de1 KN ou (0,5xL) KN, qui représente le poids d'un ouvrier comme une surcharge d'exploitation Q.

Pour avoir le nombre des étaiements nécessaires, on doit vérifier la flèche par la méthode exposée en Annexe A

Tableau III.3 : Calcul des flèches des poutrelles (avant coulage)

N° Etais	$L_{poutrelle}$ (m)	G (KN)	Q (KN)	E (MPA)	I (m^4)	f (mm)	f_{adm} (mm)	$f < f_{adm}$
0	3.30	0.72	1.65	10819	6.4×10^{-7}	160.75	6.6	**CNV**
1	1.65	0.72	1	10819	6.4×10^{-7}	10.05	3.3	**CNV**
2	1.1	0.72	1	10819	6.4×10^{-7}	1.99	2.2	**CV**

D'après le calcul des flèches on arrive à une distance égale à 1.10 m entre les étaiements.

III.2.1.2. Après coulage

Après le coulage du béton, l'ensemble des poutrelles est considéré comme une poutre continue. Pour les planchers étudiés, on aura deux types de poutrelles à traiter séparément sous les charges et les surcharges de l'étage courant et de la terrasse :

- Poutrelle à 7 travées ;
- Poutrelle à 3 travées.

Le calcul des sollicitations internes des poutrelles se fait à l'aide du logiciel de calcul des structures SAP 2000.

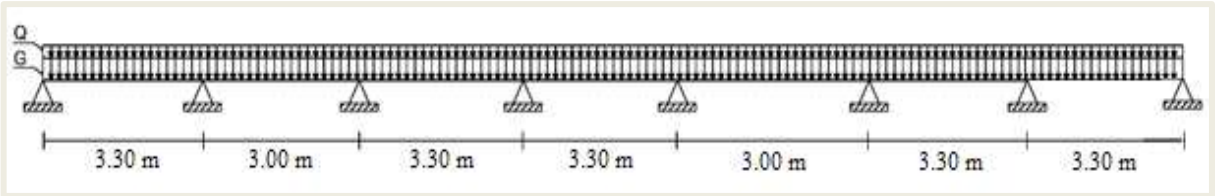


Figure III.4: Schéma statique équivalent des poutrelles avec les dimensions des travées.

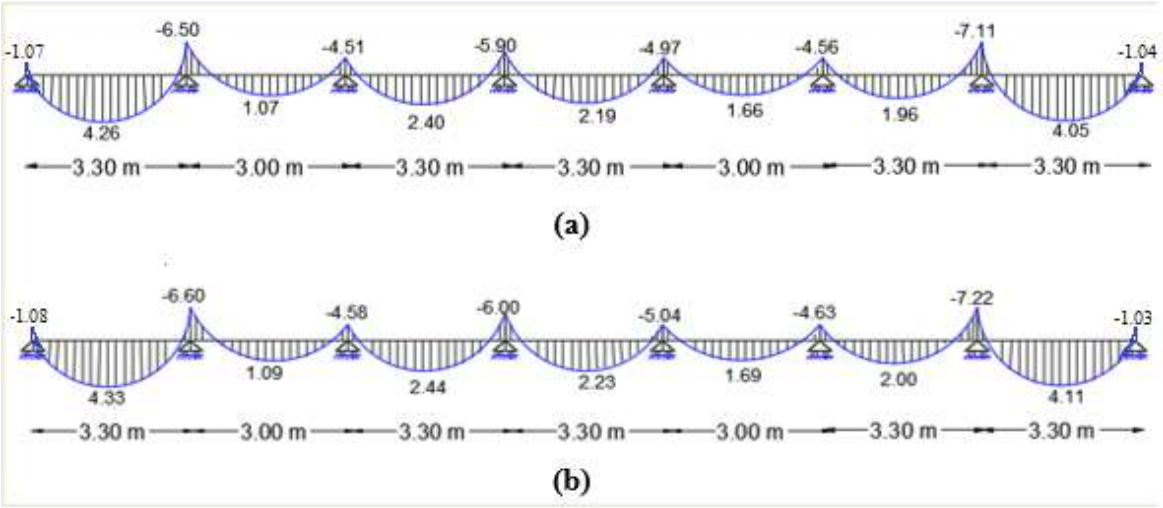


Figure III.5 : Diagrammes des moments à l'ELU du plancher terrasse **(a)** et EC **(b)**.

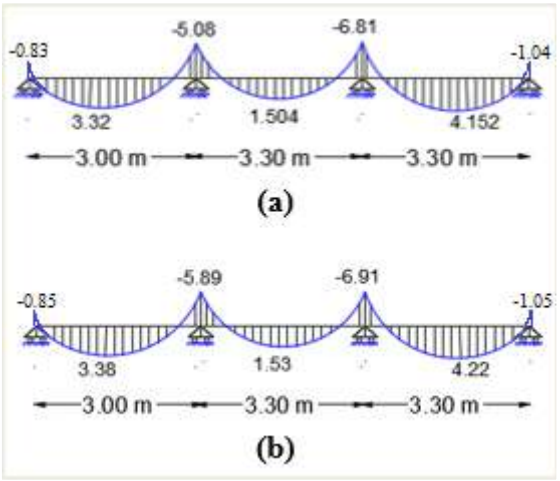


Figure III.6 : Diagrammes des moments à l'ELU du plancher terrasse **(a)** et EC **(b)**.

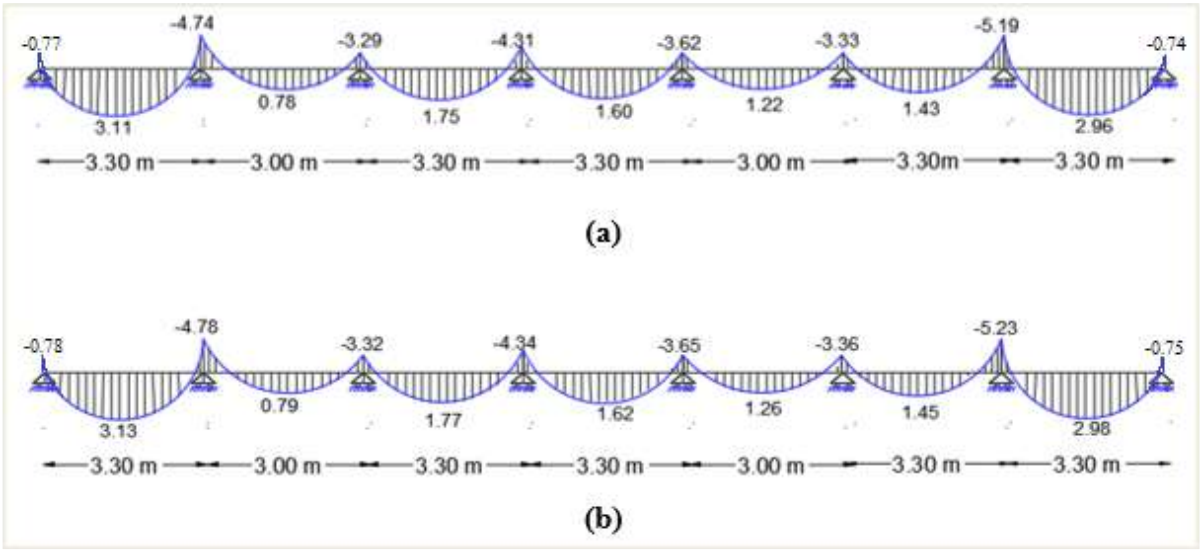


Figure III.7: Diagrammes des moments à l'ELS du plancher terrasse **(a)** et EC **(b)**.

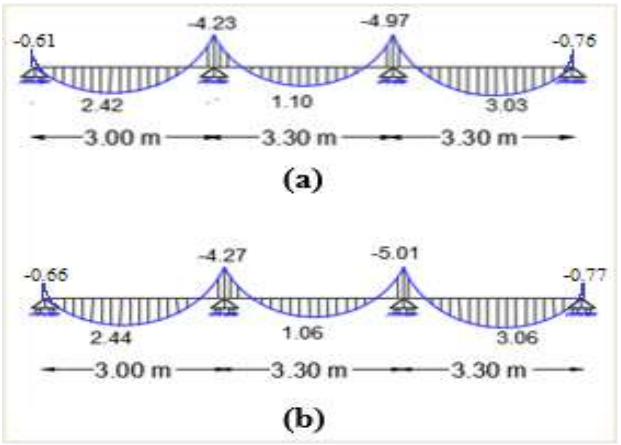


Figure III.8: Diagrammes des moments à ELS du plancher terrasse **(a)** et EC **(b)**.

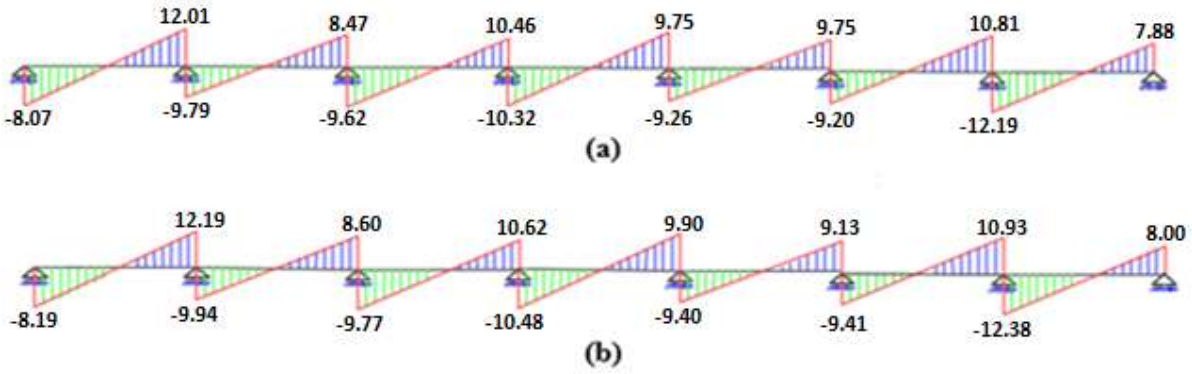


Figure III.9 : Diagrammes de l'effort tranchant à l'ELU du plancher terrasse **(a)** et EC **(b)**

D'après ce qui précède, les sollicitations maximales aux appuis et en travées sont données par le tableau III.4, à l'étage courant et à la terrasse :

Tableau III.4 : Les moments maximums aux appuis et en travées.

Etage	Moment Max aux appuis(KN.m)		Moment Max en travées(KN.m)	
	ELU	ELS	ELU	ELS
Terrasse	-7.11	-5.19	4.26	3.11
EC	-7.22	-5.23	4.33	3.14

III.2.1.3. Calcul du ferraillage

Le ferraillage est calculé en flexion simple avec une fissuration peu nuisible en utilisant le logiciel de calcul EXPERT BA pour une section en T :

Pour le ferraillage, on va utiliser une poutrelle métallique dont Fe400.

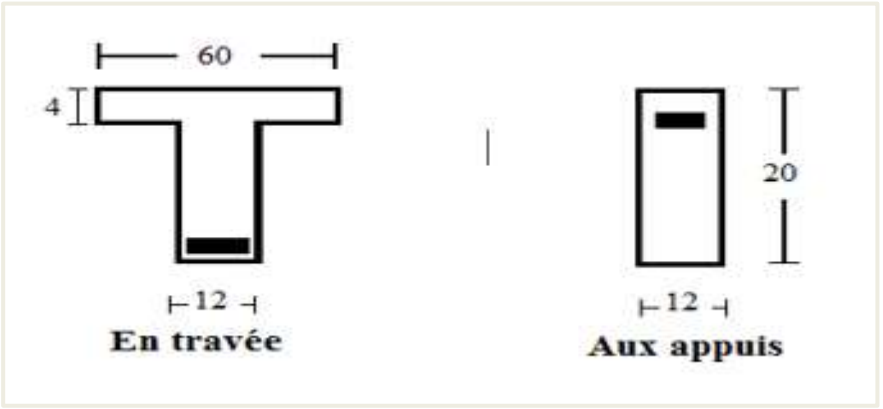


Figure III.10: Les sections considérées pour le calcul du ferraillage des poutrelles.

Le ferraillage est généralisé sur tous les poutrelles pour les étages courants et terrasse avec les moments maximales (M_{EC}).

Tableau III.5 : Calcul du ferraillage des poutrelles en appui et en travées.

Travée	Sollicitations (ELU)		Sections d'armatures calculées			
Longueur	M_{appui}	$M_{travée}$	A_{S1}	A_{S2}	A'_{S1}	A'_{S2}
(m)	KN.m	KN.m	cm^2	cm^2	cm^2	cm^2
3.30	-7.22	4.33	0.56	0.00	0.00	1.14

Tableau III.6 : Choix du ferraillage des poutrelles en appui et en travées.

Travée	Sections d'armatures calculées				Sections d'armatures choisies			
Longueur	A_{S1}	A_{S2}	A'_{S1}	A'_{S2}	A_{S1}	A_{S2}	A'_{S1}	A'_{S2}
(m)	cm²	cm²	cm²	cm²	cm²	cm²	cm²	cm²
3.30	0.56	0	0	1.14	1.57	0.79	1.57	1.57
					2HA10	1HA10	2HA10	1HA10+1chHA10

III.2.1.4. Vérification des contraintes à ELS

Type de fissuration : peu nuisible

Tableau III.7 : Vérification de la contrainte du béton à l'ELS.

Travée	Sollicitations à L'ELS		Contraintes en travée	Contraintes en appui	Contraintes admissibles	Vérification
Longueur	$M_{travée}$	M_{appui}	σ_b	σ_b	$\overline{\sigma_b}$	
(m)	(KN.m)	(KN.m)	MPa	MPa	MPa	Oui/Non
3.30	3.14	-5.23	1.85	7.95	15	Oui

III.2.1.5. Vérification des contraintes tangentielles de cisaillement à l'ELU

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

Tableau III.8 : Vérification des contraintes tangentielles de cisaillement.

Section et sollicitations à l'ELU			Vérification			Espacements et armatures			
b	h	T	τ	τ_{adm}	vérification	ZN	ZC	Ø	At
(cm)	(cm)	(KN)	(MPa)	(MPa)	Oui/Non	(cm)	(cm)	(mm)	(cm^2)
8	20	12.38	0.86	3.33	oui	20	20	4	2HA4

III.2.1.6. Vérification des flèches à l'ELS

La vérification se fera à l'ELS en utilisant le logiciel de calcul Expert BA.

Tableau III.9 : Vérification des flèches à l'ELS.

Poutrelle			**Sollicitations à l'ELS**			**Armatures principales**		**Flèche**		**Vérification**
b	h	L	$M_{a.g}$	$M_{travée}$	$M_{a.d}$	A_{S1}	A_{S2}	$[f]_t$	$[f]_{adm}$	
(cm)	(cm)	(m)	(KN.m)	(KN.m)	(KN.m)	(cm^2)	(cm^2)	(mm)	(mm)	Oui/Non
8	20	3.30	-0.78	5.01	-4.78	1.57	0.79	1.4	6.6	oui

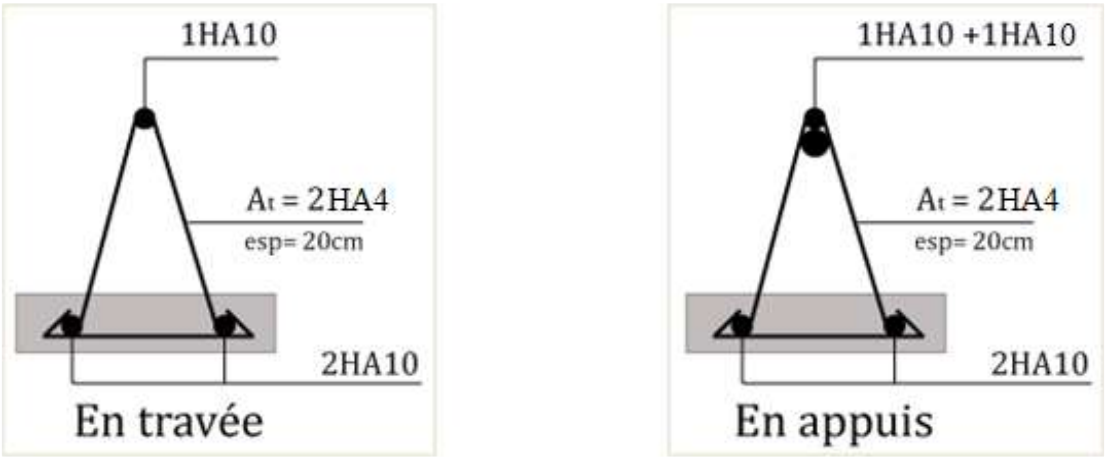


Figure III.11: Ferraillage des poutrelles en travée (à gauche) et aux appuis (à droite).

III.2.2. Dalle de compression

Elle sert à la bonne distribution des charges verticales sur les poutrelles ainsi que pour résister aux efforts appliqués à la dalle. Son ferraillage limite le risque de fissuration. La section d'armature à prévoir doit être satisfaite aux conditions suivantes :

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

$$A_t \geq \frac{200}{f_e} \qquad \text{si : } L \leq 50cm$$

$$A_t \geq 0{,}02\,L\frac{200}{f_e} = \frac{4L}{f_e} \qquad \text{si : } 50cm \leq L \leq 80cm$$

Avec : L : Espacements entre axes des poutrelles (60 cm dans notre ouvrage).

F_e : Nuance de l'acier FeE525 ($F_e = 525$).

A_{t1}: Section d'armatures perpendiculaires aux nervures.

$$\text{On a : } L = 60\text{cm} \quad \Rightarrow \quad A_{t1} \geq 0{,}02\, L\frac{200}{F_e} = \frac{4L}{F_e} = \frac{240}{525} = 0{,}46\text{cm}^2/\text{ml}$$

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

$$A_{t2} = \frac{A_{t1}}{2} = \frac{0{,}5}{2} = 0{,}25\text{cm}^2/\text{ml}$$

On choisira : $A_{t1} = 5\ \emptyset\ 4{,}5 = 0.98\text{cm}^2$avec un éspacement de 15cm.

$A_{t2} = 4\ \emptyset\ 5 = 0{,}78\text{cm}^2$avec un éspacement de 15cm.

Le treillis soudé utilisé sera à maillage carré de 15 x 15 cm² et diamètre de 4,5 cm (Voir la fiche technique du treillis soudé en annexe B)

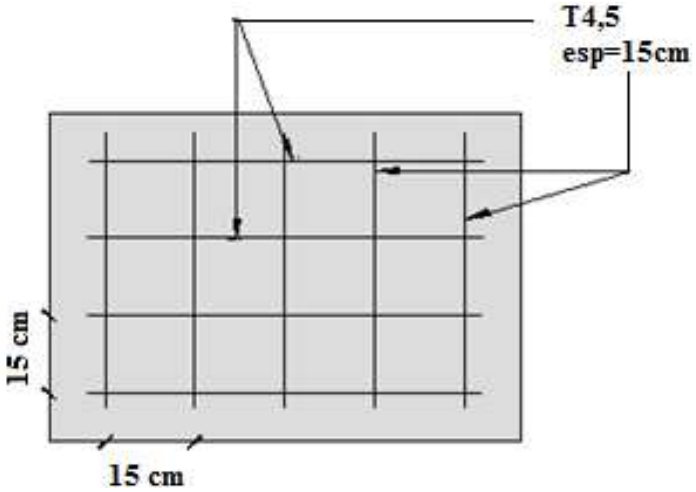


Figure III.12 : Disposition des armatures de la dalle de compression.

III.3. DALLE PLEINE

La dalle pleine est un plancher en BA coulé sur un coffrage plat. Le diamètre des armatures incorporées et leur nombre varient suivant les dimensions de la dalle et l'importance des charges qu'elle supporte. Le calcul se fait en flexion simple. Ce type de plancher est très utilisé dans les structures, notamment pour les formes irrégulières.

On va utiliser la méthode des lignes de rupture (annexe C) pour la détermination des moments.

III.3.1. Dalle encastrée à deux côtés

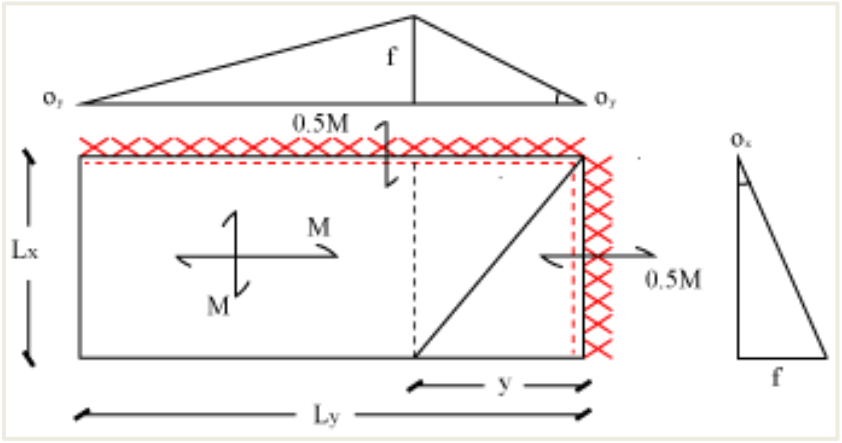


Figure III.13 : Les encastrements et les dimensions de la dalle pleine.

III.3.1.1. Dimensions géométriques

Lx = 1.20 (m)

Ly = 3.50 (m)

III.3.1.2. Evaluation des charges

Charge permanente : G = 6.91 (KN/m²) **Réf** : DTR B.C 2.2- Art .III.1

Charge d'exploitation : Q = 3.5 (KN/m²) **Réf :** DTR B.C 2.2 – Art.7.2.1

Tableau III.10 : Charges et surcharges appliquées à la dalle pleine

G (KN/m²)	Q (KN/m²)	Pu (KN/m²)	Ps (KN/m²)	Mu =0.450.Pu	Ms = 0.450.Ps
6.91	3.5	14.58	10.41	6.56	4.68

III.3.1.3. Calcul des sollicitations à l'ELU

$$M_t = M_0 = 6.56\ kN.m \quad , \quad M_a = -0.5M_0 = -3.28\ kN.m$$

III.3.1.4. Calcul des sollicitations à l'ELS

$$M_t = M_0 = 4.68\ kN.m \quad , \quad M_a = -0.5M_0 = -2.34\ kN.m$$

III.3.1.5. Calcul de ferraillage

Le calcul du ferraillage ainsi que les vérifications sont fait en flexion simple pour une bande de 1 m de largeur, et de 15 cm d'épaisseur, avec une fissuration préjudiciable en utilisant le logiciel de calcul EXPERT BA pour une section rectangulaire.

Tableau III.11 : Calcul de ferraillage à l'ELU.

Dalle		**Sollicitations à l'ELU**		**Sections d'armatures calculées**			
b	e	M_t	M_a	A_{S1}	A_{S2}	A'_{S1}	A'_{S2}
(cm)	(cm)	(KN.m)	(KN.M)	(cm^2)	(cm^2)	(cm^2)	(cm^2)
100	15	6.56	-3.28			0,00	1.75
				1.75	0,00		

Tableau III.12 : Armatures longitudinales choisis en travées et en appui.

