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

Etude d'un bâtiment à usage d'habitation en Sous-sol+Entre-sol+RDC+5 étages à MEDEA (Ksar Boukhari) (Zone IIa)

Présenté par
Béllatréche Hadjer

Proposé et Dirigé par
Mdm. BLAIFI HABIBA

Promotion Juin 2022

REMERCIEMENTS



Tout d'abord nous remercions infiniment le bon Dieu puissant de la bonne santé, la volante et la patience qu'il nous a donné tout le long de nos études.

Avec une chaleureuse considération, nous tenons aussi à remercier nos très chers parents pour tout le soutien, moral et financier qu'ils nous apporté tout au long de notre cycle.

Nous présentons nos sincères remerciements avec nos profonds respects à notre promotrice : Mdm.Blaifi pour son suivi, sa patience, ses conseils et son aide, tout le long de notre projet.

Nos sincères remerciements vont également à tous les enseignants du génie civil de l'université de Médéa.

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

Un grand merci à toutes personnes ayant contribués à l'élaboration de ce mémoire durant cette difficile période.

BELLATRECHE HADJER

Dédicaces



Une chance m'a été offerte aujourd'hui pour vous parler des personnes chères et à qui je leurs doit tout.

Avec cette dédicace, j'espère pouvoir leurs exprimer toutes mes remerciements et ma profonde gratitude.

Tout d'abords, je tiens à dédier ce modeste travail à mes très chers parents qui m'ont guidé durant les moments les plus pénibles de ce long chemin, mon père qui a sacrifié toute sa vie afin de me voir devenir ce que je suis, et ma mère qui a été à mes côtés et ma soutenu durant toute ma vie.

A mon cher mari pour la patience et le soutien dont il a fait preuve pendant toute la durée de ce travail et à qui je voudrais exprimer mes affections et mes gratitudes Merci.

A mes Beaux-parents qui m'ont aidé tout au long de mon parcours.Merci

A mes chérs fréres et

sœurs :Amine ;Akram ;Nedjmo ;Aicha ;Kholoud et Hanane.

A ma deuxiéme famille :Hamid ;Nawel ;Wael ;Wissal ;Amira .

A ma moitié : Madina.

A ma raison de vivre : Nouha.

A tous qui m'ont soutenu de près ou de loin en pensées et de prières.

BELLATRECHE HADJER

ملخص

هذا المشروع هو دراسة مبنى ذواستخدام سكني مكون من طابق تحت ارضي وطابق بين ارضي +طابق ارضي+خمسة طوابق والمقرر بناؤها في ولاية المدية(قصرالبخاري)المصنفة ضمن المنطقة الزلزالية رقم ***IIa*** حسب القواعد الجزائرية المقاومة للزلازل ***(RPA99 version 2003)***

- مقاومة البناية لكل الحمولات العمودية و الأفقية مضمونة بواسطة العارضات ,الأعمدة و الجدران المشكلة من الخرسانة المسلحة.

- قياس الأبعاد و نتائج كل العناصر المقاومة للبناية تم طبقا للمعايير و القوانين المعمول بها في الجزائر (القواعد الجزائرية المضادة للزلازل و قانون الخرسانة المسلحة)

- تمت الدراسة الزلزالية وفق الطريقة الرقمية التي تعتمد أساسا على طريقة العناصر المنتهية باستعمال تقنيات حساب الهياكل باستعمال برنامج ***« ROBOT ANALYSAIS STRUCTURAL »***

- وفي الأخير قمنا بدراسة البنية التحتية للبناية وهذا بحساب الأساسات.

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

Résumé

Ce projet consiste à une étude et d'un bâtiment à usage d'habitation (sous-sol+entre sol +RDC+5 étages), implanté dans la commune de **MEDEA (KSAR BOUKHARI),** ***(***cette région est classée comme zone ***IIa*** selon le **(*RPA99 version 2003).***

-La résistance de la structure aux charges horizontales et verticales est assurée par un système de contreventement mixte (portiques + voiles).