Dalle			**Sections d'armatures longitudinales choisies**			
b	e	Amin	A_{S1}	A_{S2}	A'_{S1}	A'_{S2}
(cm)	(cm)	(cm^2)	(cm^2)	(cm^2)	(cm^2)	(cm^2)
100	15	1.5	7HA8	7HA8	7HA8	7HA8
			3.51	3.51	3.51	3.51
Espacement (cm)			15	15	15	15

Tableau.III.13 : Quantité de ferraillage de répartition.

Sections d'armatures longitudinales choisies				**Sections d'armatures de répartition calculées**			
A_{S1}	A_{S2}	A'_{S1}	A'_{S2}	$A_{rép1}$	$A_{rép2}$	$A'_{rép1}$	$A'_{rép2}$
(cm^2)	(cm^2)	(cm^2)	(cm^2)	(cm^2)	(cm^2)	(cm^2)	(cm^2)
		/	3.51				0.88
3.51	/			0.88			

Tableau.III.14 : Armatures de répartition choisis en travée et en appui.

Sections d'armatures de répartition choisies			
$A_{rép1}$	$A_{rép2}$	$A'_{rép1}$	$A'_{rép2}$
(cm^2)	(cm^2)	(cm^2)	(cm^2)
7HA8	/	/	7HA8
3.51	/	/	3.51
Esp : 15	/	/	Esp : 15

TableauIII.15 : Vérification des contraintes normales à l'ELS

Sollicitations à l'ELS		Contraintes en travée			Contraintes en appui			Contraintes admissibles		Vérification
M_t	M_a	σ_b	σ_s	σ'_s	σ_b	σ_s	σ'_s	$\overline{\sigma_b}$	$\overline{\sigma_s}$	
(KN.m)	(KN.m)	MPa	MPa	MPa	MPa	MPa	MPa	MPa	MPa	Oui/Non
4.68	-2.34	1.14	11.41	11.41	0.57	5.71	5.71	15	201.63	oui

Tableau III.16 : Vérification de la flèche à l'ELS.

Dalle			Sollicitations à l'ELS			Armatures principales		Flèche		Vérification
b	e	L	$M_{a.g}$	$M_{travée}$	$M_{a.d}$	A_{S1}	A_{S2}	$[f]_t$	$[f]_{adm}$	
(cm)	(cm)	(m)	(KN.m)	(KN.m)	(KN.m)	(cm^2)	(cm^2)	(mm)	(mm)	Oui/Non
100	15	1.20	-0.78		-4.78	3.51	3.51	0.00	2.4	oui
				5.01						

III.4. ESCALIER

Dans une construction, la circulation entre les étages se fait par l'intermédiaire des escaliers ou par l'ascenseur. L'escalier se compose d'une volée ou plus comportant des marches, des paliers d'arrivée et de départ et même des paliers intermédiaires. Celui-ci comporte un seul type d'escalier droit, et qui se composent de deux volées et un palier chacun.

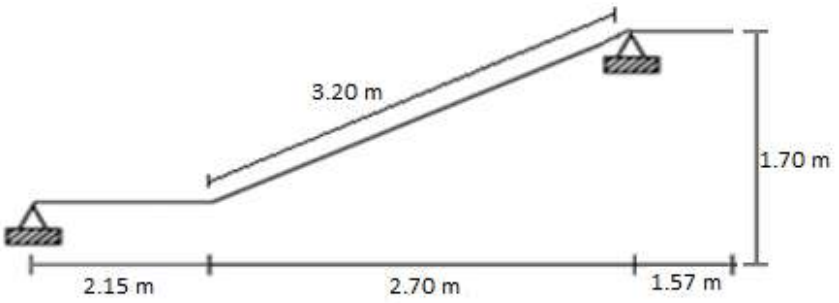


Figure III.14: Dimensions de l'escalier.

III.4.1. Pré dimensionnement

Les caractéristiques de notre escalier sont :

- Le nombre de contre marche égale à 20.

- Hauteur du palier : H = 1,7 m (on va traiter la partie qui contient 10 contre marches)

- Hauteur de la contre marche :

- $h = \frac{340}{20} = 17cm$

- Largeur de la marche : g = 30cm

III.4.1.1. Vérification de la formule de Blondel

$60cm \leq g+2h \leq 64cm \Longrightarrow g+2h = 64cm$ (CV)

III.4.1.2. Détermination de l'épaisseur de l'escalier

tg α = H / L = 17/30= 0,566 D'où : **α =29,54°**

$L_2=\sqrt{2.7^2 + 1.70^2} \Longrightarrow L_{tot} = L_1+L_2 = 2.15+3.20 = 5.35$ m

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

$\frac{L_{tot}}{35} \leq e \leq \frac{L_{tot}}{30} \Rightarrow 15.29 \leq e \leq 17.83 \Longrightarrow$ **e=18 cm**

III.4.2. Evaluation des charges et surcharges

L'évaluation des charges permanentes du palier de repos et de la paillasse de l'escalier est donnée respectivement par les tableaux III.17 et III.18.

Tableau III.17: Evaluation des charges permanentes du palier de repos de l'escalier.

N°	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m^3)	Poids surfacique (KN/m^2)
1	Carrelage	0.02	20	0.40
2	Mortier de pose	0.02	20	0.40
3	Dalle du palier	0.18	25	4.50
4	Enduit ciment	0.02	18	0.36
5	Lit de sable	0.03	18	0.54
Total				**6.20**

Tableau III.18 : Evaluation des charges permanentes de la paillasse.

N°	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m^3)	Poids surfacique (KN/m^2)
1	Carrelage	0,02	20	0,40
2	Mortier de pose	0,02	20	0,40
3	Poids propre de la paillasse	0,18/ cos α	25	5.17
4	Poids des marches	0,17/ 2	25	2,13
5	Enduit ciment	0,02	18	0,36
6	Lit de sable	0.03	18	0.54
Total				**9.00**

Selon le DTR charges et surcharges d'exploitation, pour un escalier dans un immeuble à usage d'habitation, on aura : Q = 2,5 KN/m² (pour le palier et la paillasse).

Le calcul de ce genre d'escalier s'effectue en flexion simple pour une bande de 1,0 m de largeur, simplement appuyée sur les poutres et soumise à deux types de charges G et Q, sous la combinaison à l'ELU et la vérification se fait sous la combinaison à l'ELS.

A cet effet, on aura les sollicitations illustrées dans le tableau III.19 ainsi que la figure III.15

III.4.3. Combinaison des charges

Sollicitation du palier de repos :

$P_{u1} = 1.35G + 1.5Q = 12.12$ (KN/m)

$P_{ser1} = G + Q = 8.7$ (KN/m)

Sollicitation de la paillasse :

$P_{u2} = 1.35G+1.5Q = 15.9$ (KN/m)

$P_{ser2} = G+Q = 11.5$ (KN/m)

Tableau III.19 : Calcul des sollicitations à L'ELU et à L'ELS.

Sollicitations	M_0(KN.m)	M_t(KN.m)	M_a(KN.m)	T(KN)
ELU	38.19	32.46	-19.10	38.82
ELS	27.58	23.44	-13.79	/

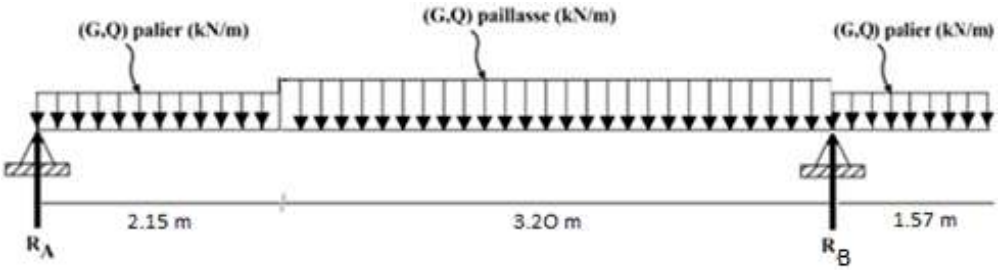


Figure III.15: Schéma statique équivalent des efforts externes appliqués à l'escalier.

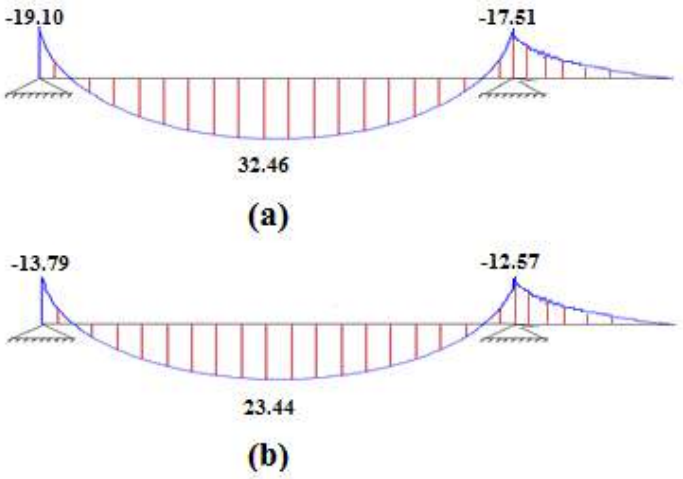


Figure III.16: Diagrammes des efforts internes à l'ELU **(a)** et à l'ELS **(b)**

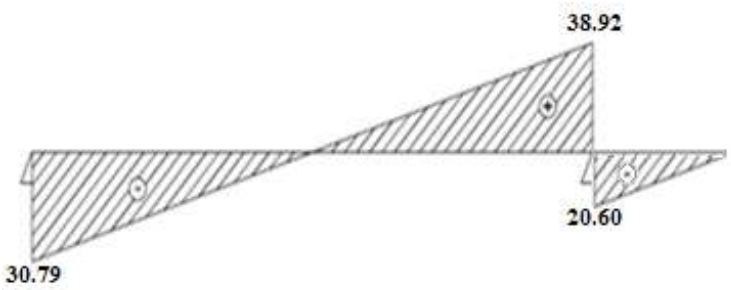


Figure III.17 : Diagrammes de l'effort tranchant à l'ELU.

III.4.4. Ferraillage des escaliers à l'ELU

Les résultats du ferraillage en flexion simple d'une bande de 1,0 m et de 18 cm d'épaisseur sont résumés sur le tableau III.20

Le calcul du ferraillage ainsi que les vérifications avec une fissuration peu nuisible sont fait en utilisant le logiciel de calcul EXPERT BA pour une section rectangulaire.

Tableau III.20 : Calcul des armatures à L'ELU.

Escalier		**Sollicitations à l'ELU**		**Sections d'armatures calculées**			
b	e	M_t	M_a	A_{S1}	A_{S2}	A'_{S1}	A'_{S2}
(cm)	(cm)	(KN.m)	(KN.m)	(cm²)	(cm²)	(cm²)	(cm²)
100	18	32.46	-19.10			0,00	3.65
				6.34	0,00		

Tableau III.21 : Armatures longitudinales choisis en travée et en appui.

Dalle			**Sections d'armatures longitudinales choisies**			
b	e	Amin	A_{S1}	A_{S2}	A'_{S1}	A'_{S2}
(cm)	(cm)	(cm²)	(cm²)	(cm²)	(cm²)	(cm²)
100	18	1.5	7HA12	/	/	7HA12
			7.92	/	/	7.92
Espacement (cm)			15	/	/	15

Tableau.III.22 : Quantité de ferraillage de répartition.

Sections d'armatures longitudinales choisies				**Sections d'armatures de répartition calculées**			
A_{S1}	A_{S2}	A'_{S1}	A'_{S2}	$A_{rép1}$	$A_{rép2}$	$A'_{rép1}$	$A'_{rép2}$
(cm²)	(cm²)	(cm²)	(cm²)	(cm²)	(cm²)	(cm²)	(cm²)
		/	7.92				1.98
7.92	/			1.98			

Tableau.III.23 : Armatures de répartition choisis en travée et en appui.

Sections d'armatures de répartition choisies			
$A_{rép1}$	$A_{rèp2}$	$A'_{rép1}$	$A'_{rèp2}$
(cm^2)	(cm^2)	(cm^2)	(cm^2)
7HA8	/	/	7HA8
3.51	/	/	3.51
Esp : 15	/	/	Esp : 15

Tableau.III.24: vérification des contraintes normales à L'ELS

Sollicitations à l'ELS		**Contraintes en travée**			**Contraintes en appui**			**Contraintes admissibles**		**Vérification**
M_t	M_a	σ_b	σ_s	σ'_s	σ_b	σ_s	σ'_s	$\overline{\sigma_b}$	$\overline{\sigma_s}$	
(KN.m)	(KN.m)	MPa	MPa	MPa	MPa	MPa	MPa	MPa	MPa	Oui/Non
23.44	-13.79	T.F : peu nuisible			3.99	/	/	15	/	Oui
		6.78	/	/	T.F : peu nuisible					

Tableau.III.25 : vérification des contraintes de cisaillement à L'ELU.

Escalier		**Vérification à L'ELU**			
b	e	T_u	τ	τ_{adm}	Vérification
(cm)	(cm)	(KN)	(MPa)	(MPa)	Oui/Non
100	18	38.82	0.25	1.16	Oui

Tableau.III.26 : Vérification de la flèche à L'ELS.

Escalier			**Sollicitations à l'ELS**			**Armatures principales**		**Flèche**		**Vérification**
b	h	L	$M_{a.g}$	$M_{travée}$	$M_{a.d}$	A_{S1}	A_{S2}	$[f]_t$	$[f]_{adm}$	
(cm)	(cm)	(m)	(KN.m)	(KN.m)	(KN.m)	(cm^2)	(cm^2)	(mm)	(mm)	Oui/Non
100	18	5.35	-13.79		-13.79	7.92	0.00	9.10	10.35	oui
				23.44						

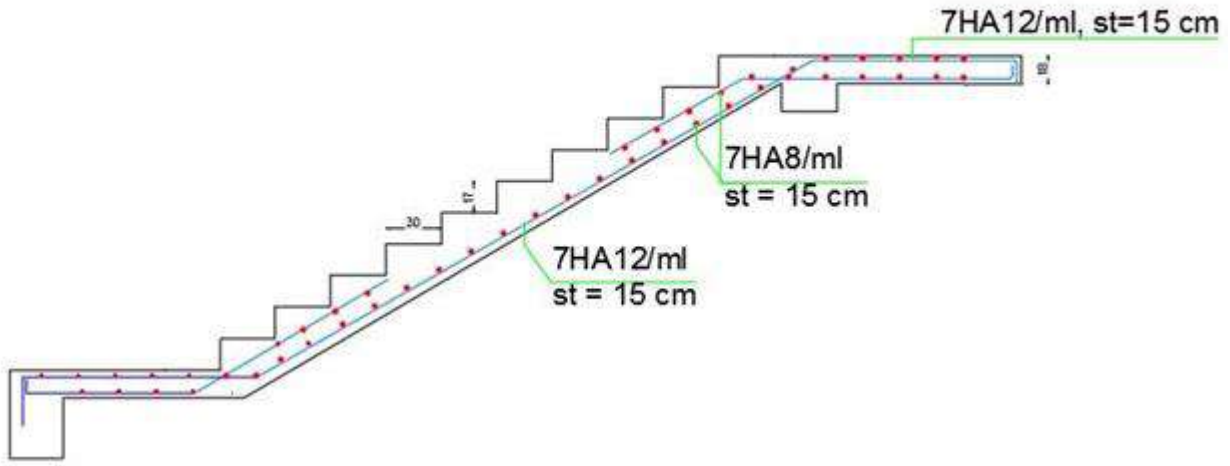


Figure III.18 : Détails de ferraillage d'escalier.

III.5. POUTRE PALIERE

La poutre palière est prévue pour être un support d'escalier. Avec une longueur de 3.30 m.

III.5.1. Pré dimensionnement

L = 3.30

$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \rightarrow 22 \leq h \leq 33$ On adopte h = 35 cm

$0.7h \leq b \leq h \rightarrow 24.5 \leq b \leq 35$ On adopte b = 30 cm

$(b \times h) = (30 \times 35)$

III.5.2. Evaluation des charges

$F = [(R_A + R_B) / L] + [b \times h \times \gamma_{béton}]$

$F_u = [(R_A + R_B) / L] + 1.35\ P_p = [(42.39 \times 2) / 3] + (1.35 \times 0.3 \times 0.35 \times 25) = 31.80$ KN/ml

$F_{ser} = [(R_A + R_B) / L] + P_p = [(30.62 \times 2) / 3] + (1.35 \times 0.3 \times 0.35 \times 25) = 23.04$ KN/ml

III.5.3. Ferraillage des poutres palières

Le calcul de la poutre palière se fait en flexion simple en utilisant le logiciel de calcul EXPERT BA pour une section rectangulaire.

Tableau III.27: Calcul de ferraillage à l'ELU.

Poutres		**Sollicitation à l'ELU**		**Sections d'armatures**			
b	h	Mt	Ma	A_{S1}	A_{S2}	A'_{S1}	A'_{S2}
(cm)	(cm)	(KN.m)	(KN.m)	(cm^2)	(cm^2)	(cm^2)	(cm^2)
30	35	30.41	-17.89	2.79	0.00	0.00	1.62

Tableau III.28 : Armatures choisis en travées et en appui.

Poutre			**Sections calculées**				**Sections choisies**			
Longueur L	b	h	A_{S1}	A_{S2}	A'_{S1}	A'_{S2}	A_{S1}	A_{S2}	A'_{S1}	A'_{S2}
(m)	(cm)	(cm)	(cm^2)	(cm^2)	(cm^2)	(cm^2)	(cm^2)	(cm^2)	(cm^2)	(cm^2)
30	35	5.25			0.00	1.62	3HA12	3HA12	3HA12	3HA12
			2.79	0.00			3.39	3.39	3.39	3.39

Tableau III.29 : vérification des contraintes à l'ELS.

Sollicitations à l'ELS		**Contraintes en travées**			**Contraintes en appui**			**Contraintes admissibles**		**Vérification**
Mt	Ma	σ_b	σ_s	σ'_s	σ_b	σ_s	σ'_s	$\overline{\sigma_b}$	$\overline{\sigma_s}$	
KN.m	KN.m	MPa	MPa	MPa	MPa	MPa	MPa	MPa	MPa	Oui /Non
	-12.96	T.F : préjudiciable			2.79	128.00	28.85	15	201.63	Oui
20.77		4.48	201.63	46.24	T.F : préjudiciable			15	201.63	Oui

Tableau III.30 : vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU.

Poutre et sollicitation à l'ELU			**Vérification**			**Espacements et armatures**			
b	h	T	τ	τ_{adm}	Vérification	ZN	ZC	Ø	At
(cm)	(cm)	(KN)	MPa	MPa	Oui /Non	(cm)	(cm)	(mm)	(cm^2)
30	35	47.70	0.49	2.5	Oui	10	15	8	3HA8

Tableau III.31 : vérification de la flèche à l'ELS.

Poutre palière			**Sollicitation à l'ELS**			**Armatures principales**		**Flèche**		**Vérification**
b	h	L	$M_{a.g}$	Mt	$M_{a.d}$	A_{S1}	A_{S2}	$[f]_t$	$[f]_{adm}$	
(cm)	(cm)	(m)	KN.m			(cm^2)	(cm^2)	(mm)	(mm)	Oui /Non
30	35	3.00	-12.96	20.77	-12.96	3.39	3.39	1.1	6.00	Oui

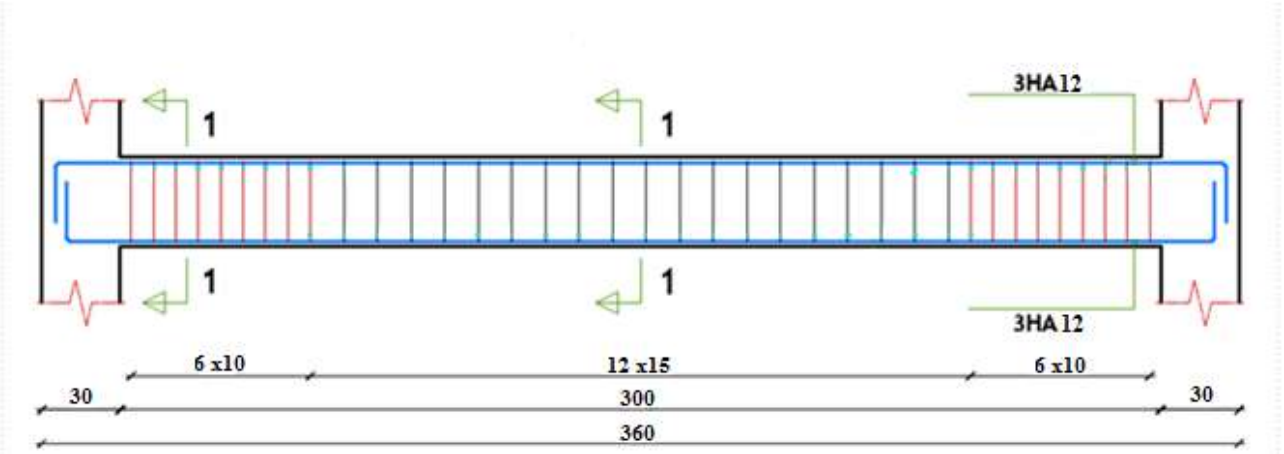


Figure III.19 Ferraillage Poutre palière

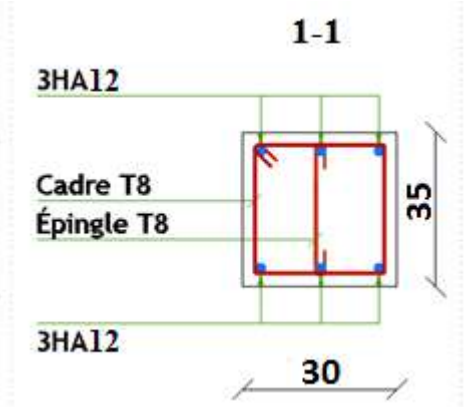


Figure III.20 Coupe 1-1 de poutre palière

Chapitre IV : Etude Dynamique

IV.1.INTRODUCTION

Un phénomène d'origine dynamique se caractérise par une sollicitation variant à la fois dans le temps et dans l'espace, dans lequel les forces d'inertie, produit de la masse par l'accélération, jouent un rôle significatif dans la réponse.

On rappelle brièvement qu'une sollicitation sismique provient d'une rupture s'initiant dans le manteau terrestre ; cette rupture donne naissance à des ondes qui se propagent dans le milieu et atteignent éventuellement la surface du sol où elles se manifestent par une vibration ressentie dans les trois directions de l'espace. Les appareils enregistreurs, les sismographes, recueillent ces vibrations sous la forme d'accélérations du sol en fonction du temps.

IV.2.CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES DE LA STRUCTURE

IV.2.1.Centre de masse

C'est le point d'application de la résultante des forces horizontales d'un niveau donné.

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

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

W_i: Poids propre de l'élément " i " du niveau considéré.

X_i, Y_i: Coordonnées du centre de gravité de l'élément " i " par rapport au repère choisi.

X_G, Y_G: Coordonnées du centre de masse du niveau considéré.

IV.2.2.Centre de rigidité

C'est le centre de torsion de la structure. Pour ce dernier, on aura visé la position la plus proche de celle de centre de masse.

NB : Notre bâtiment comporte une forme irrégulière, donc le centre de torsion ne coïncide pas avec le centre de gravité, d'où, le risque de torsion d'axe vertical ; Pour diminuer ce risque, on envisage des portiques contreventés par des voiles.