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

-L'étude dynamique a été menée suivant la méthode numérique basée sur la méthode des éléments finis moyennant le logiciel ***« ROBOT ANALYSAIS STRUCTURAL »***

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

Mots clés : structure ;feraillage ;béton armé ;fondation ;étude sismique .

Abstract

This project is a study of a residential building (basement +ground floor+15floors), will be implanted in ***MEDEA(KSAR BOUKHARI),*** this area is classified in area ***IIa*** according to ***(RPA99 version 2003).***

-The résistance of the structure to the horizontal and vertical loads is ensured by a mixed system (frames + shell walls).

-The dimensioning and the calculation of reinforcement of all the resistant elements were established in accordance with the Algerian standards into force ***(CBA93, RPA99 v 2003).***

-The dynamic study was undertaken according to the numerical method based on the finite element method with the help of the software ***« ROBOT ANALYSAIS STRUCTURAL »***

-Lastly, we studied the infrastructure by calculating the foundations.

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

Remerciement…….....I
Dédicace……...II
Résumé…….....IV
Sommaire……..…….....V
Liste des Tableaux……..…….....XII
Liste des Figure…….. XVII
Notation …….....XIX
Introduction Générale…….....1

CHAPITRE I : Présentation de l'ouvrage

I.1. Présetation de l'ouvrage 2
I.2. Caractéristiques géométriques du l'ouvrage.....2
I.2.1. Dimensions en plan du batiment 2
I.2.2. Dimensions en élévation du batiment.....2
I.3. Classification du batiment selon RPA99 version2003 2
I.4. Caractéristiques structurelles.....2
I.4.1. Systéme de contreventement 2
I.4.2. Planchers.....2
I.4.3. Maçonnerie 3
I.4.4. Les éscaliers.....3
I.4.5. Infrastructure 3
I.5. Caractéristique mécanique des matériaux 4
I.5.1.Le Béton 4
I.5.2. Les Aciers 4

CHAPITRE II : Prédimensionnement

II.1. Introduction 6
II.2.Pré dimensionnement des planchers 6
II.2.1. Plancher à corps creux.....6
II.3. Pré dimensionnement des poutres 7
II.4. Evaluation des charges :[DTR B.C 2.2][2] 8

II.4.1.Charges permanentes……..…8
II.4.1.1.Plancherterasse(inaccessible)……..8
II.4.1.1.1 Plancher à corps creux ……8
II.4.1.1.2 Plancher dalle pleine……8
II.4.1.2. Pancher étage courant……9
II.4.1.2.1. Plancher à corps creux……....9
II.4.1.2.2. Plancher dalle pleine……...9
II.4.1.2 Maçonnerie……10
II.4.1.2.1. Murs intérieurs(simple cloison)……..…...…10
II.4.1.2.2. Murs extérieurs(double cloison)……..……...…10
II.4.2. Charges d'exploitation……...……..……10
II.5. Prédimensionnement des poteaux……..….11
II.5.1. Etapes de pré dimensionnement……..….11
II.5.1.1. Choux du poteau le plus sollicité……..….11
II.5.1.2. Calcul de la surface reprise par le poteau…….……..…12
II.5.1.3. Calcul de la capacité portante N du poteau……...……12
II.5.1.4. Calcul de la capacité portante N……13
II.5.1.5. Charges permanentes…….……13
II.5.1.6. Charges d'éxploitation……...……14
II.5.1.7. L'effort normal ultime Nu…….……14
II.5.1.8. Vérification selon RPA99 version2003…….……15
II.5.1.8.1. RPA99 version2003[Art 7.4.A]…….....……15
II.5.1.8.3. Vérification aux zones nodales RPA99 version[Art 7.5.1]……..…..……15
II.6. PREDIMENSIONNEMENT DES VOILES……...16

CHAPITRE III : Les éléments secondaires

III.1. L'Acrotère…….….18
III.1.1. Principe de calcul……....18
III.1.2. Evaluation des charges et surcharges…….….18
III.1.3. Déter,ination des efforts…….….18
III.1.4. Calcul de ferraillage ……...18
- Ar,atures choisis…….…….19
- Espacement…….……..…19

- Calcul des armatures de répartition…….……..…19
- Espacement…….……..……19

III.1.5. Vérification des à l'état limite de service (ELS)……...19

III.1.6. Vérification des contraintes de cisaillement àl'ELU ……20

III.2. PLANCHER A CORPS CREUX…….20

III.2.1. La dalle de compression ……...20

III.2.2. Les poutrelles ……21

- Avant coulage…….....…21
- Les charges revenantes à la poutrelle avant coulage…….……22
- Calcul des étaiments…….....…22
- Après coulage……23

III.2.2.2.1. Calcul des sollicitations…….23

III.2.2.2.3. Vérification des contraintes à l'ELS-CBA93 Art.A.4.5.3……...24

III.2.2.2.4 Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU……...25

III.2.2.2.5 Vérification des fléches àl'ELS-CBA93 Art 6.5.3……...25

III.3. Les éscaliers……..26

III.3.1. Dimensionnement……..26

III.3.2. Evaluation des charges et surcharges……27

a) Charges permanentes……27
b) Charges d'exploitation……..…27

III.3.3. Détermination des sollicitations …….....27

III.3.4. Ferraillage…….……29

a) Armatures longitudinales……..…29
b) Armatures de répartition……..….30

III.3.5. Vérification des cnyraintes normales à l'ELS-CBA93 Art.4.5.3……..…30

III.3.6. Vérification de l'effort tranchant……...30

III.3.7. Vérification de la fléche ……30

Vérification de la fleche d'éscalier…….…30

III.3.8. Fléche de la poutre due à la flexion simple…….30

III.3.8.1. Hpothese ……..30

III.3.8.2. Géométrie…….30

III.3.8.3 Hypothese de calcul……...31

III. 3.8.4. Résultats……...31

III.4. La poutre paliére…….32

III.4.1.pré dimensionnement 32
III.4.2. Charge revenant à la poutre 32
Calcul des efforts……..…...33
III.4.3. Calcul de ferraillage à l'ELU 33
Armatures longitudinales……..…….33
III.4.4. Vérification des contraintes à l'ELS-CBA93 Art.4.5.3 34
III.4.5. Vérification des contraintes de cisaillement àl'ELU-CBA Art.4.5.3 34
III.4.6. Vérification de la fléche à l'ELS-CBA93 Art.6.5.3..... 34
III.5.La dalle pleine 35
III.5.1. Définition 35
III.5.2. Evaluation des charges..... 35
a) Charges permanentes…….…….35
b) Surcharges d'exploitation…….……..35
c) Co,bainison de calcul…….……35
III.5.3. Ferraillage……..35
a) Ar,atures longitudinales…….…….36
b) Armatures de répartition…….……37
III.5.4. Vérification à l'ELS 37
III.5.6. Vérification de la fléche..... 37
III.6. Dalle machine 38
III.6.1. Introduction..... 38
III.6.2. Déter,ination de l'epaisseur 38
III.6.3. La charge permanente et la charge d'exploitation 38
III.6.4.Ferraillage 38
Condition de non fragilité……..39

CHAPITRE IV : ETUDE DYNAMIQUE

IV.1. Introduction.....40
IV.2. Caractéristiques géométriques de la structure 40
IV.2.1. Centre de masse 40
IV.2.2. Centre de torsion.....41