Le calcul du centre de torsion se fait à l'aide des formules suivantes :

$$X_R = \frac{\sum R_{yi}.X_i}{\sum R_{yi}} \quad , \quad Y_R = \frac{\sum R_{xi}.Y_i}{\sum R_{xi}}$$

X_R, Y_R: Coordonnées du centre de torsion du niveau " j ".

X_i, Y_i: Coordonnées de l'élément " i " par rapport au repère choisi.

R(y), R(x) : la rigidité de la section transversale par rapport à "ox, oy" respectivement.

IV.2.3.Calcul de la rigidité des éléments résistants

IV.2.3.1.Les poteaux

Un poteau est un élément résistant dans la structure, il est considéré comme un élément élancé. Donc la rigidité du poteau sera calculée à l'aide de la formule suivante :

$$K = \frac{12E.I_{x,y}}{H^3}$$

$I_{x,y}$: moment d'inertie de la section transversale par rapport à " ox " et / ou " oy ".

E : module de YOUNG.

L : longueur du poteau.

$$\text{Poteau carré: } I_x = I_y = \frac{a^4}{12}$$

IV.2.3.2.Les refends pleins

Le refend est un poteau de grande inertie transversale, et d'épaisseur moins faible que le poteau, comme le refend est supposé encastré à sa base, sa rigidité est égale à :

$$K_{x,y} = \frac{12E.I_{x,y}}{H^3}$$

$K_{x,y}$: La rigidité du refend suivant la direction " ox " et / ou" oy ".

E : module de déformation longitudinale.

H : hauteur de refend.

$I_{x,y}$: Moment d'inertie de la section transversale du refend / à "ox " ou / "oy".

- Moment d'inertie :

$I_x = \frac{L.e^3}{12}$ par rapport à " XG ". ; $I_Y = \frac{L.e^3}{12}$ par rapport à " YG ".

IV.2.4.Excentricité statique (théorique)

C'est l'excentricité entre le centre de torsion et le centre de gravité.

L'excentricité statique est donnée par: $\begin{cases} e_x = | x_m - x_t | \\ e_y = | y_m - y_t | \end{cases}$

IV.2.5.Excentricité accidentelle

Elle est due à une incertitude dans l'estimation de la masse et de la rigidité, elle est généralement prise égale à 5% de la dimension perpendiculaire à l'action sismique.

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

L'augmentation de l'effort tranchant provoqué par la torsion d'axe verticale due à cette excentricité doit être prise en compte. Les efforts tranchants négatifs dus à la torsion doivent être négligés.

IV.3.Modélisation de la structure

IV.3.1.Introduction

L'ouvrage en question sera implanté à TIPAZA, zone III (sismicité élevée) selon la règles parasismiques algériennes (RPA 99 VERSION 2003) qui limite l'utilisation des portiques auto stable en béton armé avec remplissage en maçonnerie rigide à 02 niveaux ou 08 m pour cette zone.

Donc, on doit disposer des voiles pour que notre structure dont la hauteur est de 20.40m soit satisfaite aux exigences du RPA 99 version 2003.

IV.3.2.Modélisation

L'analyse dynamique nécessite initialement la création d'un modèle de calcul qui reflète au maximum le comportement de la structure réelle, à cet effet et pour les raisons citées dans le paragraphe (IV.3.1), nous avons modélisé notre ouvrage par un modèle à ossature mixte où le contreventement est assuré par des portiques et des voiles disposés dans les endroits adéquats de telle sorte qu'ils n'affectent pas l'aspect architectural de l'ouvrage.

- **Les hypothèses de conception des voiles**
  - La stabilité de la structure doit être assurée, au minimum, par deux refends non coplanaires par direction.
  - La symétrie par rapport à un axe passe par le centre de gravité d'un niveau donné.
  - Limitation de l'excentricité (ou limitation de l'effet de torsion d'axe vertical).

IV.3.3.Analyse de notre structure

Après plusieurs changements de dispositions des voiles par logiciel de calcule (SAP2000) on a choisi une variante (Figure IV 1, IV 2) pour laquelle on a obtenu des résultats vérifiant les conditions de sécurité, imposée par le RPA et évitant également la torsion au niveau du premier mode.

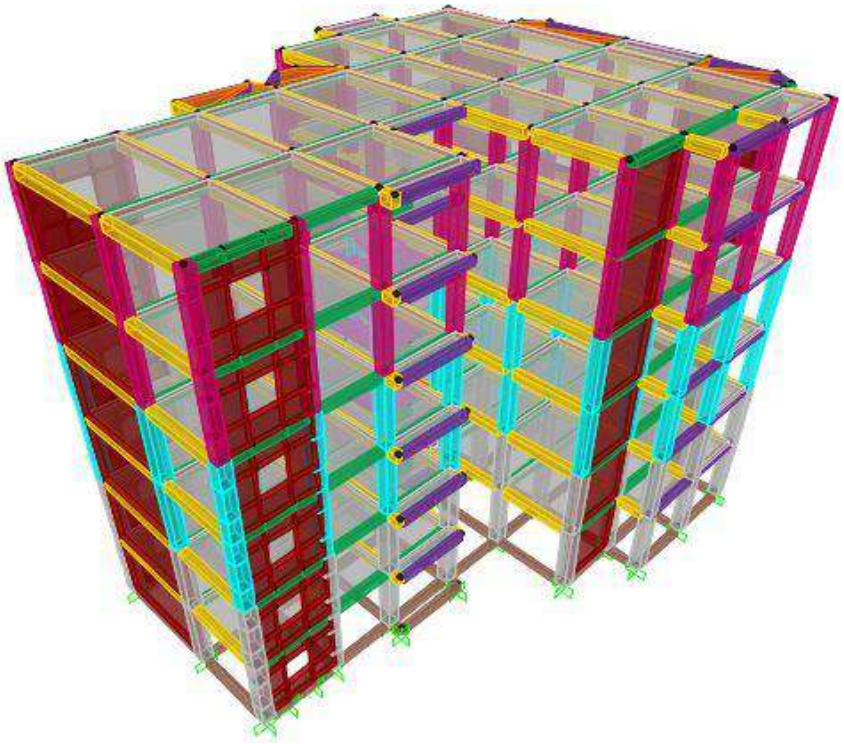


Figure IV.1: Vue de la Structure en 3D.

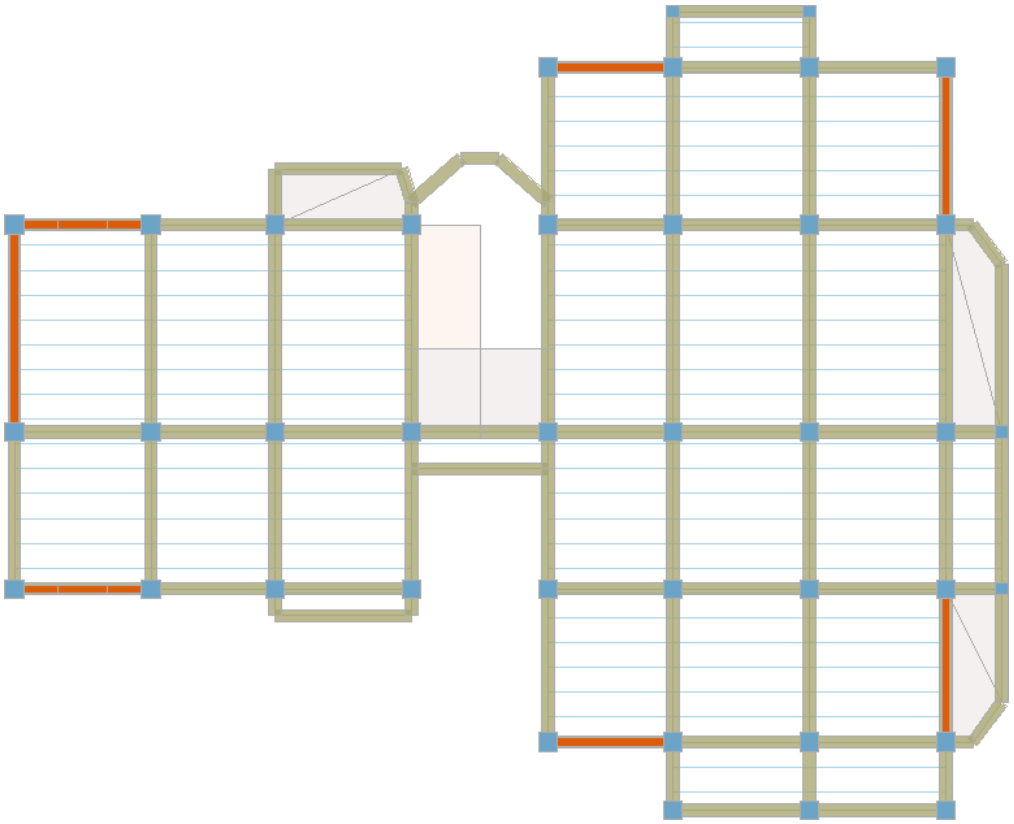


Figure IV.2: Disposition des voiles.

IV.3.3.1 : Détermination centre de masse et centre de rigidité

Tableau IV.1: Centre de masse et centre de torsion.

Niveau		Masse et centre de Masse			Inertie et centre d'inertie			
Diaphragme N°	Niveau (m)	Poids (KN)	XG (m)	YG (m)	∑ Ix (m4)	∑ Iy (m4)	XR (m)	YR (m)
F_DIAPH_3.40	3.40	4120.641	13.860	7.819	4.087E+004	8.028E+004	17.132	5.603
E_DIAPH_6.80	6.80	4058.921	13.851	7.834	4.087E+004	8.028E+004	16.640	5.996
D_DIAPH_10.20	10.20	3997.200	13.841	7.848	4.087E+004	8.028E+004	16.400	6.214
C_DIAPH_13.60	13.60	3941.977	13.832	7.862	4.087E+004	8.028E+004	16.255	6.360
B_DIAPH_17.00	17.00	3866.644	13.830	7.873	4.087E+004	8.028E+004	16.157	6.464
A_DIAPH_20.40	20.40	3174.945	13.737	8.002	4.087E+004	8.028E+004	16.088	6.536

IV.3.3.2.Excentricité

Selon l'article 4.3.7 de l'RPA 2003, on doit ajouter à la valeur de l'excentricité théorique dans les deux directions une excentricité additionnelle qui est égale à :

$$E_{X\,add} = 5\% \times L_X \quad , \quad E_{Y\,add} = 5\% \times L_Y$$

Avec :

L : La dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique.

Alors les valeurs de l'excentricité deviennent :

$$E_X = E_{X\,thé} + E_{X\,add} \quad , \quad E_Y = E_{Y\,thé} + E_{Y\,add}$$

- **Dimensions du bâtiment** :

Longueur du bâtiment = 22.80 m

Largeur du bâtiment = 19.30 m

- **Excentricité admissible** :

Excentricité suivant Lx = 15 %.L_X = 3.58 m

Excentricité suivant Ly = 15 %.L_Y = 2.90 m

Tableau IV.2 : Excentricité suivant les deux directions.

Excentricité				
Diaphragme N°	Niveau (m)	Ex = |XR-XG| (m)	Ey = |YR-YG| (m)	Vérification
F_ DIAPH_ 3.40	3.40	3.272	2.216	Oui
E_ DIAPH_ 6.80	6.80	2.789	1.838	Oui
D_ DIAPH_ 10.20	10.20	2.559	1.634	Oui
C_ DIAPH_ 13.60	13.60	2.423	1.502	Oui
B_ DIAPH_ 17.00	17.00	2.327	1.409	Oui
A_ DIAPH_ 20.40	20.40	2.351	1.466	Oui

IV.4.Choix de la méthode de calcul

IV.4.1.Introduction

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

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

Pour notre projet, les conditions d'application de la méthode statique équivalente ne sont pas toutes vérifiées (Forme irrégulière, Zone III, Groupe d'usage 2, mais la hauteur de notre bâtiment dépasse 17m), Donc on doit faire le calcul dynamique avec la méthode d'analyse modale spectrale.

- Le calcul se fait par le logiciel d'analyse « SAP2000.v20.0.0 ».

IV.4.2.Méthode dynamique modale spectrale (RPA2003 « Art 4.3.7 »)

IV.4.2.1.Principe de la méthode

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

IV.4.2.2.Modélisation

Le modèle choisi dans la modélisation sur le "SAP2000.v20.0.0 " est le diaphragme rigide, la théorie du plancher rigide. Suite à la concentration de la masse son mouvement est donné par le mouvement du plancher.

IV.4.2.3.Le spectre de réponse de calcul

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

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1{,}25A\left(1+\frac{T}{T_1}\left(2{,}5\eta\frac{Q}{R}-1\right)\right) & \text{pour: } 0 \le T \le T_1 \\ 2.5\eta(1{,}25A)\left(\frac{Q}{R}\right) & \text{pour: } T_1 \le T \le T_2 \\ 2.5\eta(1{,}25A)\left(\frac{Q}{R}\right)\left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & \text{pour: } T_2 \le T \le 3\,\text{sec} \\ 2.5\eta(1{,}25A)\left(\frac{Q}{R}\right)\left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3}\left(\frac{3}{T}\right)^{2/3} & \text{pour: } T > 3\,\text{sec} \end{cases}$$

IV.4.2.3.1.Coefficient d'accélération A (RPA2003 « Tab 4.1 »)

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

(Zone III, groupe d'usage 2) ⇒ A=0,25

IV.4.2.3.2.Facteur de correction d'amortissement η

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \quad , \quad \xi = 7 \quad \Rightarrow \quad \eta = 0{,}882$$

IV.4.2.3.3.Coefficient de comportement R :

Les voiles de notre bâtiment reprennent moins de 20% des sollicitations dues aux charges verticales, ce qui nous oblige de considérer que les sollicitations horizontales est reprisent uniquement par les voiles. (Tableau IV.3)

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

Avec ce système de contreventement les bâtiments sont limités en hauteur à 10 niveaux ou 33 m au maximum ; Donc : R=4

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

Suivant X :

Tableau IV.3 : Justification du coefficient de comportement R

Etage	Sollicitations dues à charges verticales			Sollicitations dues à charges horizontales		
Diaphragme N°	Poids Nz (KN)	Nz /Poteaux (KN)	Nz/Voiles (KN)	Effort tranchant Tx (KN)	Tx/Poteaux (KN)	Tx/Voiles (KN)
A_DIAPH_20.04	3338.970	2851.755	486.642	750.435	0.000	750.435
B_DIAPH_17.00	7218.840	6269.607	949.233	1182.985	0.000	1182.985
C_DIAPH_13.60	11336.331	10014.044	1322.287	1651.567	0.000	1651.567
D_DIAPH_10.20	15384.860	13637.396	1747.464	2033.719	0.000	2033.719
E_ DIAPH_ 6.80	19763.245	17737.937	2025.308	2339.313	0.000	2339.313
F_ DIAPH_ 3.40	23973.081	21549.179	2423.902	2515.726	0.000	2515.726

Valeurs en pourcentage :

Tableau IV.4 : Justification du coefficient de comportement R

Etage	Sollicitations dues à charges verticales			Sollicitations dues à charges horizontales		
Diaphragme N°	Poids Nz (%)	Nz /Poteaux (%)	Nz /Voiles (%)	Effort tranchant Tx (%)	Tx /Poteaux (%)	Tx /Voiles (%)
A_DIAPH_20.40	100	85.423	14.577	100	0.000	100.000
B_DIAPH_17.00	100	86.851	13.149	100	0.000	100.000
C_DIAPH_13.60	100	88.336	11.664	100	0.000	100.000
D_DIAPH_10.20	100	88.642	11.358	100	0.000	100.000
E_ DIAPH_ 6.80	100	89.752	10.248	100	0.000	100.000
F_ DIAPH_ 3.40	100	89.889	10.111	100	0.000	100.000

Suivant Y :

Tableau IV.5 : Justification du coefficient de comportement R

Etage	Sollicitations dues aux charges verticales			Sollicitations dues aux charges horizontales		
Diaphragme N°	Poids Nz (KN)	Nz /Poteaux (KN)	Nz /Voiles (KN)	Effort tranchant Tx (KN)	Tx /Poteaux (KN)	Tx/Voiles (KN)
A_DIAPH_20.40	3429.122	2851.755	577.367	766.279	0.000	766.279
B_DIAPH_ 17.00	7453.158	6269.607	1183.551	1336.758	0.000	1336.758
C_DIAPH_13.60	11696.395	10014.044	1682.351	1814.374	0.000	1814.374
D_DIAPH_10.20	15888.951	13637.396	2251.555	2191.944	0.000	2191.944
E_ DIAPH_ 6.80	20371.335	17737.937	2633.398	2493.471	0.000	2493.471
F_ DIAPH_ 3.40	24703.850	21549.179	3154.671	2677.821	0.000	2677.821

Valeurs en pourcentage :

Tableau IV.6 : Justification du coefficient de comportement R

Etage	Sollicitations dues aux charges verticales			Sollicitations dues aux charges horizontales		
Diaphragme N°	Poids/Nz (%)	Nz/Poteaux (%)	Nz/Voiles (%)	Effort/tranchant Tx (%)	Tx/Poteaux (%)	Tx/Voiles (%)
A_DIAPH_20.40	100	83.163	16.837	100	0.000	100.000
B_DIAPH_17.00	100	84.120	15.880	100	0.000	100.000
C_DIAPH_13.60	100	85.616	14.384	100	0.000	100.000
D_DIAPH_10.20	100	85.829	14.171	100	0.000	100.000
E_ DIAPH_ 6.80	100	87.073	12.927	100	0.000	100.000
F_ DIAPH_ 3.40	100	87.230	12.770	100	0.000	100.000

IV.4.2.3.4.Facteur de qualité Q

La valeur de Q est déterminée par la formule suivante :

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

P_q: Est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q "est satisfait ou non".

Tableau IV.7: détermination du facteur de qualité Q de la structure.

Critère (q)	Suivant X	Suivant X	Suivant Y	Suivant Y
	Observé	**Valeur**	**Observé**	**Valeur**
Conditions minimales sur les files de contreventement	Oui	0	Oui	0
Redondance en plan	Oui	0	Oui	0
Régularité en plan	Non	0 ,05	Non	0,05
Régularité en élévation	Oui	0	Oui	0
Contrôle de la qualité des matériaux	Oui	0	Oui	0
Contrôle de la qualité de l'exécution	Oui	0	Oui	0
Totale	0,05		0,05	
Q	1,05		1,05	

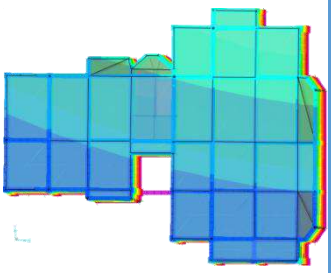
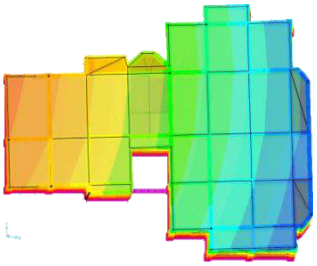
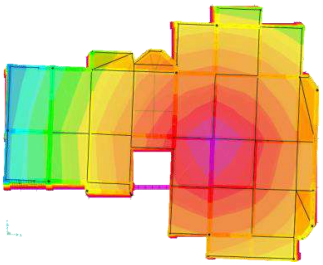
IV.4.3.Résultats de l'analyse dynamique

Communément aux deux méthodes de calcul (statique et dynamique), le RPA2003 exige les vérifications suivantes :

IV.4.3.1.Analyse modale

IV.4.3.1.1.Comportement modal

Tableau IV.8: Le comportement des trois premiers modes.

Modes	Mode 1 / T1 = 0.530 s	Mode 2 / T2 = 0.441 s	Mode 3 / T3 = 0.274 s
Sens	Participation massique %	Participation massique %	Participation massique %
Suivant X	63.69	2.28	2.04
Suivant Y	3.35	59.06	5.93
Autour de Z	0.67	6.69	60.53
Graphique			
Comportement	Translation suivant l'axe X	Translation suivant l'axe Y	Rotation autour de l'axe Z

IV.3.3.1.2.Participation massique (dissipation d'énergie)

Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre des modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que : La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure d'après : [1] ►► [Art4.3.4.a] ◄◄

Tableau IV.9 : des Participation Massique

Modes	Modes	Cumule des masses modales effectives (%)	Cumule des masses modales effectives (%)	Cumule des masses modales effectives (%)
Modes	Périodes (en s)	Sens-x	Sens-y	Sens-z
1	0.53	63.691	3.347	0.668
2	0.441	65.971	62.409	7.359
3	0.274	68.014	68.341	67.893
4	0.122	88.100	69.105	68.044
.	.	.	.	.
30	0.055	94.021	90.02	89.42
.	.	.	.	.
42	0.047	95.927	91.752	89.49
43	0.047	95.927	94.527	89.827
44	0.046	95.927	95.434	90.033

La somme des masses modales effectives est atteinte plus de 90 % de la masse totale de la structure, au 30ème mode suivant l'axe (X).

La somme des masses modales effectives est atteinte plus de 90 % de la masse totale de la structure, au 30ème mode suivant l'axe (Y).

La somme des masses modales effectives est atteinte plus de 90 % de la masse totale de la structure, au 44ème mode auteur de l'axe (Z).

Le Nombre des modes retenus = 44 modes.

Le Temps des modes retenus = 3.81 s.

Commentaires:

La structure a été dissipé plus de 90 % de l'énergie stockée au 44ème mode avec un temps égale à « T=3.81 sec ».

IV.4.3.2.Analyse statique et dynamique

IV.3.2.1.Stabilité de la structure

A) Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul (RPA2003 « Art4.3.6 »)

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

Donc, il faut vérifier que :

$$\frac{V_t}{V} \geq 80\%$$

- **Calcul de la force sismique totale V (RPA2003 « Art4.2.3 »)**

La force sismique totale V appliquée à la base de la structure doit être calculée dans les deux directions X, Y selon la formule :

$$V_x = \frac{A \times D_x \times Q_x}{R} W \quad , \quad V_Y = \frac{A \times D_Y \times Q_Y}{R} W$$

Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone. (Zone III, Groupe 2) ⇒ A=0,25

D : Facteur d'amplification dynamique moyen

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & \text{pour: } 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & \text{pour : } T_2 \leq T \leq 3\text{sec} \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} \left(\frac{3}{T}\right)^{5/3} & \text{pour : } T \geq 3 \text{ sec} \end{cases}$$

T_2: Période caractéristique : (Site 3) ⇒ $T_2 = 0{,}50\text{sec}$

η: Facteur de correction d'amortissement :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \quad , \quad \xi = 7 \quad \Rightarrow \quad \eta = 0{,}882$$

T : Période fondamentale suivant les deux directions :

$$T = \frac{0{,}09 h_n}{\sqrt{D}} \quad \Rightarrow \quad T_x = \frac{0{,}09 \times 20.40}{\sqrt{22.80}} = 0{,}376 \quad , \quad T_y = \frac{0{,}09 \times 20.40}{\sqrt{19.30}} = 0{,}418$$

$$\Rightarrow D_x = 2{,}205 \quad , \quad D_y = 2{,}205$$

R : Coefficient de comportement global de la structure. R = 4

Q : Facteur de qualité. $Q_x = Q_y = 1{,}05$

W : Poids total de la structure.

$$W = \sum_{i=1}^{n} W_i \ , \qquad W_i = G_i + \beta\, Q\,, \qquad \beta = 0{,}2$$

$$\Rightarrow W = 23160.328 \ \text{KN}$$

✓ On représente les résultats dans le tableau IV.7

Tableau IV.10 : Les valeurs de la force sismique.