IV.2.3. Excentricité……...…..…42
IV.3. Choix de la methode de calcul……..…….44
IV.3.1. Introduction……...……44
IV.3.2. Méthode dynamique modale spectrale : (RPA2003 « Art 4.3.7 »)……44
IV.3.2.1. Principe de la méthode…….……44
IV.3.2.2. Modélisation……..……44
IV.3.2.3. Le spectre de réponse de calcul……...……..44
a) Coefficient d'accélération A : (RPA2003 « Tab 4.1 »)…….……44
b) Facteur de correction d'amortissement η……..……44
c) Coefficient de comportement R……...……..44
d) Facteur de qualité Q……..45
IV.3.2.4. Résultats de l'analyse dynamique……47
IV.3.2.4.1 Analyse modale…….47
IV.3.2.4.1.1. Comportement modal……47
IV.3.2.4.1.2. Participation massique (dissipation d'énergie)……..……48
IV.3.2.4.2. Analyse statique et dynamique…….……49
IV.3.2.4.2.1. Stabilité de la structure…….……..49
Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul…….….49
Vérification de la stabilité au renversement…….……..51
Vérification des déplacements inter-étage…….……52
Vérification de l'effet P-Δ…….……53
IV.3.2.4.2.2. Résistance des éléments…….……55
Vérification de cisaillement des éléments……..55
Vérification de l'effort normal réduit dans les poteaux…….…….55

CHAPITRE V : FERRAILLAGE DES ELEMENTS STRUCTURAUX

V.1. INTRODUCTION 56
V.2. Ferraillage des poutres 56
V.2.1. Ferraillage longitudinal des poutres.....56
a. Ferraillage longitudinal des poutre principales…….…56
b.Ferraillage longitudinal des poutre secondaires…….……56
V.2.1.1 Vérification des contraintes à l'ELS 57

V.2.1.2 Vérification de la flèche……..57
a. Ferraillage longitudinal des poutre principales……57
b.Ferraillage longitudinal des poutre secondaires……...…57
V.2.1.3 Vérification des contraintes de cisaillement àl'ELU……..58
Ferraillage de poutre secondaire (cas particulier) poutre court…….59
Ferraillage longitudinal des poutres court……59
Vérification des contraintes à l'ELS (poutre court)……....60
Vérification de la flèche (poutre court)……....60
Ferraillage de poutre secondaire a l'effet thermique……...….61
Ferraillage longitudinal des poutres court……..…….....61
V.2.2 Ferraillage transversal des poutres……..……...61
V.3 Ferraillage des poteaux…….....63
V.3.1 Armatures longitudinales ……..63
V.3.1.1 Recommandations selon les règlements…….……64
V.3.1.2 Sollicitations extrêmes pour le ferraillage……..64
V.3.1.3. Etat limite de stabilité de forme……..…...66
V.3.2. Armatures transversales……66
V.4. Ferraillage des voiles ……...67
V.4.1 Ferraillage des trumeaux…… ...68
V.4.1.1 Calcul d'armatures verticales…….....68
V.4.1.2 Vérification des contraintes à l'ELS……..…70
V.4.1.3 Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU…….....70
V.4.1.4 Armatures horizontales……...70
a) Selon le CBA93……..…...71
b) Selon le RPA2003……..…72
V.4.1.5 Armatures transversales……..…73

CHAPITRE VI : ETUDE DE l'infrastructure

VI.1. Introduction……74
VI.2. Choix de type de fondation……74
VI.3. Lacapacite portante de terrain de fondation……...74
VI.4. Classification des fondations……..74
VI.4.1 Combinaisons de calcul……..…..75
VI.4.2. Vérification de type des semelles…….……..75

VI.4.3. Etude du radier……...76
VI.4.3.1. Pre dimensionnement du radier……...78
a) Condition de rigidité…….….79
b) Condition forfaitaire…….….79
c) condition de non cisaillement……79
d) Vérification de non poinçonnement……...…80
VI.5.Verification des contraintes dans le sol……..80
VI.5.1. Distribution des contraintes à l'ELS……..80
VI.5.2. Distribution des contraintes à l'ELU……..…...81
VI.6. Détermination des sollicitations……89
VI.7. Sollicitation du radier d'après ROBOT…….83
VI.7.1. Ferraillage du radier……...83
VI.7.2. Calcul des armatures……..83
VI.8. Calcul les poutres de libage (nervure)……...89
Conclusion Générale…….