A	$\mathbf{D_x}$	$\mathbf{D_y}$	$\mathbf{Q_x}$	$\mathbf{Q_y}$	**R**	**W(KN)**	$\mathbf{V_x(KN)}$	$\mathbf{V_y(KN)}$
0 ,25	2,205	2,205	1,05	1,05	4	23160.328	3358.248	3358.248

Les valeurs de la force sismique donnés par la fonction spectrale qu'on les a calculés par le logiciel « SAP2000 V.20.0.0 » sont :

V_{tx} = 2718.402 KN ; V_{ty} = 2741.540 KN

Tableau IV.11 : Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul.

	V(kN)	$\mathbf{V_t(kN)}$	$\frac{\mathbf{V_t}}{\mathbf{V}}$	$\frac{\mathbf{V_t}}{\mathbf{V}} \geq \mathbf{0,8}$
Sens X	3358.248	2718.402	0.809	vérifiée
Sens Y	3358.248	2741.540	0.816	vérifiée

B) Vérification de la stabilité au renversement

Le moment de renversement égale à :

$$M_{Rx} = \sum_{i=1}^{n} F_{ix} \cdot h_i \quad , \quad M_{Ry} = \sum_{i=1}^{n} F_{iy} \cdot h_i$$

Avec :

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

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

Le moment de stabilité égale à :

$$M_{Sx} = W_i \cdot X_G \quad , \quad M_{Sy} = W_i \cdot Y_G$$

Avec :

X_G, Y_G: Les coordonnées du centre de gravité de la structure.

W_i: La masse du plancher de chaque niveau.

- **Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur**

$$F_i = \frac{W_i \times h_i}{\sum W_i \times h_i}(V_t - F_t)$$

$$F_t = \begin{cases} 0{,}07\ T\ V_t \leq 0{,}25 V_t & \text{Si: } T \geq 0{,}7 \text{ sec} \\ 0 & \text{Si: } T < 0{,}7 \text{ sec} \end{cases}$$

Avec :

$$T_x = 0{,}399 \text{ sec} \quad , \quad T_y = 0{,}464 \text{ sec} \quad \Rightarrow \quad F_t = 0$$

$$F_{ix} = \frac{W_i \times h_i}{\sum W_i \times h_i} V_{tx} \quad , \quad F_{iy} = \frac{W_i \times h_i}{\sum W_i \times h_i} V_{ty}$$

Tableau IV.12 : Valeurs des moments de stabilité et de renversement.

hi (m)	Wi (KN)	XG (m)	YG (m)	M_{Sxi} (KN. m)	M_{Syi} (KN. m)		F_{ix} (KN. m)	F_{iy} (KN. m)	M_{Rxi} (KN. m)	M_{Ryi} (KN. m)
20.40	3174.4	13.86	7.82	44004.67	24824.86		660.68	666.30	13477.87	13592.52
17.00	3866.4	13.85	7.83	53556.83	30291.26		670.51	676.22	11398.67	11495.74
13.60	3941.8	13.84	7.85	54560.95	30936.66		546.86	551.52	7437.30	7500.67
10.20	3997.0	13.83	7.86	55289.27	31425.99		415.89	419.43	4242.08	4278.19
6.80	4058.2	13.83	7.87	56134.86	31955.88		281.54	283.94	1914.47	1930.79
3.40	4120.4	13.74	8.00	56605.23	32973.36		142.91	144.13	485.89	490.04
				320151.1	**182408.0**				**38956.8**	**39287.5**

Pour qu'on puisse dire que notre bâtiment est stable vis-à-vis au renversement, on doit vérifier les deux directions avec la formule suivante :

$$\frac{M_S}{M_R} \geq 1{,}5$$

$$\frac{M_{Sx}}{M_R} = \frac{320151.81}{38956.28} = 8.22 \geq 1{,}5 \quad \text{vérifiée}$$

$$\frac{M_{Sy}}{M_{Ry}} = \frac{182408.00}{39287.95} = 4.64 \geq 1{,}5 \quad \text{vérifiée}$$

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

C) Vérification des déplacements inter-étage (RPA2003 « Art 4.4.3 »)

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

$$\delta_k = R.\,\delta_{ek}$$

Avec :

δ_k: Déplacement dû à la force sismique.

R : Coefficient de comportement.

Le déplacement relatif au niveau k_i par rapport au niveau k_{i-1} (inter-étage) est égal à :

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

Selon l'article 5.10 de l'RPA 2003, le déplacement horizontal relatif d'un étage par rapport aux autres qui sont adjacents ne doit pas dépasser le déplacement admissible Δ_{adm}

$$\Rightarrow \Delta_{adm} = 0{,}01 h_e$$

h_e : La hauteur d'étage

Tableau IV.13 : Vérification des déplacements inter-étage suivant X.

Diaphragme N°	Niveau (m)	δx (cm)	R.δx (cm)	ΔX (cm)	0,01.h (cm)	Vérification
A_DIAPH_ 20.40	20.4	1.832	7.328	1.58	3.40	vérifiée
B_DIAPH_ 17.00	17	1.437	5.748	1.576	3.40	vérifiée
C_DIAPH_ 13.60	13.6	1.043	4.172	1.492	3.40	vérifiée
D_DIAPH_ 10.20	10.2	0.670	2.680	1.292	3.40	vérifiée
E_ DIAPH_ 6.80	6.8	0.347	1.388	0.944	3.40	vérifiée
F_ DIAPH_ 3.40	3.4	0.111	0.444	0.444	3.40	vérifiée

Tableau IV.14 : Vérification des déplacements inter-étage suivant Y.

Diaphragme N°	Niveau (m)	δy (cm)	R.δy (cm)	ΔY (cm)	0,01.h (cm)	Vérification
A_DIAPH_ 20.40	20.4	1.572	6.288	1.332	3.40	vérifiée
B_DIAPH_ 17.00	17	1.239	4.956	1.348	3.40	vérifiée
C_DIAPH_ 13.60	13.6	0.902	3.608	1.284	3.40	vérifiée
D_DIAPH_10.20	10.2	0.581	2.324	1.112	3.40	vérifiée
E_DIAPH_6.80	6.8	0.303	1.212	0.824	3.40	vérifiée
F_DIAPH_3.40	3.4	0.097	0.388	0.388	3.40	vérifiée

Commentaire :

Les déplacements inter-étage sont inférieurs au déplacement admissible dans les deux directions.

D) Vérification de l'effet P-Δ. RPA2003 « Art 5.9 »)

Les effets du $2^{éme}$ ordre (ou l'effet P-Δ) peuvent être négligés si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

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

$\mathbf{P_k}$: Poids du niveau " k " et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau.

$\mathbf{V_k}$: Effort tranchant de l'étage au niveau " k ".

Δ_k: Déplacement relatif du niveau " k " par rapport au niveau " k-1 ".

$\mathbf{h_k}$: Hauteur de l'étage " k ".

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

$$\frac{1}{(1-\theta_K)}$$

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

Tableau IV.15 : Vérification de l'effet P-Δ.

Niv (m)	P_k (KN)	Δ_{kx} (cm)	Δ_{ky} (cm)	V_{kx} (KN)	V_{ky} (KN)	h_k (cm)	Θ_{kx}	Θ_{ky}	Vérification
20.4	3174.94	1.58	1.34	660.68	666.3	340	0.022	0.019	Vérifiée
17	3866.64	1.58	1.34	670.51	676.22	340	0.027	0.023	Vérifiée
13.6	3941.98	1.49	1.29	546.86	551.52	340	0.032	0.027	Vérifiée
10.2	3997.2	1.29	1.11	415.89	419.43	340	0.036	0.031	Vérifiée
6.8	4058.92	0.95	0.82	281.54	283.94	340	0.04	0.034	Vérifiée
3.4	4120.64	0.44	0.39	142.91	144.13	340	0.037	0.033	Vérifiée

IV.4.3.2.2.Résistance des éléments

A) Vérification de cisaillement des éléments

- **Les poutres :**

Selon CBA93 [Art A.5.1]. On doit vérifier que : $\tau \leq \bar{\tau}$

$$\tau = \frac{V_u}{b_0 .d}$$

$$\bar{\tau} = \text{Min}\left[0{,}20 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b};\ 5\ \text{Mpa}\right] \text{Fissuration peu nuisible.}$$

$$\bar{\tau} = \text{Min}\left[0{,}15 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b};\ 5\ \text{Mpa}\right] \text{Fissuration préjudiciable.}$$

Tableau IV.16 : Vérification de cisaillement des poutres.

Elément	Section (cm^2)	V_u(KN)	Combinaison	Type de fissuration	τ (MPa)	$\bar{\tau}$ (MPa)	$\tau \leq \bar{\tau}$
Poutre principale	30×40	176.30	G+Q-Edy	Fissuration préjudiciable	1,57	3.26	Vérifiée
Poutre secondaire	30×30	70.73	G+Q-Edy	Fissuration peu nuisible	0.86	4.35	Vérifiée
Chainage	30×30	36.87	1.35G+1,5Q	Fissuration peu nuisible	0.45	3.33	Vérifiée
Poutre palière	30x35	30.81	G+Q+Edy	Fissuration préjudiciable	0.32	3.26	Vérifiée
Longrine	30x30	33.62	1.35G+1,5Q	Fissuration préjudiciable	0.41	2.50	Vérifiée

Commentaire : Toutes les sections des poutres sont justifiées suffisantes pour équilibrer les contraintes de cisaillement**.**

- **Les poteaux**

D'après **(RPA2003 « Art 3.4.b »).** On considère que les portiques ne reprennent que les charges verticales. Toutefois, en zone sismique IIb et III, il y a lieu de vérifier les portiques sous un effort horizontal représentant 25% de l'effort horizontal global.

$$\bar{\tau} = \rho \times F_{c28} \quad \rho = \begin{cases} 0{,}075 & \text{si } \lambda \geq 5 \\ 0{,}040 & \text{si } \lambda < 5 \end{cases} \quad \lambda = \frac{L_f}{i} = \frac{0{,}7 \times H}{(b/\sqrt{12})}$$

Tableau IV.17 : Vérification de cisaillement des Poteau.

Section (cm^2)	H(m)	Combinaison	V_u(KN)	τ(MPa)	$\bar{\tau}$(MPa)	$\tau \leq \bar{\tau}$
Poteau 30×30	3.40	1.35G+1.5Q	2.75	0,033	1,875	Vérifiée
Poteau 40×40	3.40	1.35G+1.5Q	27.17	0,181	1,875	Vérifiée
Poteau 45×45	3.40	1.35G+1.5Q	26.55	0,139	1,875	Vérifiée
Poteau 50×50	3.40	1.35G+1.5Q	24.55	0,100	1,875	Vérifiée

Commentaire :

Tous les sections des poteaux sont justifiés suffisantes pour équilibrer les contraintes de cisaillement.

- **Les voiles :**

Pour les voiles, la vérification de la résistance au cisaillement se fait avec la valeur de l'effort tranchant trouvé à la base du voile majoré de 40% ; La contrainte de cisaillement est égale :

$$\tau = \frac{1{,}4|V_u|}{b.d}$$

Avec : V_u: L'effort tranchant ; b : l'épaisseur de voile ; d = 0,9×L.

La contrainte limite de cisaillement est égale: $\bar{\tau} = 0{,}2 \, . f_{c28}$

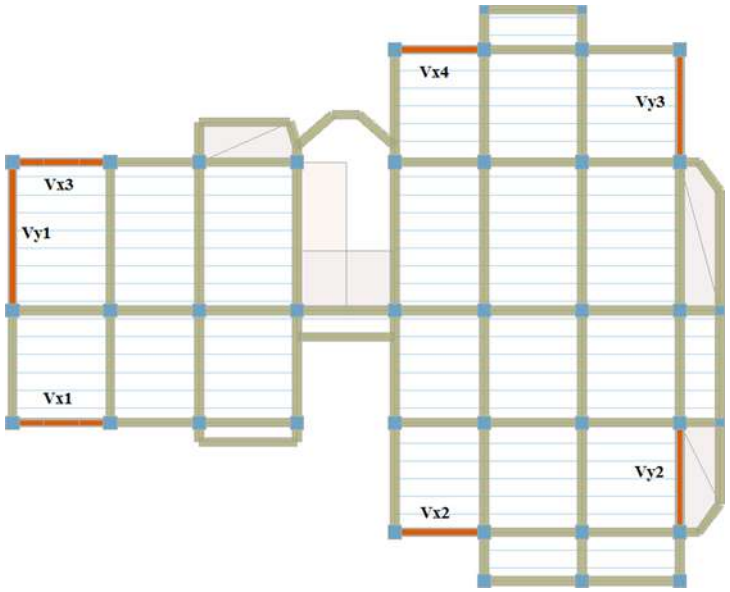


Figure IV.3: Sens des voiles

Tableau IV.18 : Vérification de cisaillement des voiles suivant X.

Direction	Voile	B (cm)	L (m)	$\|V_u\|$ (KN)	Combinaison	τ (MPa)	$\bar{\tau}$ (MPa)	$\tau \leq \bar{\tau}$
Suivant X	1	20	3.30	488.04	G+Q+Edx	1.150	5	Vérifiée
	2	20	3.30	470.77	G+Q+Edx	1.110	5	Vérifiée
	3	20	3.00	733.93	G+Q+Edx	1.903	5	Vérifiée
	4	20	3.00	641.67	G+Q+Edx	1.664	5	Vérifiée

Tableau IV.19 : Vérification de cisaillement des voiles suivant Y.

Direction	Voile	B (cm)	L (m)	$\|V_u\|$ (KN)	Combinaison	τ (MPa)	$\bar{\tau}$ (MPa)	$\tau \leq \bar{\tau}$
Suivant Y	1	20	5.00	874.75	G+Q+Edy	1.361	5	Vérifiée
	2	20	3.70	904.76	G+Q+Edy	1.902	5	Vérifiée
	3	20	3.80	885.87	G+Q+Edy	1.813	5	Vérifiée

Commentaire :

Tous les voiles sont justifiés suffisants pour équilibrer les contraintes de cisaillement.

B) Vérification de l'effort normal réduit dans les poteaux

D'après **(RPA2003 « Art 7.4.3.1 »).**

On doit vérifier que :

$$\nu = \frac{N_d}{B_c . f_{c28}} \leq 0{,}3$$

N_d: Effort normal réduit

B_c: Section brute du béton

Tableau IV.20 : Vérification de l'effort normal réduit suivant l'axe X.

Direction	Section (bxh)	N_d(KN)	$B_c(mm^2)$	Combinaison	ν	$\nu \leq 0.3$
X	POT (50×50)	1730.41	2304.00	G + Q + Edx	0,299	Vérifiée
X	POT (30×30)	395.94	784.00	G + Q + Edx	0.202	Vérifiée

Tableau IV.21 : Vérification de l'effort normal réduit suivant l'axe Y.

Direction	Section (bxh)	N_d(kN)	$B_c(mm^2)$	Combinaison	ν	$\nu \leq 0.3$
Y	POT(50×50)	1365.28	2304.00	G + Q + Edy	0.237	Vérifiée
Y	POT(30×30)	509.51	784.00	G + Q + Edy	0,260	Vérifiée

Commentaire :

Les sections des poteaux à la base sont justifiées suffisantes pour équilibres les contraint normale de compression (l'effort normal réduit).

Conclusion :

Les dimensions finales à prendre sont récapitulées dans les deux tableaux suivants :

Tableau IV.22 : Dimensions finales des éléments.

Eléments	Section (cm)	Eléments		Section (cm)
Poutre principale	30x40	**Voile de contreventement**		20×L
Poutre secondaire	30x30	**Poteau**	Raidisseur	30×30
Poutre Chainage	30x30		4ème et 5ème étage	40×40
Poutre palière	30x35		2ème et 3ème étage	45×45
Longrine	30x30		RDC, 1ère étage	50×50

Chapitre V : Ferraillage Des éléments Résistants

V.1. INTRODUCTION

Dans ce qui suit, sont désignés sous le nom d'éléments principaux les éléments qui interviennent dans la résistance aux actions sismiques d'ensemble ou dans la distribution de ces actions au sein de l'ouvrage. Connaissant les sollicitations auxquelles sont soumis les différents éléments structuraux de notre ouvrage. Le calcul des sections sera mené selon la règle du calcul de béton armé (CBA93) en respectant les prescriptions des règles parasismiques algériennes (RPA99/version 2003). 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.

Pour pouvoir ferrailler les éléments de la structure, on a utilisé l'outil informatique à travers le logiciel d'analyse des structures (SAP2000), qui permet de déterminer les différents efforts internes de chaque section des éléments pour les différentes combinaisons de calcul.

V.2. LES COMBINAISONS DE CALCUL

- **Combinaisons données par (CBA93)** :

  1. ELS : G + Q
  2. ELU : 1.35G + 1.5Q

- **Combinaisons accidentelles données par (RPA 99V2003) :**
  1. G + Q ± E.
  2. 0,8×G ± E.

V.3. MATERIEAUX UTILISES POUR FERRAILLAGE

1. Béton : Fc28 = **25** [MPa] Résistance du béton à 28 jours.
2. Acier : Fe = **400** [MPa] Résistance de l'acier.

Les pourcentages minimaux et maximaux pour chaque élément sont les suivants :

- **Poutres :**
  1. Amin= **0.50** %.bxh (cm²) – **RPA2003 Art.7.5.2.1**
  2. Section tendu A_{tendu} min= **0.10** %.bxh (cm²) – **CBA93 Art.B.6.4**
  3. Amax = **4%** en zone courante - **6%** en zone de recouvrement. **– RPA2003 Art.7.5.2.1**
  4. Armature transversales A_t : Le calcul des armateurs transversale et leurs espacements se fait suivant l'annexe D.

- **Poteaux :**
  1. Amin= **0.90** %.bxh (cm²) – **RPA2003 Art.7.4.2.1**
  2. Section tendu A_{tendu}min= **0.10** %.bxh (cm²) – **CBA93 Art.B.6.4**
  3. Amax = **3%** en zone courante **- 6%** en zone de recouvrement – **RPA2003 Art.7.4.2.1**
  4. Armature transversales A_t : le calcul des armatures transversales des poteaux et leurs espacements se fait suivant les règlements CBA93 et RPA99version2003 (Annexe D).

La zone nodale est bornée par la face supérieure du plancher et h'.

$$h' = \text{Max}\left[\frac{h_e}{6};\ b_1;\ h_1;\ 60\text{cm}\right]$$

h_e : Hauteur d'étage.

V.4. FERRAILLAGE DES POUTRES

Le calcul de ferraillage des poutres se fait en flexion simple, on doit faire le calcul de ferraillage longitudinal et transversal de tous les types des poutres (poutres porteuses, poutres non porteuses)

V.4.1. Poutres principales

Pour les combinaisons ELU et ACC, on prend le moment maximum et on vérifie avec la combinaison ELS.

Tableau V.1 : Calcul de Ferraillage à L'ELU ou L'ACC .

Poutres		**Sollicitations à l'ELU ou ACC**		**Sections d'armatures calculées**			
b	h	$M_{travée}$	M_{appui}	As_1	As_2	$A's_1$	$A's_2$
(cm)	(cm)	(KN.m)	(KN.m)	(cm²)	(cm²)	(cm²)	(cm²)
30	40	Comb :1.35G+1.5Q	Comb :0.8G+Edy				
			131.04			0.00	9.63
		45.95		3.67	0.00		

Tableau V.2 :Armatures choisies en travée et en appui.

Poutres			**Sections d'armatures calculées**				**Section d'armatures choisies**			
b	h	A_{min}	As_1	As_2	$A's_1$	$A's_2$	As_1	As_2	$A's_1$	$A's_2$
(cm)	(cm)	(cm^2)	(cm^2)	(cm^2)	(cm^2)	(cm^2)	(cm^2)	(cm^2)	(cm^2)	(cm^2)
30	40	**6.00**			0.00	9.63	**3HA14+ 1chHA14**	**3HA14**	**3HA14**	**3HA14+ 4chHA14**
			3.67	0.00			6.15	4.62	4.62	10.78

Tableau V.3 :Vérification des contraintes à L'ELS :

Sollicitations à L'ELS		**Contraintes en travée**			**Contraintes en appui**			**Contraintes admissibles**		**Vérification**
$M_{travée}$	M_{appui}	Ϭb	Ϭs	Ϭ's	Ϭb	Ϭs	Ϭ's	[Ϭb]	[Ϭs]	
(kN.m)	(kN.m)	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	Oui / Non
	-50.54	T.F : Peu Préjudiciable			5.66	141.05	69.84	15.00	201.63	Oui
33.34		4.45	158.99	51.65	T.F : Peu Préjudiciable					Oui

Tableau V.4 :Vérification des contraintes de cisaillement à L'ELU ou L'ACC.

Sollicitations à L'ELU ou L'ACC			**Contraintes et Vérification**				**Espacements et armatures**			
b	h	L	Tmax	τu	[τu]adm	Vérification	ZN	ZC	Ø	At
(cm)	(cm)	(m)	(KN)	(MPa)	(MPa)	Oui / Non	(cm)	(cm)	(mm)	(cm^2)
30	40	5.00	176.30	1.63	3.26	Oui	10	15	8	3HA8

Tableau V.5 : Vérification de la flèche à L'ELS.

Poutre			**Sollicitations à L'ELS**			**Armatures choisies**		**Flèche**		**Vérification**
b	h	L	M_{ag}	M_t	M_{ad}	As1	As2	$[f]_t$	$[f]_{adm}$	
[cm]	[cm]	[m]	[kN.m]	[kN.m]	[kN.m]	[cm^2]	[cm^2]	[mm]	[mm]	Oui / Non
30	40	5.00	-33.34		-42.42	6.15	4.62	2.10	10.00	Oui
				33.34						

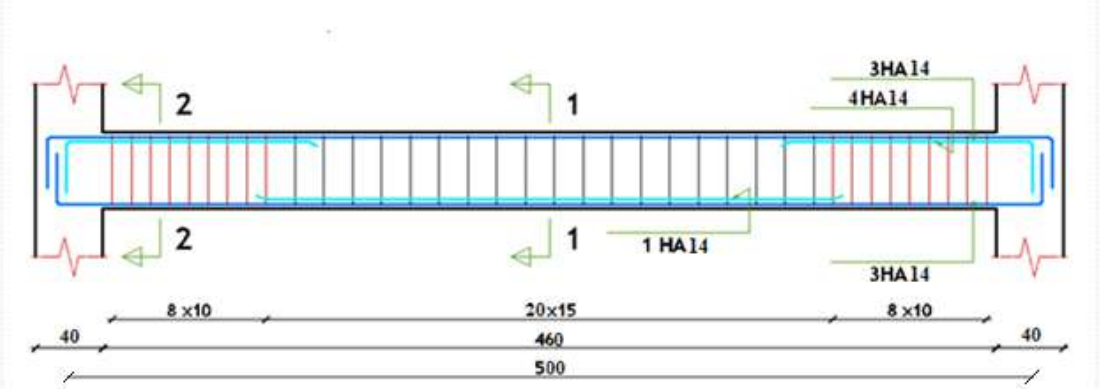


Figure V.1 Ferraillage des poutres principales (30x40).