CHAPITRE 1: Présentation de l'ouvrage

Tableau I. 1. Hypothéses de calcul de béton.....3
Tableau I. 2. Les types d'aciers utilisés et leur nuances 4
Tableau I. 3. Hypothéses de calcul acier…… ……4

CHAPITRE 2: Prédimensionnement

Tableau II. 1. Charge de la terrasse pour un plancher à corps creux [1] 6
Tableau II. 2. Charge de l'étage courant et RDC (planchers à corps creux) [1] 7
Tableau II. 3. Charge de l'étage courant et RDC (planchers à dalle pleine) [1] 7
Tableau II. 4. Charge due aux planchers en dalle pleine (palier d'escalier) [1].....7
Tableau II. 5. Charges d'exploitation [1] 8
Tableau II. 6. Charges du mur double cloison [1] 8
Tableau II. 7. Charges du mur simple cloison [1].....8
Tableau II. 8 Charges permanentes du mur rideau [1].....8
Tableau II. 9. Pré dimensionnement des poutres 9
Tableau II. 10. Calcul de l'effort N 10
Tableau II. 11. Surface reprise par le poteau (plancher RDC+1ér étage).....11
Tableau II. 12. Surface reprise par le poteau (plancher pour les autres étages) 11
Tableau II. 13. L'effort Normal ultime de chaque niveau [1] 12
Tableau II. 14. Détermination des charges d'exploitation [1].....13
Tableau II. 15. Vérification de 1.1Nu≤ Nadm 14

CHAPITRE 3: Les éléments secondaires

Tableau III. 1. Détermination des efforts à **L'ELU** et **L'ELS**..... 17
Tableau III. 2. Paramètre de calcul 17
Tableau III. 3. Résultat de ferraillage à **L'ELU**..... 18
Tableau III. 4. Vérification des contraintes à **L'ELS** 18
Tableau III. 5 Vérification de la section partiellement comprimées..... 19
Tableau III. 6 Différents types d'escaliers..... 20
Tableau III. 7 Détermination des charges d'escalier 20
Tableau III. 8 Efforts tranchant et moments fléchissant 21
Tableau III. 9 Sollicitations à **L'ELS** 21
Tableau III. 10 Calcul de ferraillage 22
Tableau III. 11 Résultats du ferraillage longitudinal 22
Tableau III. 12 Condition d'espacement 22

Tableau III. 13 Vérification des contraintes [2] 23
Tableau III. 14 Vérification de l'effort tranchant [2] 23
Tableau III. 15 Calcul de ferraillage de la section comprimé en appui 23
Tableau III. 16 Condition de la flèche 24
Tableau III. 17 Sollicitations 25
Tableau III. 18 Vérification des contraintes à **L'ELS** 25
Tableau III. 19 Vérification de l'effort tranchant 25
Tableau III. 20 Condition de la flèche 26
Tableau III. 21 Charge et surcharge 28
Tableau III. 22 Calcul des moments 28
Tableau III. 23 Vérification de la flèche 28
Tableau III. 24 Charges et surcharges [1] 29
Tableau III. 25 Les types des poutrelles 29
Tableau III. 26 Les poutrelles les plus défavorables 29
Tableau III. 27 Résultat final des poutrelles 32
Tableau III. 28 calcul ferraillage a l'ELU de RDC+ 1ér étage 32
Tableau III. 29 calcule de ferraillage a l'ELU des étages courant 33
Tableau III. 30 Vérification des contraintes à l'état limite de service de RDC [2] 33
Tableau III. 31 Vérification des contraintes à l'état limite de service des étages courant [2] 33
Tableau III. 32 Vérification de cisaillement à l'état limite de ultime de RDC+1ér étage [2] 33
Tableau III. 33 Vérification de cisaillement à l'état limite de ultime d'étage courant [2] 34
Tableau III. 34 Vérification de la flèche pour RDC+1ér étage [2] 34
Tableau III. 35 Vérification de la flèche pour étages courant [2] 34
Tableau III. 36 Les résultats du ferraillage de la dalle pleine 37
Tableau III. 37 Vérification des contraintes à l'ELS sens X [2] 38
Tableau III. 38 Vérification des contraintes à L'ELS sens Y [2] 38
Tableau III. 39 Vérification de l'effort tranchant [2] 39
Tableau III. 40 Vérifications de la flèche 39
Tableau III. 41 Les résultats du ferraillage de la dalle pleine 41
Tableau III. 42 Vérification des contraintes à L'ELS sens X 41
Tableau III. 43 Vérification des contraintes à L'ELS sens Y 41
Tableau III. 44 Vérification de l'effort tranchant 42
Tableau III. 45 Vérifications de la flèche 42
Tableau III. 46 Les résultats du ferraillage de la dalle pleine 44

Tableau III. 47 Vérification des contraintes à **L'ELS** [2] 44
Tableau III. 48 Vérification de l'effort tranchant [2] 45
Tableau III. 49 Vérification de la flèche 45
Tableau III. 50 Charges et surcharges 46
Tableau III. 51 Ferraillage à **L'ELU** [2] 47
Tableau III. 52 Vérification à **l'E.L.S** [2] 47
Tableau III. 53 Vérification de l'effort tranchant [2] 47

CHAPITRE 4 : ETUDE DYNAMIQUE

Tableau IV. 1. Centre de masse et centre d'inertie [3] 54
Tableau IV. 2. Calcul de l'excentricité totale 55
Tableau IV. 3. Coefficient de comportement R 58
Tableau IV. 4. Justification du coefficient de comportement R suivant X 58
Tableau IV. 5. Justification du coefficient de comportement R suivant X en pourcentage 59
Tableau IV. 6. Justification du coefficient de comportement R suivant Y (KN) 60
Tableau IV. 7. Justification du coefficient de comportement R suivant Y en pourcentage 61
Tableau IV. 8. Facteur de qualité Q 62
Tableau IV. 9. Vérification de comportement 63
Tableau IV. 10. Participation massique [3] 63
Tableau IV. 11. Calcul de la force sismique totale 64
Tableau IV. 12. Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul 65
Tableau IV. 13. Vérification de la résultante des forces sismiques à la base 65
Tableau IV. 14. Vérification de stabilité au renversement 65
Tableau IV. 15. Déplacement sous la force Ed 66
Tableau IV. 16. Déplacement et déformation inter-étages sous Edx [3] 67
Tableau IV. 17. Déplacement et déformatin inter-étages sous Edy [3] 68
Tableau IV. 18. Vérification de cisaillement des poutres 69
Tableau IV. 19. Vérification de cisaillement des poteaux 69
Tableau IV. 20. Vérification de cisaillement des voiles sens X 70
Tableau IV. 21. Vérification de cisaillement des voiles sens Y 70
Tableau IV. 22. Vérification de cisaillement des voiles sens X 70
Tableau IV. 23. Vérification de cisaillement des voiles sens Y 70
Tableau IV. 24. Vérification de l'effet P-Δ suivant X,Y 71

Tableau IV. 25. Vérification l'effort normal réduit à la base 72
Tableau IV. 26. Vérification de l'effort normal réduit à la base 72
Tableau IV. 27. Vérification de l'effort normal réduit à la base 73
Tableau IV. 28. Dimensionnement des différents éléments avec des résistances variables 74