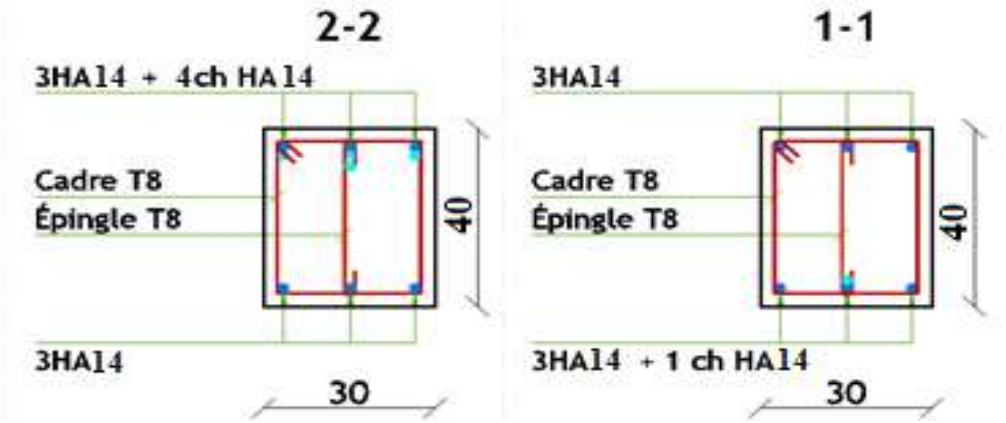


Figure V.2 Coupe de Ferraillage des poutres principales.

V.4.2. Poutres secondaires

Pour les poutres secondaires les moments à l'ELU sont négligeables, donc on prend le moment maximum à l'ACC et on vérifie avec la combinaison ELS.

Tableau V.6 : Calcul de Ferraillage à L'ACC .

Poutres		**Sollicitations à L'ACC**		**Sections d'armatures calculées**			
b	h	$M_{appui}(+)$	$M_{appui}(-)$	As_1	As_2	$A's_1$	$A's_2$
(cm)	(cm)	(KN.m)	(KN.m)	(cm^2)	(cm^2)	(cm^2)	(cm^2)
30	30	Comb : G+Q+Edx	Comb : G+Q+Edx				
			-51.08			0.00	4.97
		45.30		4.37	0.00		

Tableau V.7 :Armatures choisies en travée et en appui.

Poutres			**Sections d'armatures calculées**				**Section d'armatures choisies**			
b	h	A_{min}	$A's_1$	$A's_2$	$A's_1$	$A's_2$	As_1	As_2	$A's_1$	$A's_2$
(cm)	(cm)	(cm^2)	(cm^2)	(cm^2)	(cm^2)	(cm^2)	(cm^2)	(cm^2)	(cm^2)	(cm^2)
30	30	4 .50			0.00	4.97	**3HA12**	**3HA12**	**3HA12+ 2chHA12**	**3HA12+ 2chHA12**
			4.37	0.00			3.39	3.39	5.65	5.65

Tableau V.8 : Vérification des contraintes à L'ELS.

Sollicitations à L'ELS		**Contraintes en travée**			**Contraintes en appui**			**Contraintes admissibles**		**Vérification**
$M_{travée}$	M_{appui}	бb	бs	б's	бb	бs	б's	[бb]	[бs]	
(kN.m)	(kN.m)	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	Oui / Non
	-15.11	T.F : Préjudiciable			3.24	108.00	34.42	15.00	201.63	Oui
10.06		2.83	118.40	27.77	T.F :Préjudiciable					Oui

Tableau V.9 :Vérification des contraintes de cisaillement à L'ELU ou L'ACC.

Sollicitations à L'ELU ou L'ACC			**Contraintes et Vérification**			**Espacements et armatures**			
b	h	Tmax	τu	[τu]adm	Vérification	ZN	ZC	Ø	At
(cm)	(cm)	(KN)	(MPa)	(MPa)	Oui / Non	(cm)	(cm)	(mm)	(cm^2)
30	30	70.73	0.87	4.35	Oui	10	15	8	3HA8

Tableau V.10 : Vérification de la flèche à L'ELS.

Poutre			**Sollicitations à L'ELS**			**Armatures choisies**		**Flèche**		**Vérification**
b	h	L	M_{ag}	M_t	M_{ad}	As1	As2	$[f]_t$	$[f]_{adm}$	
[cm]	[cm]	[m]	[kN.m]	[kN.m]	[kN.m]	[cm^2]	[cm^2]	[mm]	[mm]	Oui / Non
30	30	3.30	-14.98		-10.06	3.39	3.39	0.4	6.60	Oui
				10.06						

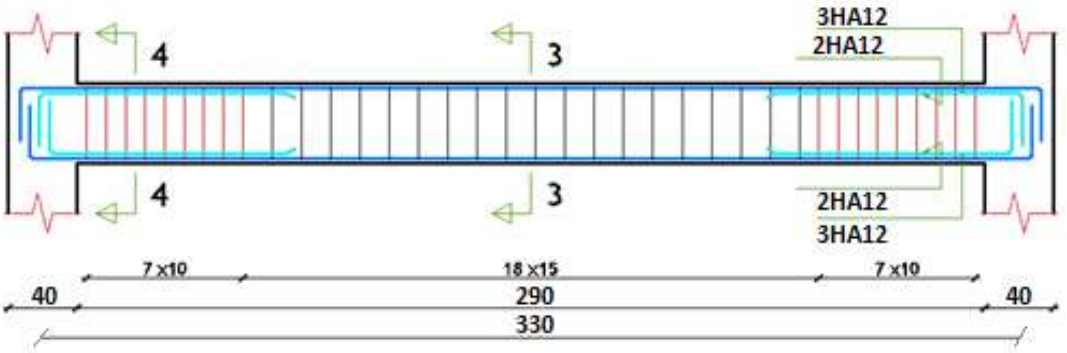


Figure V.3. Ferraillage des poutres principales (30x30).

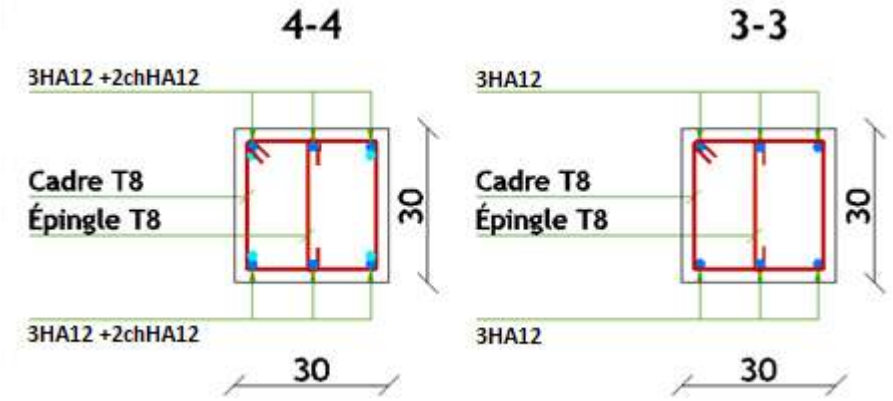


Figure V.4. Coupe de Ferraillage des poutres secondaires.

V.5. FERRAILLAGE DES POTEAUX

Les poteaux sont des éléments structuraux verticaux, les sections des poteaux sont soumises à la flexion composée (M, N) qui est due à l'excentricité de l'effort normal (N) par rapport aux axes de symétrie, et à un moment fléchissant dans le sens longitudinal et transversal (dû à l'action horizontale). Une section soumise à la flexion composée déviée peut être l'un des trois cas suivants:

-Section entièrement tendue SET.

-Section entièrement comprimée SEC.

-Section partiellement comprimée SPC.

Les armatures sont déterminées suivant les couples des sollicitations suivants :

$-N_{max} \rightarrow M_{corr}$

$-M_{max} \rightarrow N_{corr}$

$-N_{min} \rightarrow M_{corr}$

V.5.1. Calcul de ferraillage

Pour le ferraillage des poteaux on prend la section maximale entre les différents cas et la section minimale (A_{min}).

Tableau V.11 Ferraillage à l'état limite Ultime ou Accidentelle.

Section De poteau (cm^2)	Cas	combinaison	N (KN)	M_x (KN.m)	M_y (KN.m)	$A_{calclé}$ (cm^2)	A_{min} (cm^2)	A_{choisi} cm^2
50x50	Nmin --> Mcorr	0,8.G+EdY	-550.21	0.00	0.00	13.76	22.50	**16HA14 24.63**
50x50	Nmax -->Mcorr	1,35.G+1,5.Q	1551.67	-78.76	-4.24	8.00		
50x50	Mmax -->Ncorr	1,35.G+1,5.Q	1538.38	-45.64	22.51	8.00		
45x45	Nmin --> Mcorr	0,8.G+EdY	-424.26	0.00	0.00	10.63	18.22	**12HA14 18.47**
45x45	Nmax -->Mcorr	1,35.G+1,5.Q	931.62	7.93	27.86	7.20		
45x45	Mmax -->Ncorr	1,35.G+1,5.Q	931.62	7.93	27.86	7.20		
40x40	Nmin --> Mcorr	0,8.G+EdY	-206.95	0.00	0.00	8.40	14.40	**4HA14+ 8HA12 15.21**
40x40	Nmax -->Mcorr	1,35.G+1,5.Q	403.58	-12.09	-3.77	6.40		
40x40	Mmax -->Ncorr	1,35.G+1,5.Q	313.97	15.77	29.27	6.40		
30x30	Nmax -->Mcorr	G+Q+EdY	350.56	0.00	0.00	4.80	8.10	**8HA12 9.05**
30x30	Nmin --> Mcorr	1,35.G+1,5.Q	186.17	-0.14	-1.12	4.80		
30x30	Mmax -->Ncorr	1,35.G+1,5.Q	262.76	0.20	1.45	4.80		

Tableau V.12 : Vérification des contraintes à l'état limite de service.

Pot	Cas	N (KN)	M_x (KN.m)	M_y (KN.m)	σb (MPa)	σs (MPa)	σs' (MPa)	$\overline{\sigma_b}$	$\overline{\sigma_s}$	$\sigma \leq \overline{\sigma}$
50x50	Nmax -->Mcorr	1132.76	-57.27	-3.12	6.24	0.00	89.92	15	201.63	**Vérifiée**
50x50	Mmax -->Ncorr	1123.86	-33.28	16.30	5.80	0.00	83.18			
50x50	Nmin --> Mcorr	278.05	-2.43	4.35	1.22	0.00	17.68			
45x45	Mmax -->Ncorr	681.01	5.69	20.15	4.47	0.00	61.96	15	201.63	**Vérifiée**
45x45	Nmin --> Mcorr	681.01	5.69	20.15	4.47	0.00	61.96			
45x45	Nmax -->Mcorr	169.42	-5.03	4.13	1.26	0.00	17.15			
40x40	Nmin --> Mcorr	295.34	-8.73	-2.75	2.55	0	34.81	15	201.63	**Vérifiée**
40x40	Nmax -->Mcorr	230.40	11.44	21.18	4.24	0	52.02			
40x40	Nmax -->Mcorr	65.02	-5.08	3.75	1.13	4.76	14.01			
30x30	Nmin --> Mcorr	349.64	0.36	-0.01	3.55	0.00	52.41	15	201.63	**Vérifiée**
30x30	Nmax -->Mcorr	193.34	0.14	1.07	2.16	0.00	30.97			
30x30	Mmax -->Ncorr	137.25	-0.11	-0.83	1.51	0.00	21.73			

Tableau V.13 : Calcul des armatures transversales à l'état limite Ultime ou Accidentelle.

Pot	Combinaisons-x	Tx max (KN)	Combinaisons-y	Ty max (KN)	Atx (cm²)	Aty (cm²)	ZN (cm)	ZC (cm)	At (cm²)
50x50	1,35.G+1,5.Q	18.08	1,35.G+1,5.Q	-88.48	1.80	1.80	10	15	2.01
45x45	1,35.G+1,5.Q	24.14	1,35.G+1,5.Q	-50.62	1.35	1.35	10	15	2.01
40x40	1,35.G+1,5.Q	27.14	1,35.G+1,5.Q	-31.26	1.20	1.20	10	15	2.01
30x30	1,35.G+1,5.Q	1.13	1,35.G+1,5.Q	-1.16	0.9	0.9	10	15	2.01

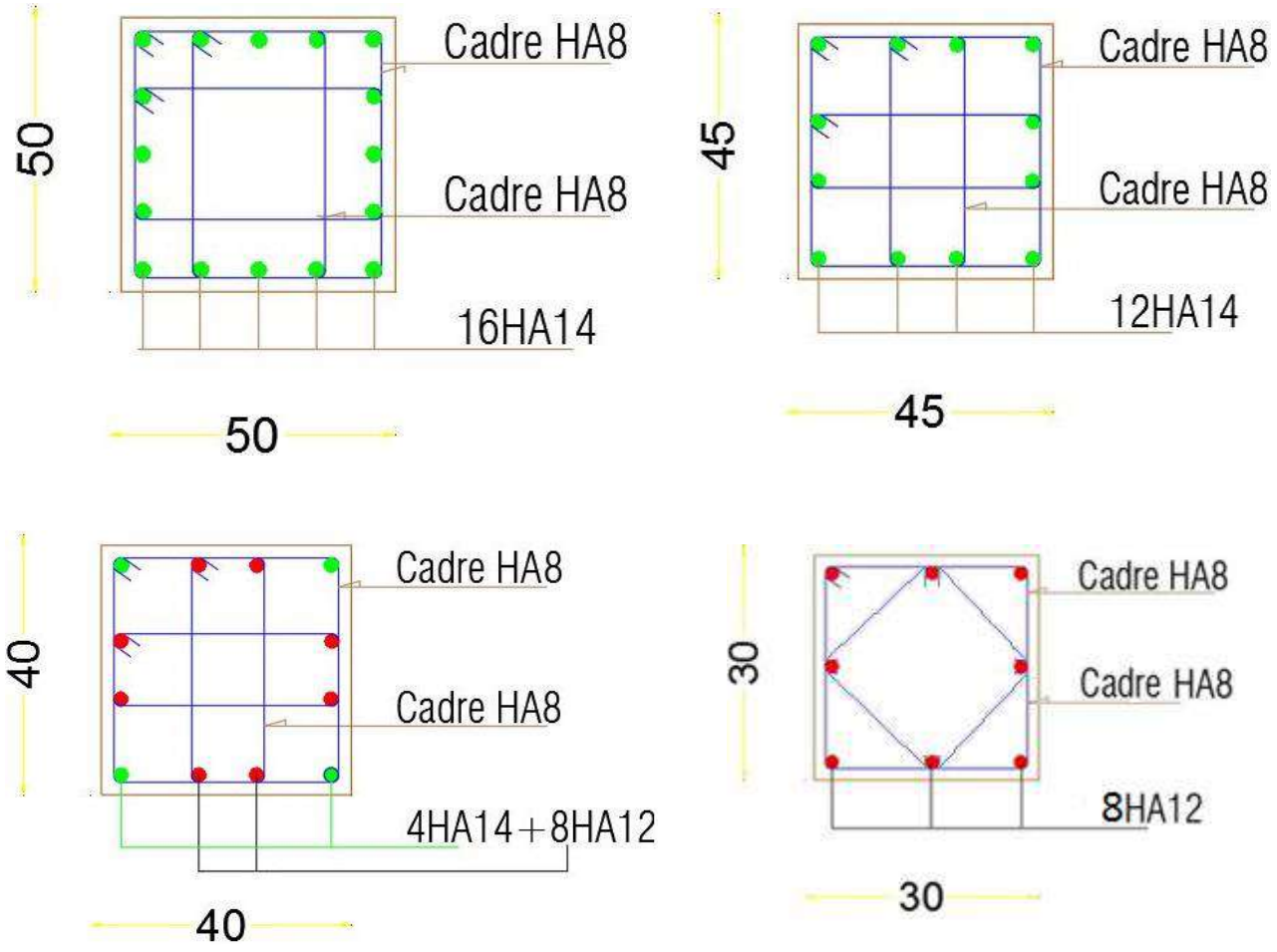


Figure V.5. Détail de Ferraillage des poteaux.

V.6. FERRAILLAGE DES VOILES

Le ferraillage des voiles sera calculé à partir des sollicitations dues aux charges verticales " G " et " Q " et horizontales " E ", les forces verticales provoquent les efforts normaux, tandis que les forces horizontales provoquent des efforts normaux, des efforts tranchant ainsi que des moments fléchissant.

Dans notre projet on a des voiles pleines et des voiles avec ouvertures.

Le ferraillage des voiles pleines sera calculé en flexion composé.

Les voiles avec ouvertures comportent deux parties (trumeaux et linteaux), le ferraillage des trumeaux sera calculé comme les voiles pleines, et le ferraillage des linteaux sera calculé en flexion simple ou bien en traction/compression.

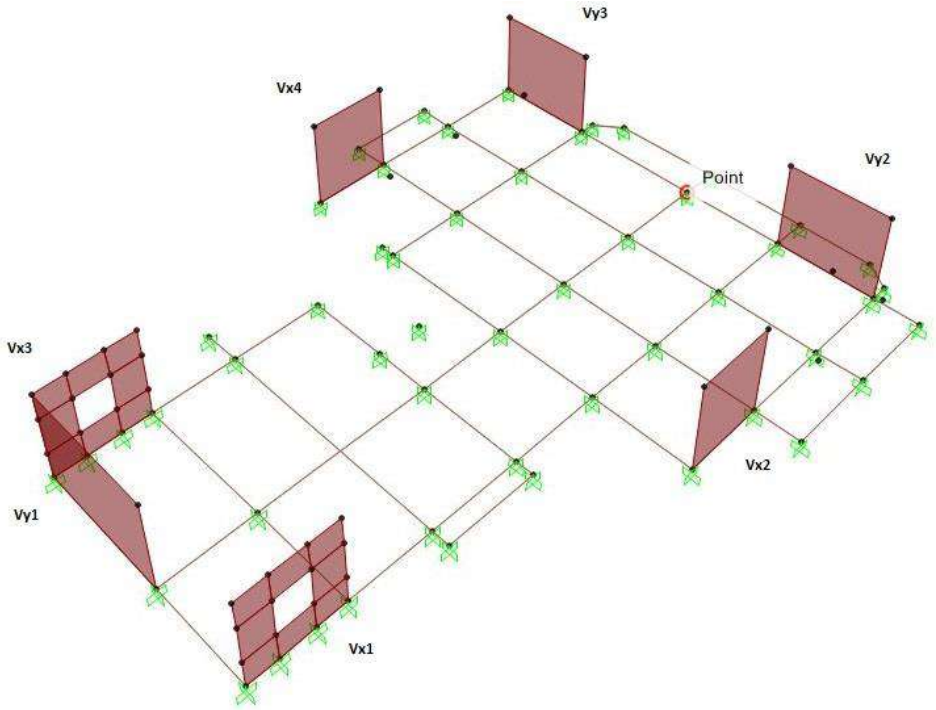


Figure V.6. Types des voiles.

V.6.1. Ferraillage des trumeaux

V.6.1.1 Calcul des armatures verticales

Nous utilisons la méthode des forces pour le calcul de ferraillage.

Section minimales et maximales :

Selon le RPA2003 Art 7.7.4.1 :

$A_v = 0{,}2\%B_t$ B_t: La section horizontale tendue de voile.

$A_v = 0{,}15\%B$ B: La section globale de voile.

$A_v = 0{,}1\%B_c$ B_c: La section horizontale courante.

Selon le CBA93 Art B.6.4 :

$$0{,}1\% \leq \frac{2xA_v}{axB_t} \leq 0{,}5\% \quad \Rightarrow \quad A_v \geq 0{,}1\%B_t$$

On va récapituler toutes les quantités de ferraillage de tous les voiles dans les tableaux suivant :

Tableau V.14 : La section calculée d'armatures verticales des voiles.

Voile	S (cm^2)	Combinaison	ZN (cm)	c (cm)	N (KN)	M (KN.m)	Cas	As1 (cm^2)	As2 (cm^2)
Vy1	20x550	0.8G-Edy	138	69.00	-284.62	-5074.32	SPC	0.00	31.09
Vy2	20x420	0.8G-Edy	42	21.00	567.670	-4712.12	SPC	0.00	24.04
Vy3	20x430	0.8G-Edy	43	21.5	681.90	-4986.47	SPC	0.00	23.75
Vx2	20x350	0.8G-Edx	35	17.50	359.23	-2793.66	SPC	0.00	17.41
Vx1	20x130	0.8G-Edx	40	20	-678.63	-180.72	SET	13.50	3.47

Tableau V.15 : La section choisie d'armatures verticales des voiles.

Voile	$A_{S1calculé}$ (cm^2)	$A_{S2calculé}$ (cm^2)	$A_{S1\ choisi}$ (cm^2)	St (cm)	ZC (cm)	A_{min} =0.10%(a.L) (cm^2)	$A_{courante\ choisie}$ (cm^2)	S't (cm)
Vy1	0.00	31.09	2x (14HA12)=31.65	10	274	11.00	2x (14HA8)=14.07	20
Vy2	0.00	24.04	2x (8HA14)=24.62	5	336	8.40	2x (34HA8)=34.16	10
Vy3	0.00	23.75	2x (8HA14)=24.62	5	344	8.60	2x (34HA8)=34.16	10
Vx2	0.00	17.41	2x (7HA14)=21.54	5	280	7.00	2x (29HA8)=29.14	10
Vx1	13.50	3.47	2x (5HA14)=15.39	8	50	2.60	2x (4HA8)=4.02	16

Tableau V.16 : Vérification des contraintes normales des voiles.

Voile	S (cm^2)	N (KN)	M (KN.m)	σ_b (MPa)	σ_s (MPa)	σ'_s (MPa)	$\overline{\sigma_b}$	$\overline{\sigma_s}$	Vérification
Vy1	20x550	1065.46	13.60	0.90	0.00	13.51	15	201.63	Vérifiée
Vy2	20x420	1059.00	-127.12	1.20	0.00	17.90	15	201.63	Vérifiée
Vy3	20x430	1030.20	-124.02	1.27	0.00	18.79	15	201.63	Vérifiée
Vx2	20x350	734.92	5.53	0.97	0.00	14.57	15	201.63	Vérifiée
Vx1	20x130	139.20	-1.88	0.48	0.00	7.10	15	201.63	Vérifiée

Tableau V.17 : Vérification des contraintes de cisaillement des voiles.

Voile	a (cm)	L (m)	V_u (KN)	Combinaison	τ (MPa)	$\bar{\tau}$ (MPa)	$\tau \leq \bar{\tau}$
Vy1	20	550	1051.18	0.8G-Edy	0.956	5.00	Vérifiée
Vy2	20	420	999.63	0.8G-Edy	1.178	5.00	Vérifiée
Vy3	20	430	1003.90	0.8G-Edy	1.167	5.00	Vérifiée
Vx2	20	350	704.40	0.8G-Edx	1.006	5.00	Vérifiée
Vx1	20	130	136.13	0.8G-Edx	0.524	5.00	Vérifiée

V.6.1.2. Calcul des armatures horizontales

Le voile doit avoir des armatures horizontales (A_h) disposées perpendiculairement aux armatures verticales, leur rôle est d'équilibrer l'effort tranchant dans le voile.

Selon le D.T.R.-B.C.-2.42 Art 2.233-b :

$$Ah = 2x\frac{\pi\phi^2 t}{4}$$

$$St \leq \frac{0.9fexAt}{b0\gamma s(\tau u - 0.3ftjK)}$$

Le calcul de At et d'espacement se fait selon l'annexe D.

Tableau V.18 : La section calculée et choisie d'armatures horizontales des voiles.

Voile	τ (MPa)	ϕ_{choisi} (mm)	A_h (cm²)	N (KN)	K	Stcal CBA (cm)	S_t choisie (cm)	A_h choisie (cm²)
Vy1	0.956	8	1.00	-284.62	0.8967	46.26	30	2x (10HA8)=10.05
Vy2	1.178	8	1.00	567.670	1.0811	36.42	30	2x (10HA8)=10.05
Vy3	1.167	8	1.00	681.90	1.0951	37.93	30	2x (10HA8)=10.05
Vx2	1.006	8	1.00	359.23	1.0616	53.67	30	2x (11HA8)=11.05
Vx1	0.524	8	1.00	-678.63	-0.0441	32.79	30	2x (11HA8)=11.05

V.6.1.3. Armatures d'attache

Les deux nappes d'armatures des voiles seront reliées par des aciers d'attache (épingles) dont le diamètre des armatures $\emptyset_t$ est tel que $\emptyset_t \geq \frac{\emptyset_v}{3}$, $\emptyset_v$ étant le diamètre des armatures verticales maintenues par les épingles.

Il faut disposer au moins 4 épingles par mètre carré du voile (RPA Art 7.7.4.3).

Autre recommandation : (CBA93 et RPA2003) :

- Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.
- La longueur minimale de recouvrement égale à $40.\emptyset_{max}$ en zone III.

V.6.2.Ferraillage des linteaux

Dans le calcul des linteaux, on a deux cas :

$$\tau_b \leq 0{,}06 f_{c28} \quad \text{Flexion simple}$$

$$\tau_b \geq 0{,}06 f_{c28} \quad \text{Traction / compression}$$

$$\tau_b = \frac{\overline{V}}{b_0 d} \quad , \quad \overline{V} = 1{,}4 V_u$$

V.6.2.1. Ferraillage des linteaux en flexion simple ($\boldsymbol{\tau_b \leq 0{,}06 f_{c28}}$)

On devra disposer :

- ✓ Des aciers longitudinauxA_l.
- ✓ Des aciers transversauxA_t.
- ✓ Des aciers en partie courante (aciers de peau)A_c.

V.6.1.1.1. Aciers longitudinaux

$$A_l \geq \frac{M}{Z f_e} \quad , \quad Z = h - 2c \quad , \quad M = 1{,}4 M_u$$

V.6.1.1.2. Aciers transversaux

On doit savoir si notre linteau est court ou long avec la vérification suivante :

$$\lambda = \frac{l}{h} \quad \Rightarrow \begin{cases} \lambda > 1 & \text{linteau long} \\ \lambda < 1 & \text{linteau court} \end{cases}$$

- **Linteaux longs :**

$$S \leq \frac{A_t \times f_e \times Z}{\overline{V}}$$

S : Espacement des cours d'armatures transversales.

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

$Z = h - 2d'$

$\overline{V} = 1{,}4V_u$

- **Linteaux courts :**

$$S \leq \frac{A_t \times f_e \times l}{\overline{V} + (A_t \times f_e)}$$

$$V = \min(V_1 ; V_2)$$

$$V_2 = 2 \times V_u \quad , \quad V_1 = \frac{M_{ci} + M_{cj}}{l_{ij}}$$

Avec M_{ci} etM_{cj} moments résultants ultimes des sections d'about à gauche et à droite du linteau du portée l_{ij} et calculés par :

$$M_c = V_l \times f_e \times Z$$

V.6.2.2. Ferraillage des linteaux en Traction / Compression ($\tau_b \leq 0{,}06.f_{c28}$)

A) Aciers diagonales

Les efforts (M,V) sont repris suivant des bielles diagonales (de compression et de traction) suivant l'axe moyen des armatures diagonales A_D à disposer obligatoirement.

$$A_D = \frac{V}{2f_e \sin\alpha}$$

$$\alpha = \text{Arctg}\left(\frac{h - 2d'}{l}\right)$$

Ferraillage minimal : RPA2003 « Art 7.7.3.3 »

B) Armatures longitudinales

$$(A_l, A_l') \geq 0{,}15\% \ (b \times h)$$

C) Armatures transversales

$$\text{Pour} : \tau_b \leq 0{,}025 f_{c28} \quad \Rightarrow \quad A_t \geq 0{,}0015 \ b \times s$$

$$\text{Pour} : \tau_b > 0{,}025 f_{c28} \quad \Rightarrow \quad A_t \geq 0{,}0025 \ b \times s$$

s : Espacement entre les cadres

D) Armatures de peau

$$A_c \geq 0{,}002 \times b \times h$$

Les résultats de calcul sont dans les tableaux suivants :

Tableau.V.19 : Choix de la méthode de calcul.

Voile	Niveau (m)	a (cm)	h (cm)	L (cm)	V (KN)	M (KN.m)	τ_b (MPa)	0,06.f_{c28}	Cas
Vx1	3.400	20	200	120	698.55	417.98	2.72	1.50	Traction /Compression
Vx1	17.00	20	200	120	300.45	182.15	1.17	1.50	Flexion simple

Flexion simple :

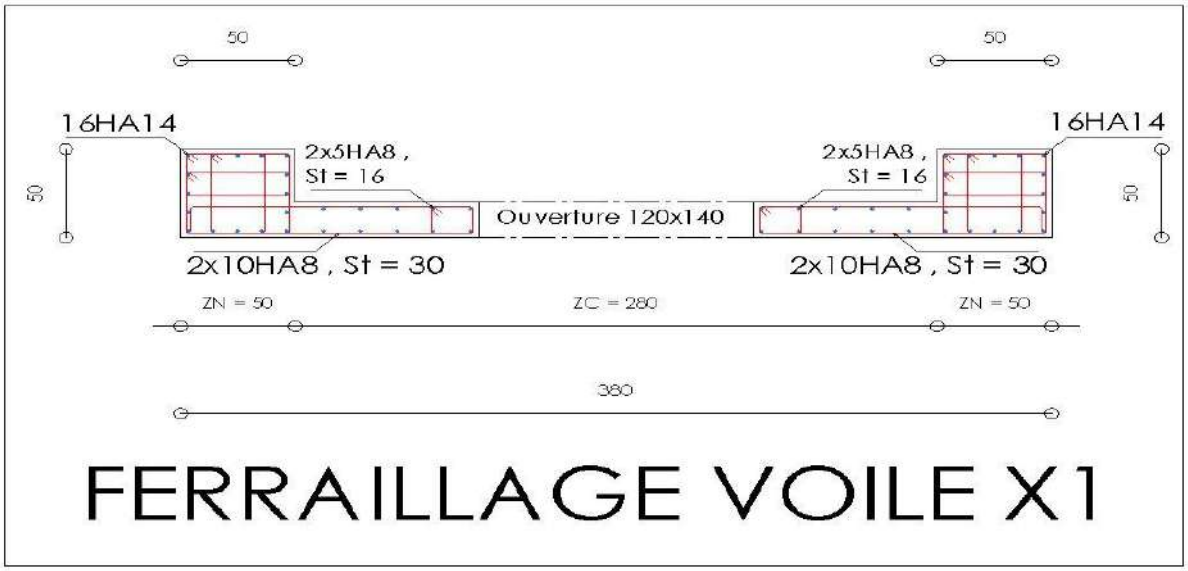
Tableau V.20 : La section d'armatures des linteaux.

Voile	Niveau (m)	$A_{calculé}$ (cm²)			$A_{choisie}$ (cm²)				
		A_l (cm²)	A_t (cm²)	A_c (cm²)	A_l (cm²)	S_t (cm)	A_t (cm²)	A_c (cm²)	S_c (cm)
Vx1	17.00	3.27	1.00	8.00	2x (2HA12)	10	2HA8	2x (11HA8)	15
					4.52		1.00	11.05	

Traction/Compression :

Tableau V.21 : La section choisie d'armatures des linteaux.

Voile	Niveau	$A_{calculé}$ (cm²)				$A_{choisie}$ (cm²)					
		A_d (cm²)	A_l (cm²)	A_t (cm²)	A_c (cm²)	A_d (cm²)	A_l (cm²)	S_t (cm)	A_t (cm²)	A_c (cm²)	S_c (cm)
Vx1	3.40	10.07	6.00	0.75	8.00	2x(4HA14) 12.31	2x(2HA14) 6.15	15	2HA8	2x(11HA8) 11.05	15



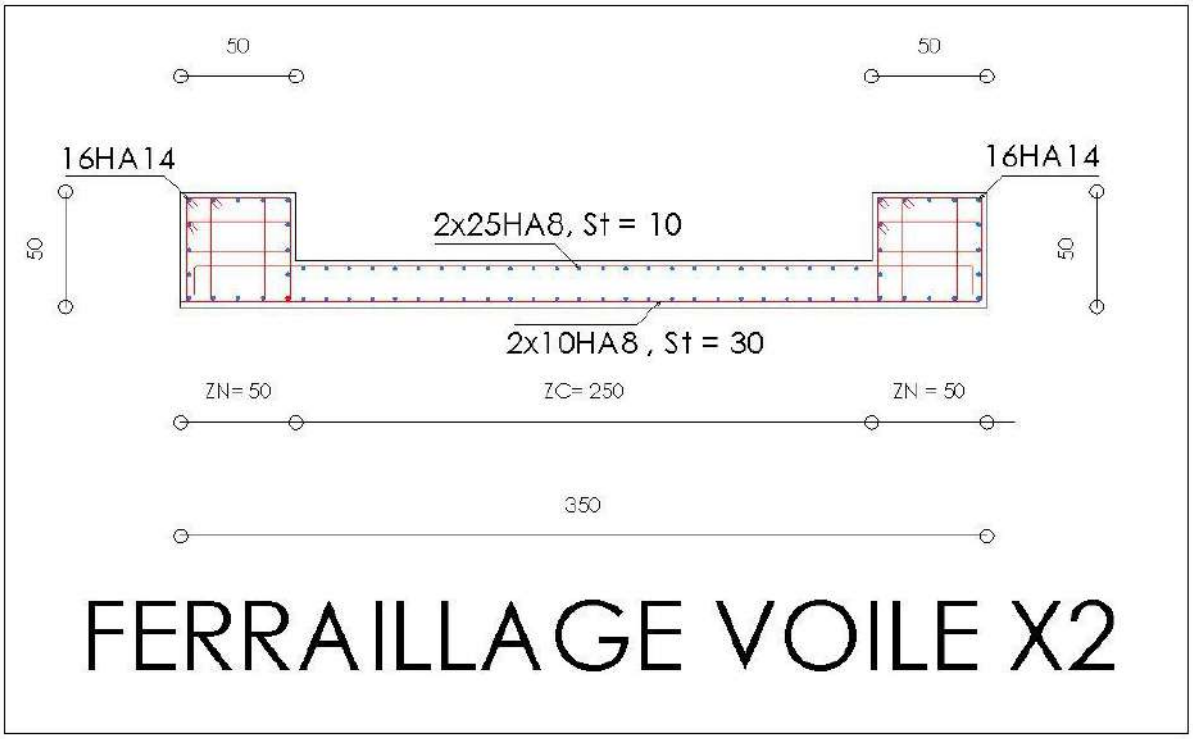


Figure V.7. Détail de ferraillage des voiles V1x et V2x

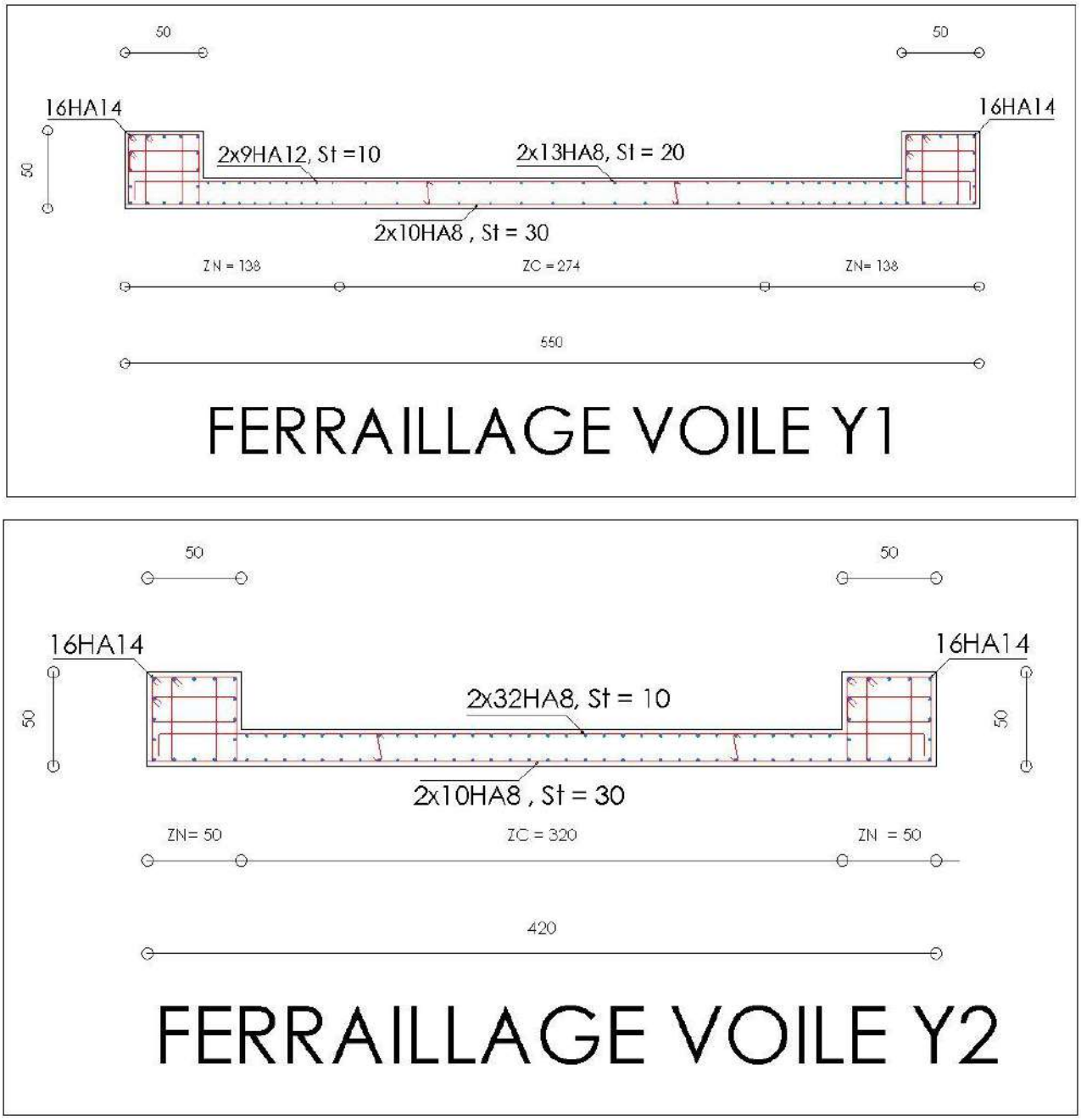


Figure V.8. Détail de ferraillage des voiles V1y et V2

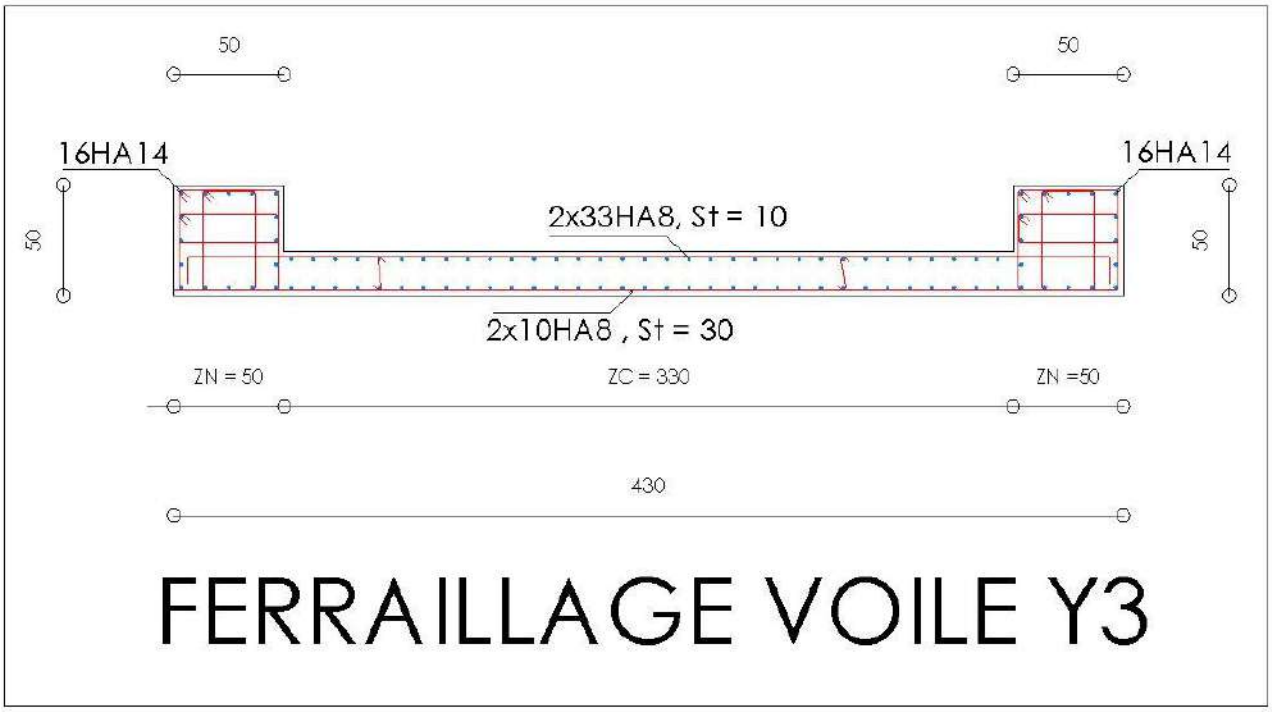


Figure V.9. Détail de ferraillage de voile V3y

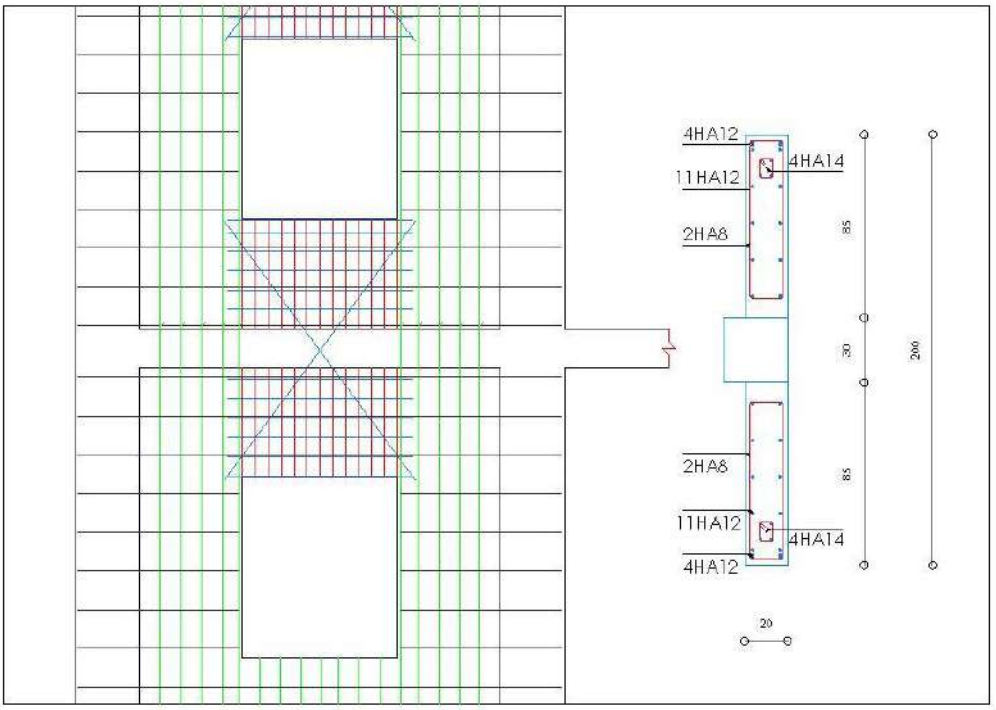


Figure V.10. Détail de ferraillage des linteaux

Chapitre VI : Etude de L’infrastructure

VI.1. INTRODUCTION

La fondation est un organe de transmission des charges de la superstructure au sol. Elle ne peut être calculée que si l'on connait la superstructure et les charges d'une part et les caractéristiques du sol d'autre part. Les caractéristiques mécaniques du sol varient avec les conditions climatiques sur le premier mètre. La profondeur (ancrage) de la fondation dépend de la valeur de la résistance du sol σsol ainsi que des autres caractéristiques du sol (humidité – compressibilité – gonflabilité – porosité – etc…). La fondation est constituée d'un bloc en béton armé appelé semelle. La distance minimale entre la sous-face de la semelle et le niveau 0,00 m du sol peut être estimée à 80 cm à 1 m. pour ne pas perdre la sauce du béton (ciment + eau) la semelle de fondation doit être posée sur une plateforme dure, une couche de Gros-béton (béton de propreté de 10 cm d'épaisseur) composée de tout-venant + ciment + eau. La poussée des terres doit être prise en compte dans le calcul des fondations. C'est notamment le cas des terrains en pente où, s'il n'est pas pris de précautions particulières, les semelles supérieures peuvent exercer une poussée sur les semelles inférieures ou risquent d'amorcer un glissement d'ensemble. Lorsque le sol d'assise peut donner lieu à un glissement d'ensemble, il faut disposer les niveaux des fondations de telle sorte qu'une pente maximale de 2/3 relie les arêtes inférieures des semelles les plus voisines.

VI.2. Classification des Fondations

Les fondations peuvent être classées en 3 types :

- Fondations superficielles.
- Fondations semi-profondes.
- Fondations profondes.

VI.3. CONNAISSANCE DU SITE ET DU SOL

Pour projeter correctement une fondation, Il est nécessaire d'avoir une bonne connaissance de l'état des lieux, au voisinage de la construction à édifier, mais il est surtout indispensable d'avoir des renseignements aussi précis que possible sur les caractéristiques géotechniques des différentes couches qui constituent le terrain.

Le rapport du sol donne les informations suivantes :

- Il s'agit d'un sol Argiles sableuses (Catégorie S3 site meuble)
- De faible a forte humidité et de faible a forte compacité. (W **% = 14.84 %**)
- De Moyenne cohésion. **(c = 0.40 bars)**
- L'angle de frottement est de **(φ =22°)**
- Le PH est proche de la neutralité. **(7.87)**
- Le pourcentage en sulfates indique que l'agressivité est nulle. **(0 %)**
- Le taux de carbonates est moyen. **(28 %)**

VI.4. ETUDE PRELIMINAIRE DU CHOIX DE TYPE DE SEMELLE

-La structure en question sera fondée sur un sol dont la contrainte admissible est de **1.5 bars**

-La profondeur d'ancrage de **1.50 m** par rapport au niveau du sol.

-Pour des raisons économiques on vérifie dans l'ordre suivant :

Les semelles isolées, les semelles filantes et le radier et on adopte pour le choix qui assure la stabilité de la structure.

VI.5. LES EFFORTS NORMAUX A LA BASE DE LA STRUCTURE

- A l'ELS

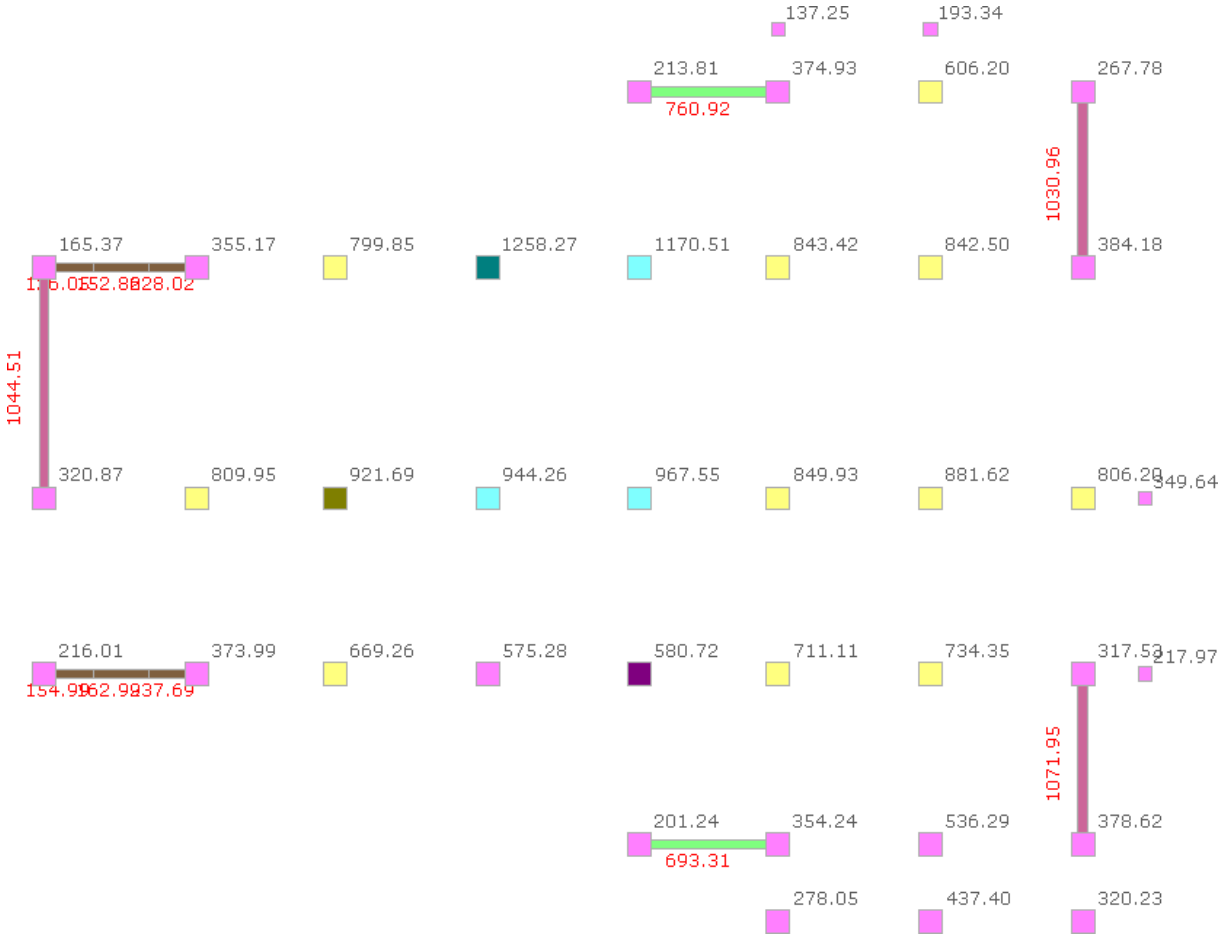


Figure VI.1 : Les efforts normaux des poteaux et des voiles à l'ELS.

VI.6. CALCUL DES SEMELLES ISOLEES

VI.6.1. Dimensionnement des semelles isolées

Le calcul de " A et B " de la semelle se fait sur la base de l'inéquation d'équilibre Statique :

$e = \frac{M}{N}$

Diagramme trapézoïdale : $[\frac{a}{b}\bar{\sigma}_{sol}]\ B^3 - [N]\ B - [3\ e_{0b}\ N] \geq 0$

(Même pour A)

Diagramme triangulaire : $[1.995\frac{a}{b}\bar{\sigma}_{sol}]\ B^3 - [3{,}99\frac{a}{b}\ e_{0b}\ \bar{\sigma}_{sol}]\ B - [2N] \geq 0$

(Même pour A)

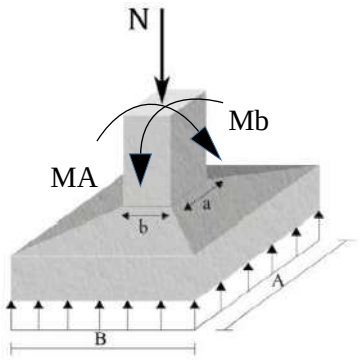


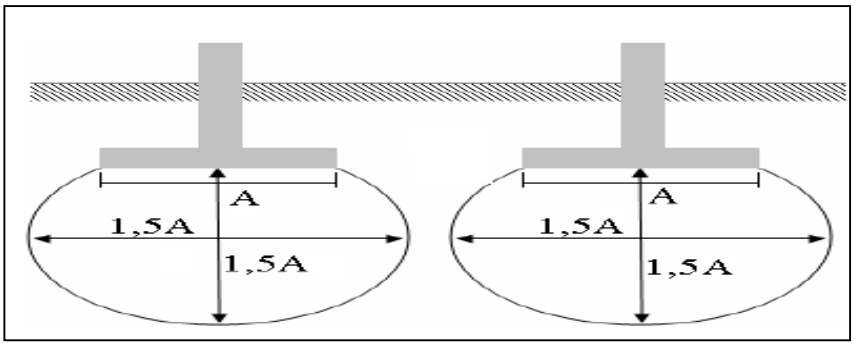
Figure VI.2 : Semelle isolée

Tableau VI.1 : Dimensionnement des semelles isolées à l'ELS.

S	a (cm)	b (cm)	N (KN)	Mx (KN.m)	My (KN.m)	Diagramme	Acal (m)	Bcal (m)	Ach (m)	Bch (m)	hcal (cm)	hch (cm)
S1	50	50	1258.27	54.19	-8.33	Trapézoïdale	2,9	2 ,9	3,4	3,4	76	70
S2	50	50	921.69	-3.06	1.37	Trapézoïdale	2,48	2 48	2,8	2,8	61	60
S3	50	50	580.72	-1.80	0.99	Trapézoïdale	1.97	1.97	2.2	2.2	46	45

VI.6.2. Vérification de l'interférence entre deux semelles

Lorsqu'il y'a deux fondations voisines, leurs bulles de pression peuvent se chevaucher et la partie du sol située entre les deux fondations supportera plus que s'il y'avait une seule fondation, cette interférence entre bulbes de pression peut causer un tassement plus important entre les deux fondations que sous chaque une des fondations, ainsi que les semelles très chargées auront un bulbe beaucoup plus profond que les autres, le tassement sera plus important que le simple rapport charge/périmètre.



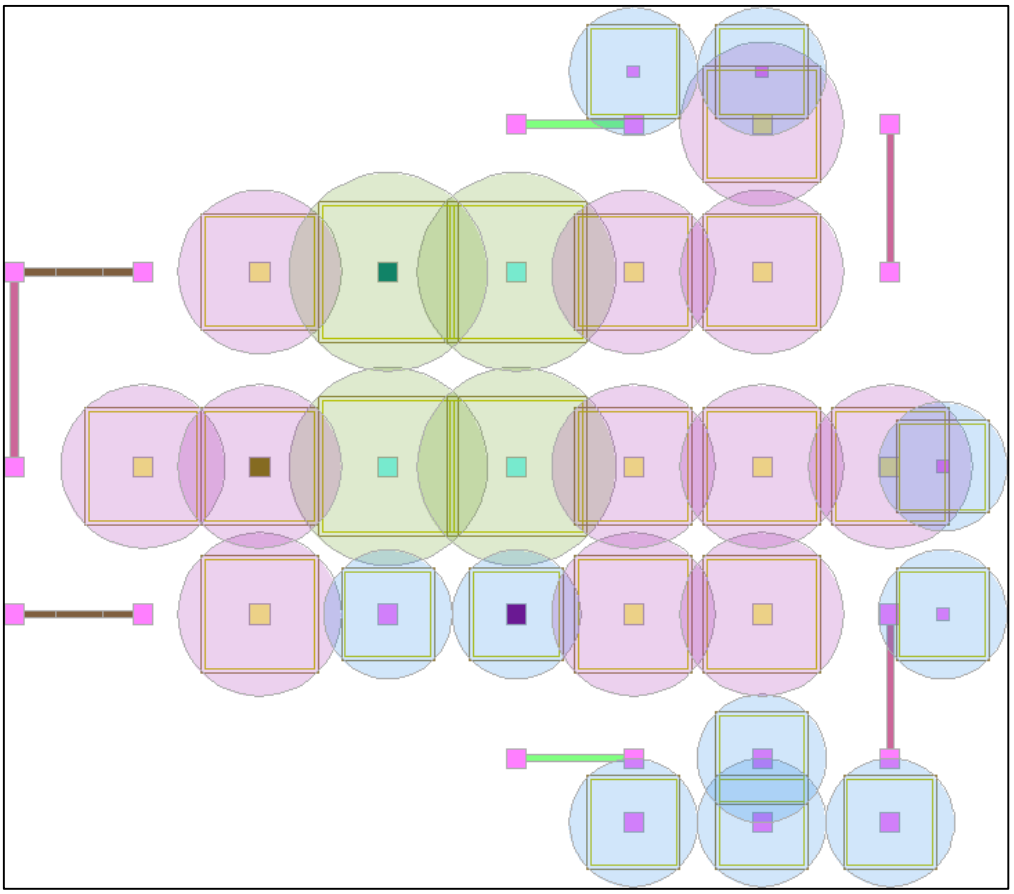


Figure VI.3 : Les bulles de pression sous la semelle.

- **Remarque :**

D'après le Figure VI.3, on remarque qu'il y a un chevauchement des semelles, on passe à l'étude des semelles filantes.

VI.7. CALCUL DES SEMELLES FILANTES

Les dimensions des semelles sont déterminées en fonction des conditions ci-dessous :

- Limitation des contraintes du sol et des tassements différentiels sous semelles.
- Transmission correcte des efforts par bielles obliques de compression du béton.
- Bon enrobage des armatures.
- Non poinçonnement.

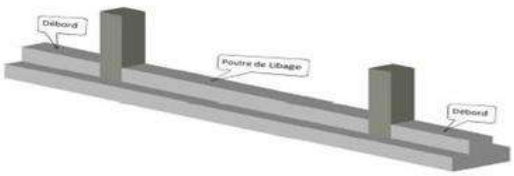


Figure VI.4 : Semelle filantes sous plusieurs

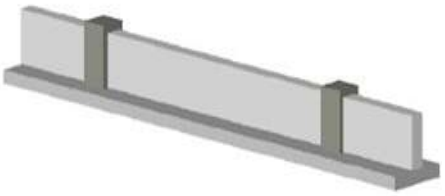


Figure VI.5 : Semelle filantes sous voiles.

VI.7.1. Dimensionnement des semelles filantes

Après plusieurs choix des semelles filantes nous sommes obligés de prendre des semelles filantes croisées, (semelles filante dans les deux sens$\frac{N_{pot}}{2}$).

Le calcul de la largeur " B " de la semelle se fait comme suit :

Semelle filante sous plusieurs poteaux : ($A = \frac{l_i + l_{i+1}}{2} + b$). Transversalement considérer comme une semelle isolée ayant un effort normal N : maximum des efforts des poteaux liés à la semelle filante.

Semelle filante sous mur (voile) avec N et M : on prendre A = 1m et le dimensionnent reste comme une semelle isolée.

Tableau VI.2 : Dimensionnement des semelles filantes à l'ELS.

Semelle		A (m)	N_{ser} (KN)	$B_{calculé}$ (m)	$B_{adopté}$ (m)	$h_{calculé}$ (cm)	$h_{adopté}$ (cm)	σ_{sol} (MPa)	$[\overline{\sigma}_{sol}]$ (MPa)
Sous Plusieurs poteaux	**SF-1**	3.80	7485.11	0.93	1.20	32.875	40	1.41	1.50
	SF-2	4.90	2639.59	0.66	1.00	15.5	40	1.23	
Sous voiles	**SF-3**	1.0	1904.05	1.42	1.80	35.5	40	1.47	

V.7.2. Vérification de la stabilité au renversement

Quel que soit le type de fondation (superficielle ou profonde), on doit vérifier que l'excentrement de la résultante des forces verticales gravitaires et des forces sismiques reste à l'intérieur de la moitié centrale de la base des éléments de fondation résistant au renversement

$$(e_0 = \frac{M_s}{N_s} \leq \frac{B}{4}).$$

Tableau VI.3 : Vérification de renversement des semelles filantes.

Semelle		N_{ser} (KN)	$M_{ser\ corr}$ (KN.m)	e_0 (cm)	B (m)	$\frac{B}{4}$ (cm)	$e_0 \leq \frac{B}{4}$
Sous plusieurs poteaux	SF1	1258.27	54.19	4.00	1.20	40,00	Oui
	SF2	881.62	4.88	0,55	1.00	25,00	Oui
Sous voiles	SF3	1044.51	215.76	20.65	1,8	45,00	Oui

VI.7.3 Ferraillage des semelles filantes

VI.7.3.1 Semelle filantes (continue) sous plusieurs poteaux

La détermination des armatures se divisera en deux parties, transversalement pour dimensionner et ferrailler la semelle et longitudinale pour dimensionner et ferrailler la poutre de libage.

Transversalement la semelle sera considérée comme isolée ayant pour effort normal N le maximum entre les efforts des poteaux lies à cette semelle filante, ainsi que le moment Mb parallèle à la dimension transversale.

La dimension longitudinale A sera prise comme la distance à mi-chemin entre les poteaux de part et d'autre ($A = \frac{l_i + l_{i+1}}{2} + b$).

Tableau VI.4 : Choix de méthode de calcul.

Semelle	N_u (KN/ml)	M_u (KN.m)	$e_0 = \frac{M_u}{N_u}$ (cm)	$\frac{B}{18}$ (cm)	Méthode
SF1	1784.88	74.43	4.17	6.66	Moments
SF2	1268.92	5.84	0.46	5.55	Moments

Les armatures principales, transversales, et les armatures de répartitions (avec ses espacements) sont déterminées respectivement par les formules de ferraillages des semelles isolées.

- Armatures principales

Tableau VI.5 : Ferraillages des semelles filantes sous plusieurs poteaux.

Semelle	N_u (KN)	A (m)	B (m)	$A_{calculée}$ (cm^2)	$A_{choisie}$ (cm^2)	St (cm)
SF1	1784.88	3.80	1.20	28.55	26HA12=29.41	15
SF2	1268.92	4.90	1.00	19.53	20HA12=22.62	25

- Armature de répartitions

Tableau VI.6 : Armature de répartition des semelles filantes sous plusieurs poteaux.

Semelle	Ab (cm^2)	B (m)	$A_{rép}$ (m)	$A_{choisie}$ (cm^2)	St (Cm)
SF1	7.92	1.2	2.32	2x (3HA12)=6.78	10
SF2	4.52	1.0	1.13	2x (2HA12)=2.26	10

VI.7.3.2 Semelle filante (continue) sous un voile

Le calcul de ferraillage est fait pour 1m de largeur et prendre toutes les formules de ferraillage d'une semelle isolée pour la détermination de la quantité de ferraillage parallèle à B.

Tableau VI.7 : Vérification de méthode de calcul.

Semelle	N_u/ml (KN/ml)	M_u/ml (KN)	$e_0 = \frac{M_u}{N_u}(cm)$	$\frac{B}{18}(cm)$	Méthode
SF3	256.94	59.28	23.07	18	Moments

- Armatures principales

Tableau VI.8 : Ferraillages principales des semelles filantes sous voiles.

Semelle	N_u/ml (KN/ml)	M_u/ml (KN)	$e_0(cm)$	B (m)	$A_{calculée}$/m (cm^2)	$A_{choisie}$/m (cm^2)	St (cm)
SF3	256.94	59.28	23.07	1.80	5.68	7HA12=7.92	15

- Armature de répartitions

Tableau VI.9 : Armature de répartitions des semelles filantes sous voiles.

Semelle	Ab (cm^2)	B (m)	$A_{rép}$ (m)	$A_{calculée}$ (cm^2)	St (Cm)
SF3	7.92	1.80	3.56	2x6HA12=6.79	15

VI.7.4 Pré-dimensionnement de la poutre de libage

La poutre de libage va reprendre toutes les charges verticales et les moments de flexion. La poutre de libage aura inferieur à la largeur b du poteau, sa hauteur h_p sera déterminée par la théorie de la poutre sur sol élastique qui prévoir l'inégalité suivante à vérifier, pour assurer une répartition uniforme de la contrainte du sol : $h_p \geq \sqrt[3]{\frac{0{,}5kll^4max}{E}}$

- E : Module d'élasticité du béton (E =32164,2MPa).
- L : La plus grande travée dans la fille
- K : Coefficient de réduire du sol (K = 4 kg/cm^3 moyen sol).
- h_p : la hauteur de la poutre de libage

Tableau VI.10 : Pré dimensionnement des poutres de libage.

	L_{max} (m)	$h_{p\ calculé}$ (m)	$h_{p\ adopté}$ (m)	b_p (m)
Poutre de libage	3.30	41.93	80	50

VI.7.5 Vérification de Poinçonnement de la poutre de Libage

$$F \leq F_{Limite} = 0{,}045.u_c.h.\frac{f_{cj}}{\gamma_b}$$

Tableau VI.11 : Vérification de Poinçonnement des poutres de libage.

Poutre de libage (cm^2)	Nu (KN)	F limite (KN)	$Nu \leq F_{limite}$
80x50	1285.27	3480	Oui

VI.7.6 Vérification de cisaillement de poutre de libage à l'ELU

On doit vérifier : $\tau \leq \bar{\tau}$

$$\tau = \frac{T_u}{b \times d} \quad ;$$

$\bar{\tau} = \min\left(\frac{0{,}15 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 4\ MPa\right) = 2{,}50\ MPa$…… (Fissuration préjudiciable).

Tableau VI.12 : Vérification de Poinçonnement des poutres de libage.

Elément	b (cm)	h (cm)	T (KN)	τ (MPa)	$\bar{\tau}$ (MPa)	Vérification
PL	50	80	936.57	2.43	2.50	Vérifiée

VI.7.7 Ferraillage Poutre de libage

Pour le ferraillage on a deux poutres de libage a ferraillé de même section mais d'effort normal diffèrent.

Pour déterminer le ferraillage de la poutre de libage en commence à déterminer la réaction du sol q (KN/m^2) par la formule suivante :

$$\sigma_{ELU} = \frac{\sum N_U + 1{,}35 \times (P_{semelle}) + P_{poutre\ de\ libage}}{B \times L} \qquad \sigma_{ELS} = \frac{\sum N_{ser} + (P_{semelle}) + P_{poutre\ de\ libage}}{B \times L}$$

Avec :

- $\sum Ni$: la somme des efforts normaux.
- L : La longueur totale de la poutre de libage.
- B : la hauteur de la poutre de libage.

En obtient une poutre continue (**renversée**), sous l'effet de la charge q (KN/m). Les valeurs de q sont représentées dans le tableau suivant :

$F_{ELU} = \sigma_{ELU} \times B$ $\qquad$ $F_{ELS} = \sigma_{ELS} \times B$

La quantité de ferraillage calculé est très grand donc on a adopté une solution de crée des poutres de libage à mi travée (dans les travées longs).

Tableau VI.13 : Détermination des valeurs de (F) des poutres de libage.

Elément	σ_{ELU} KN/m²	σ_{ELS} KN/m²	F_{ELU} KN/ml	F_{ELS} KN/ml
PL	1.41	1.94	232.8	169.20

VI.7.7.1 Armatures calculées en travée et en appui

Combinaison : 1,35G+1,5Q

Tableau VI.14 : Ferraillage longitudinal des poutres de libage.

Elément	bxh (cm²)	M_t (N.m)	M_a (KN.m)	As1 (cm²)	As2 (cm²)
PL	50x80	298.736	-403.05	11.58	15.85

VI.7.7.2 Armatures choisies en travée et en appui

Tableau VI.15 : Ferraillage longitudinal des poutres de libage choisis.

Elément	M_{max} (KN.m)		$A_{calculées}$ (cm²)		$A_{choisie}$ (cm²)	
	Travée	Appui	Travée	Appui	Travée	Appui
PL	-403.05	298.736	15.85	11.58	15HA12=16.96	13HA12=15.83

Sections minimale :

A_{min} = 0.5 % bxh (cm²) **RPA99v2003 (Art.7.5.2.1).**

Section tendue = A_{tmin} = 0,1 % bxh (cm²) **CBA93 (Art.B.6.4).**

Tableau VI.16 : Vérification de sections d'armatures.

Elément	A_t (cm²)	A_a (cm²)	A_{min} (cm²)	A_{tmin} (cm²)	Vérification
PL	22.61	20.36	20	4	Vérifiée

VI.7.8 Vérification des contraintes normales a L'ELS

$$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b} \quad , \quad \sigma_s \leq \bar{\sigma}_s \quad , \quad \sigma_s{}' \leq \bar{\sigma}_s$$

Tableau VI.17 : Vérification des contraintes normales des poutres de libages.

Elément	M_{ser} (KN.m)		σ_b (MPa)	σ_s (MPa)	$\sigma_s{}'$ (MPa)	$\overline{\sigma_b}$ (MPa)	$\overline{\sigma_s}$ (MPa)	Vérification
PL	Appui	211.624	7.06	201.63	0.00	15	201,63	Vérifiée
	Travée	-285.52	5.69	201.63	0.00	15	201,63	Vérifiée

VI.7.9 Armature transversales

Le calcul des armatures transversales et leurs espacements se fait suivant l'annexe D.

Tableau VI.18 : Armateurs transversales.

Elément				Espacement et Armatures			
b (cm)	h (cm)	T (KN)	τ (MPa)	ZN (cm)	ZC (cm)	ϕ (mm)	At (cm^2)
50	80	936.57	2.43	10	15	8.0	6HA8=3.02

VI.7.10 Vérification de la flèche a L'ELS

Il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche si les 3 inégalités sont vérifiées.

Tableau VI.19 : Vérifications préliminaire de la flèche.

Elément	1ere condition			2éme condition			3éme condition		
	h/L	1/16	h/L≥1/16	h/L	$Mt/10M_0$	$h/L \geq Mt/10M_0$	$A/b_{0a}A$	$4,2/f_e$	$A/b_{0a}A \geq 4,2/f_e$
PL	0.24	0.0625	CV	0.24	0.10	CV	0.002	0.105	CNV

Les conditions ne sont pas toutes vérifiées, donc on doit faire le calcul de la flèche en suivant la condition : $f_{max} \leq f_{adm}$

$[f]adm = \frac{L}{500}$ Si $L \leq 5$ m.

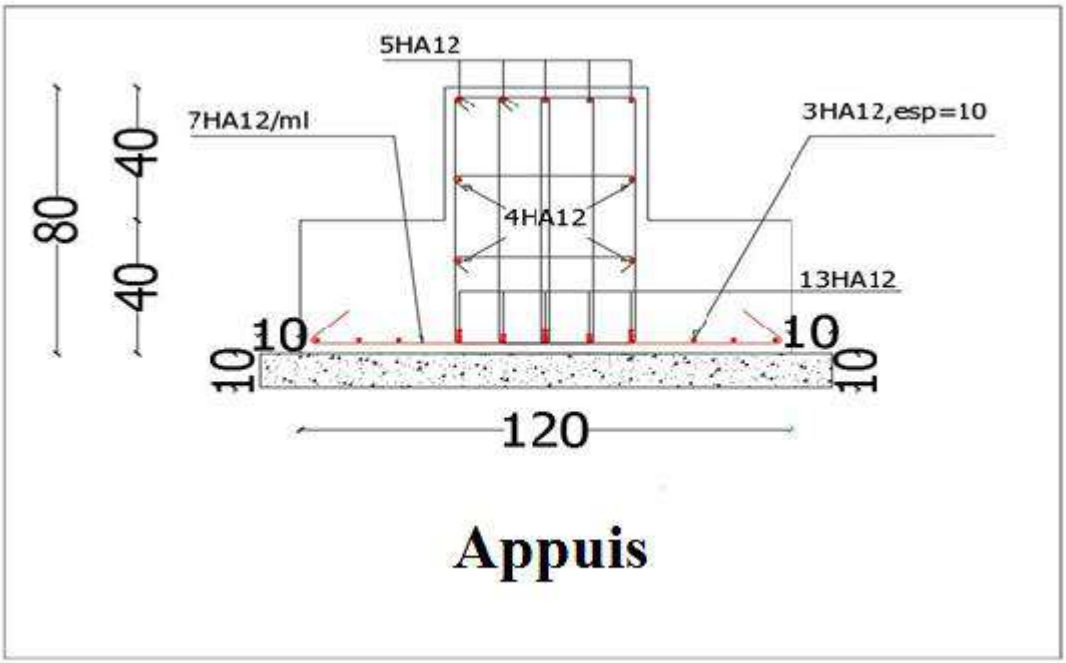
$[f]adm = 0,5\ cm + \frac{L}{1000}$ Si > 5 m.

Tableau VI.20 : Vérification de la flèche de poutre de libage.

Poutre			Sollicitation à l'ELS			Armatures Principales		Flèche		Vérification
b	h	L	$M_{a.g}$	$M_{travée}$	$M_{a.d}$	As_1	As_2	[f]	$[f_{adm}]$	Oui
cm	cm	m	KN.m			cm^2		mm		
50	80	3.30	0.00	264.53	-267.38	16.96	0.00	0.8	6.6	

VI.7.11. Armatures de peau

Puisque la poutre de libage à une hauteur de 100 cm le CBA93 exige en plus les armatures longitudinales, des armatures de peau d'au moins $3cm^2$/ml posées parallèlement à la fibre moyenne de la poutre. Ap= $3,90cm^2$, donc on adopte 4HA12=$4,52cm^2$.



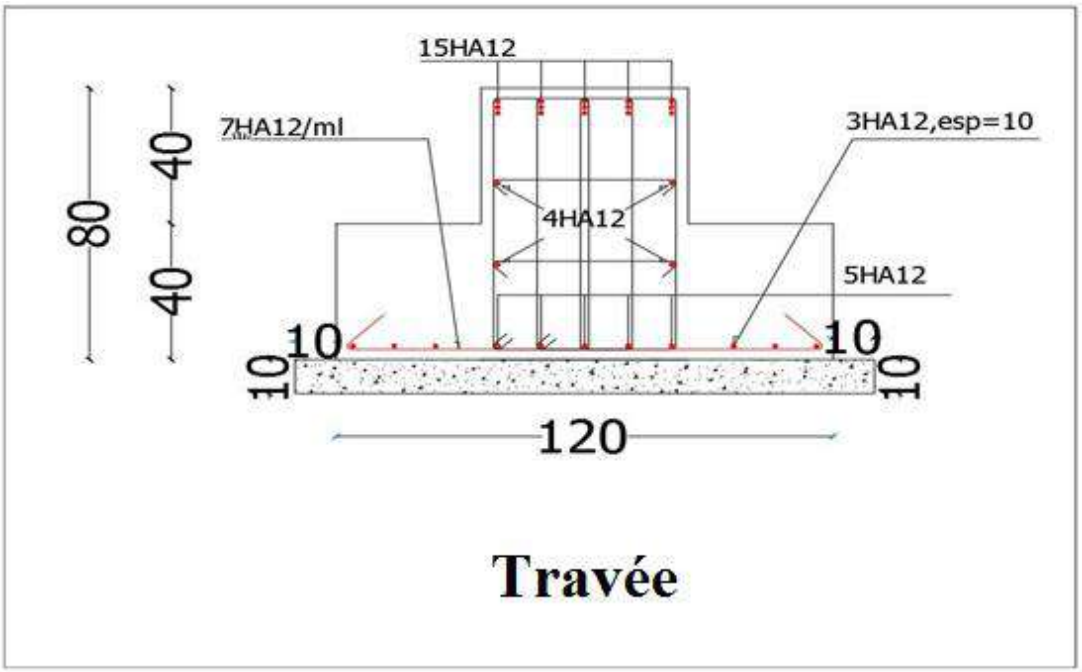


Figure VI.6 : Ferraillage et coffrage de poutre de libage.

VI.8 FERRAILLAGE DES LONGRINES (Art 10.1.1 RPA 99 V 2003)

Les points d'appuis d'un même bloc doivent être solidarisés par un réseau bidirectionnel de longrines ou tout dispositif équivalent tendant à s'opposer au déplacement relatif de ces points d'appuis dans le plan horizontal.

Les longrines ou le dispositif équivalent doivent être calculés pour résister à la traction sous l'action d'une force égale à :

$$F = \left(\frac{N}{\alpha}\right) \geq 20\ kN$$

Avec : N égale à la valeur maximale des charges verticales de gravité apportées par des points d'appuis solidarisés.

La section choisie : $30 \times 30\ cm^2$; $\alpha = 10$ (Zone III, S3)

. Etant donné que le béton tendu est négligé, il est résulté que les armateurs longitudinaux doivent pouvoir équilibrer la force de traction.

VI.8.1 Ferraillage à l'Etat Limite Ultime

Les efforts pris en compte ainsi que les résultats de calcul du ferraillage sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau VI.21 : Ferraillage longitudinal des longrines.

Section (cm^2)	N_u (KN)	F (KN)	$A_{calculée}$ (cm^2)	$A_{adoptée}$ (cm^2)	A_{min} CBA(cm^2)	A_{min} RPA(cm^2)	Vérification
30× 30	1691.96	169.20	4.86	6HA12=6,79	0,90	5,40	Vérifiée

VI.8.2 Vérification des contraintes à l'état limite de service CBA 93 Art.A.4.5.3

$\sigma_s = \frac{F_{ser}}{\alpha.A}$; $\overline{\sigma_s} = \min\left\{\frac{2}{3} F_e; 110\sqrt{1,6}.F_{tj}\right\}$. ... ... Fissuration préjudiciable.

Tableau VI.22 : Vérification de contrainte à L'ELS des longrines.

Section (cm^2)	N_{ser} (KN)	F_{ser} (KN)	$A_{adoptée}$ (cm^2)	σ_s (MPa)	$\overline{\sigma_s}$ (MPa)	$\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$
30×30	1235.69	123.57	6,79	181.99	201,63	Oui

VI.8.3 Calcul des armatures transversales

Tableau VI.23 : Calcul des armatures transversales des longrines.

ϕ_l (mm)	$\phi_t \geq \frac{\phi_l}{3}$	ϕ_t (mm)	A_t (cm^2)	$S_{t.cal}$ (cm)	$S_{t.adoptée}$ (cm)
12	3.00	8	2HA8=1.00	18	15

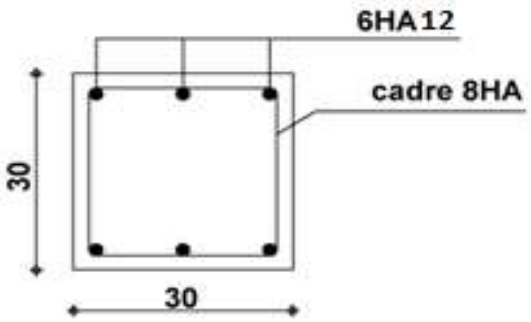


Figure VI.7 : Ferraillage des longrines.

Conclusion Générale

CONCLUSION GENERALE

Toute en long de notre étude élaborée et après différents calculs établis, nous pouvons tirer les conclusions suivantes :

- La disposition des voiles adoptée nous permet de se rapprocher le plus possible au comportement des structures régulières (structure géométriquement et tortionnairement symétrique) en obtenant dans les deux premiers modes une translation pure suivant les deux axes principaux sans aucune rotation (0%), et dans le troisième mode une rotation pure sans aucune translation (0%).

- Vue la forme du bâtiment, il est bien probable qu'on obtient une structure rigide. Ce qui s'est manifesté par une période de 3.81 s et un nombre des modes élevé (44 modes) avant d'atteindre 90% de la participation massique exigée par le règlement parasismique. Cependant, il faut signaler que les éléments secondaires modélisés, notamment les porte-à-faux et les escaliers, pouvaient être la cause probable de cette perturbation des modes.

- En ce qui concerne le ferraillage des poutres principales (30x40) cm² et secondaires (30x30) cm², nous avons constaté que les sections du béton sont cohérentes avec les diamètres adoptés (HA12, HA14) et même acceptable sur le plan exécutif.

- Par contre, l'effet de la forme et la zone sismique a été bien manifesté dans le ferraillage des poutres secondaires à cause de leur légèreté (poutres déchargées).

- Cependant, les poteaux et les voiles étaient la partie la plus vulnérable à l'effet sismique, avec la présence des section partiellement tendus presque pour tous les étages.

- Finalement, pour l'infrastructure, une semelle filante était le meilleur choix pour satisfaire les conditions de stabilité et éviter le chevauchement des semelles isolées.

- L'interaction sol-structure n'est pas prise en compte dans notre cas. Son incidence est le plus souvent favorable (dissipation d'énergie), mais les cas défavorables ne sont pas rares (accroissement de charges dans le cas de certaines structures rigides).

Parallèlement, on a fait valoir, autant que possible les principaux critères admis, à savoir : la résistance, la sécurité, la ductilité et l'économie.

ANNEXE A

METHODE SIMPLIFIEE DE CALCULE DES FLECHES

Pour les poutrelles (Avant coulage)

La poutrelle avant coulage est une poutre isostatique soumise aux charges suivantes :

-Son poids propre.

-Le poids de corps creux (entrevous).

-Une charge concentrée à son milieu dont l'intensité est la plus grande de 1 kN ou (0,5×L) kN, qui représente le poids d'un ouvrier.

Les charges revenants à la poutrelle avant coulage

$$G = G_{P.corps\ creux} + G_{poutrelle}$$

$$Q = Max[1kN\ ;\ 0{,}5L]\quad 5GL^4$$

il faut verifier que: $f_{max} < f_{adm}$

$$f_{max} = \frac{5GL^4}{348EI} + \frac{QL^3}{48EI}$$

$$f_{adm}\begin{cases} \bar{f} \leq \frac{L}{500} & SI \quad L \leq 5\ m \\ \bar{f} \leq \frac{L}{1000} + 0{,}5\ cm & SI \quad L \geq 5\ m \end{cases}$$

Pour les poutres et bandes de dalles

Il faut avoir : $\Delta f_t \leq f_{limite} = \bar{f}$

$$\begin{cases} \bar{f} \leq \frac{L}{500} & SI \quad L \leq 5\ m \\ \bar{f} \leq \frac{L}{1000} + 0{,}5\ cm & SI \quad L \geq 5\ m \end{cases}$$

ANNEXE B

SOCIÉTÉ DE TRÉFILAGE D'ALGER — شركة الحديد الجزائر

TREFAL REGHAIA — تريفال الرغاية

TPL

FICHE TECHNIQUE

TREILLIS SOUDES

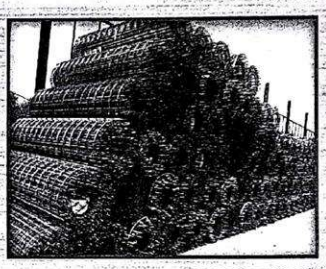
TREILLIS SOUDES, C'est une armature fabriquée à partir de fil machine suivant la norme ISO 10544 en acier doux de 0.08% à 0.20% de carbone, soudé rigidement en mailles carrés ou rectangulaires par soudure électrique sur machines automatique.

TREILLIS SOUDES STANDARDS

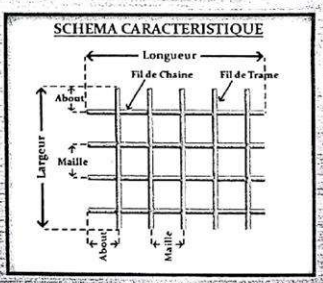
Types	Diamètre du fils (mm)		Espacement (mm)		Dimensions abouts compris (m)	Section d'acier	Poids du m²	Surface	Poids Total
	Porteur	Répartiteur	Porteur	Répartiteur	L&l	(mm²)	(Kg)	(m²)	(Kg)
Rouleaux	4,5	4,5	150	150	45 x 2,4	15,9	1,66	108	179,6
Panneaux	5	5	150	150	3,6 x 2,4	19,63	2,06	8,64	17,8

TREILLIS SOUDES SPECIFIQUES

Types	Diamètre du fils (mm)		Longueur du fils (m)		Espacement Maille (mm)	Dimensions abouts (mm)
	Porteur	Répartiteur	Porteur	Répartiteur		
Rouleaux	4 à 6	4 à 6	20 à 50	1,2 à 2,4	50 à 600	25 à 300
Panneaux	4 à 10	4 à 10	2 à 6	1,2 à 2,4	50 à 600	25 à 300
Tolérance			± 1%	± 1%	± 1%	± 1%



SCHEMA CARACTERISTIQUE



TOLERANCES

» Tolérances sur diamètre du fil tréfilé lisse :

± 0.10 mm pour Ø ≤ 6mm

± 0.15 mm pour Ø > 6mm

» Tolérances sur La masse du fil cranté :

± 5 % pour 4 ≤ d ≤ 8 mm

± 4 % pour 8.5 ≤ d ≤ 16 mm

CARACTERISTIQUES MECANIQUES

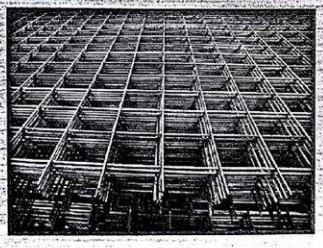
Caractéristiques mécanique minimales garanties sur tous les produits en rouleaux et panneaux (Suivant la norme NFA 35-016-2)

Résistance à la traction (N/mm²)	Limite d'Elasticité (N/mm²)	Allongement Total (S/charge max %)
525	500	2,5

APPLICATIONS

Le treillis soudé a des applications diverses et variées dans le bâtiment et les travaux publics, il est utilisé pour :

- *Dalles en béton armé.*
- *Planchers à corps creux.*
- *Murs porteurs.*
- *Semelles de fondation.*
- *Panneaux préfabriqués.*
- *Escaliers préfabriqués*
- *Cuves, silos et réservoirs.*
- *Voûtes en voles.*
- *Chaussés et trottoirs.*
- *Pistes d'aérodrome.*
- *Plaque de clôture et cloisons.*
- *Tunnels et abris souterrains.*



Tous les produits TREFAL font l'objet de contrôles réguliers lors de la fabrication, Tout type spécifique peut être étudié et réalisé.



Société de Tréfilage d'Alger - Filiale Groupe TPL - Adresse : BP 151, Zone Industrielle de Réghaïa, Alger - Algérie
Tél/Fax : (+213) 23 96 59 32 / 23 96 58 72 Email : trefal@tpl-algeria.com / infos@trefal.com Web : www.trefal.com

ANNEXE C

METHODE DES LIGNES DE RUPTURE

La méthode des lignes de rupture est une méthode plus puissante et considère les matériaux à leur limite élasto-plastique.

Cette méthode, qui ne concerne que l'état limite ultime, est basée sur le Mécanisme des fissures, elle prévoit l'endommagement de la dalle.
Les fissures qui apparaissent sur la dalle s'appellent **lignes de rupture**.

Hypothèses de calcul

Premièrement et avant tout, il faut prévoir, dans le cas de rupture, les différentes fissures au niveau de la dalle tant sur la face inférieure que la face supérieure.

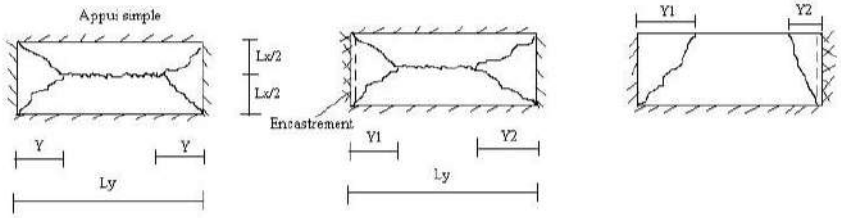
Les prévisions des fissures seront en fonction du type de charges (réparties ou concentrées) et du type d'appuis (encastrement, simple ou côté libre).
Les hypothèses de calcul sont :

a) La ligne de rupture divise la dalle en plusieurs régions appelées régions rigides, et elles sont supposées rester planes.
b) Les lignes de rupture sont des lignes droites et se terminent toujours sur le pourtour de la dalle.
c) Une ligne de rupture entre deux régions rigides doit passer par l'intersection des axes de rotation de ces régions.
d) L'axe de rotation se trouve toujours le long du support.
e) La ligne de rupture négative est toujours répandue le long de l'axe de rotation de la région rigide.
f) Les lignes de rupture qui sont causées par les moments de flexion positifs sont appelées lignes de rupture positives et sont représentées par une ligne continue en zigzag. Les lignes de rupture qui sont causées par les moments de flexion négatifs sont appelées lignes de rupture négatives et sont représentées par une ligne discontinue.

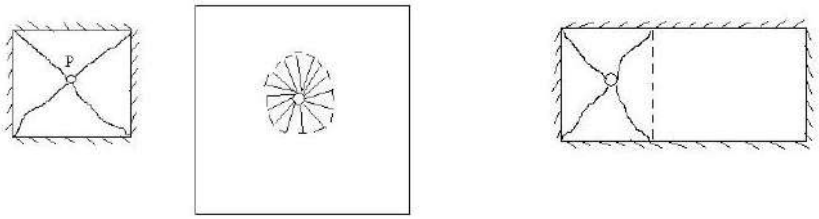
Conventionnellement on désignera :
-Un côté libre par un trait sans hachures
-Un appui simple par une hachure
-Un encastrement par une double hachure

Exemples de fissuration de dalle

a) **Cas des charges réparties**



b) **Cas des charges réparties concentrées**



Calcul des moments (principe du travail virtuel)

Le calcul des moments de flexion des lignes de rupture se base sur le principe du travail virtuel qui consiste à évaluer le travail provoqué par les charges externes, il sera appelé travail externe, et à évaluer le travail provoqué par les moments internes, il sera appelé travail interne. Le principe du travail virtuel consiste donc à poser l'équation d'équilibre la somme des travaux égale à zéro.

$$\sum \text{des Travaux Externes} - \sum \text{des Travaux Internes} = 0$$

a) Travail externes

Le travail externe est égale au produit de la force concentrée par son déplacement

$$T_{ext} = P.f$$

Pour le cas particulier de la charge répartie :

T_{ext} = charge répartie x Surface x déplacement du centre de gravité de la surface

b) Travail internes

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

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

Le principe du travail virtuel nous permet d'évaluer le moment de flexion en fonction de la charge externe appliquée sur la dalle.

ANNEXE D

CALCUL D'ARMATURES TRANSVERSALES ET LEURS ESPACEMENTS

Selon le CBA93 [Art A.5.1.2.3]:

Les armatures transversales doivent entourer les barres longitudinales, leurs Φ_t est donnée par la relation suivante **:**

$$\emptyset_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \emptyset_l\right)$$

Avec :

$\emptyset_t$: étant le plus petit diamètre des armatures longitudinales.

$A_t = n_t \times a_t$: avec est n_t le nombre des barres transversales**.**

Leur espacement doit satisfaire l'inégalité suivante **:**

$St \leq$ Min [0,9d ; 40cm]. et $\frac{A_t \times f_e}{b_0 \times S_t} \geq 0{,}4$ Mpa et $S_t \leq \frac{0{,}9 \times A_t \times \frac{f_e}{\gamma_s}}{b_0(\tau_u - 0{,}3 \times f_{t28} \times K)}$

Dans le cas de la flexion composée **:** $k = 1+3\times \frac{N_u}{B \times f_{c28}}$

A_t : Section d'armatures transversales.

b : Largeur de la section droite.

h : Hauteur de la section droite.

S_t : Espacement des armatures transversales.

On prend $f_e = 400$ MPa.

Pour les poutres :

Selon le RPA2003: $\begin{cases} S_t \leq \frac{A_t}{0{,}003 * b} & \\ S_t \leq \text{Min}\left[\frac{h}{4}, 12\emptyset, 30\text{cm}\right] & \text{Zone nodale} \\ S' \leq \frac{h}{2} & \text{Zone courante} \end{cases}$

Pour les poteaux :

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule donnée par le **RPA99version2003 « Art 7.4.2.2 »** :

$$A_t = \frac{\rho_a \, t \, T_u}{h_1 \, f_e}$$

T_u : Effort tranchant.

ρ_a : Est un coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant, il est pris égal à :

2,50 si : $\lambda \geq 5$

3,75 si : $\lambda < 5$

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

t : est l'espacement des armatures transversales

$$t = \begin{cases} 10\ cm & \text{zone nodale} \\ Min\left[\frac{b_1}{2}\ ;\ \frac{h_1}{2}\ ; 10\emptyset_l\right] & \text{zone courante} \end{cases}$$

$\emptyset_l$: Diamètre minimal des armatures longitudinales.

h_1 : Hauteur totale de la section brute.

La quantité minimale d'armatures transversales en % est donnée par :

$$\frac{A_t}{tb_1} \geq 0{,}3\% \quad \text{si :} \quad \lambda > 5$$

$$0{,}8\% \geq \frac{A_t}{tb_1} \geq 0{,}3\% \quad \text{si :} \quad 5 \geq \lambda \geq 3$$

$$\frac{A_t}{tb_1} \geq 0{,}8\% \quad \text{si :} \quad \lambda \leq 3$$

Pour les voiles :

$$S_t \leq Min[15a\ ,30cm]$$

Références bibliographiques

Documents réglementaires

📖 [1] Règles parasismiques Algérienne RPA 99 version 2003.
(Document technique réglementaire D.T.R-B.C.2.48).

📖 [2] Règle de conception et de calcul de structures CBA93.
(Document technique réglementaire D.T.R-B.C.2.41).

📖 [3] Charges permanentes et surcharges d'exploitations D.T.R -B.C.22.

Logiciels

- Logiciel d'analyse des structures « SAP2000 version 20.0 ».
- Logiciel de ferraillage ROBOT EXPERT BA.
- Logiciel de dessin AUTO CAD Structural 2020.