CHAPITRE 5 : FERRAILLAGE DES ELEMENTS STRUCTURAUX

Tableau V. 1. Les données du calcul 75
Tableau V. 2.ferraillage des poutres (principales et secondaires) 76
Tableau V. 3.Vérification des contraintes à l'ELS des poutres 77
Tableau V. 4. Vérification des poutres selon les conditions [CBA et RPA] 77
Tableau V. 5. Calcul des armatures transversales.....78
Tableau V. 6. Vérification de la flèche 79
Tableau V. 7. calcul les armatures longitudinales 81
Tableau V. 8. Vérification des contraintes à l'ELS [2].....82
Tableau V. 9. Vérification de cisaillement 83
Tableau V. 10. Calcul des armatures transversales et leurs espacements.....84
Tableau V. 11 les données de calcul [2] 86
Tableau V. 12 les sollicitations des voiles pleins (Suivant X).....86
Tableau V. 13 les sollicitations des voiles pleins (Suivant Y).....86
Tableau V. 14 La section calculée d'armatures verticales des voiles pleins (Suivant X). 87
Tableau V. 15 La section calculée d'armatures verticales des voiles pleins (Suivant Y). 87
Tableau V. 16 vérification des armatures à ELS (sens x).....87
Tableau V. 17 vérification des armatures à ELS (sens y).....87
Tableau V. 18 vérification des contraintes de cisaillement à ELU.....88
Tableau V. 19 La section d'armatures horizontal et transversale des voiles plein(Suivant X).88
Tableau V. 20 La section d'armatures horizontal et transversale des voiles plein(Suivant Y).89
Tableau V. 21 les sollicitations des trumeaux (Suivant X).....89
Tableau V. 22 La section calculée d'armatures verticales des trumeaux (Suivant X). 89
Tableau V. 23 vérification des armatures à ELS (sens x).....90
Tableau V. 24 vérification des contraintes de cisaillement à ELU.....90
Tableau V. 25 La section d'armatures horizontal et transversale des trumeaux (Suivant X)90
Tableau V. 26. Diamètre des armatures transversaux.....91
Tableau V. 27 les sollicitations de linteau (X1).....92

Tableau V. 28 les sections des armatures de linteau (X1). 93

CHAPITER 6 : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

Tableau VI. 1. Dimensionnement des semelles isolées 96
Tableau VI. 2. Vérification du chevauchement 96
Tableau VI. 3. Dimensionnement des semelles filantes 98
Tableau VI. 4. Vérification des contraintes 98
Tableau VI. 5. Vérification du chevauchement 98
Tableau VI. 6. Dimensionnement de la poutre de libage.....99
Tableau VI. 7. Armature longitudinale de la poutre de libage à L'ELU 99
Tableau VI. 8. Les armatures choisies 99
Tableau VI. 9. Vérification de cisaillement 99
Tableau VI. 10. Vérification des contraintes 100
Tableau VI. 11. Vérification de l'excentricité 100
Tableau VI. 12. Ferraillage des armatures principales 101
Tableau VI. 13. Ferraillage des armatures de repartions 101
Tableau VI. 14. Vérification de contrainte à l'ELS 102
Tableau VI. 15. La section d'armatures de radier.....103
Tableau VI. 16. Vérification des contraintes à l'ELS 103

CHAPITRE I: Présentation de l’ouvrage

Figure I. 1. Mur double cloison 2
Figure I. 2. Mur simple cloison…… ….2

CHAPITRE II: Prédimensionnement

Figure.II. 1 Plancher corps creux 6
Figure.II. 2 coupe de dalle en plancher corps creux 7
Figure.II. 3 Surface reprise par le poteau le plus sollicité…….……11
Figure.II. 4 La section réduite du poteau……..…….12
Figure. II. 5 Dimensions à représenter par les poutres……..…….16
Figure. II. 6 Vue en plan et vue en 3D du voile……. ……..…….……..17

CHAPITRE III: Les éléments secondaires

Figure III. 1 Shéma statique de l’acrotère..... 18
Figure III. 2 Section de béton armé dans l'acrotère 19
Figure III. 3 Ferraillage de l'acrotère 20
Figure III. 4 Disposition des armatures de la dalle de compression 21
Figure III. 5 Diagramme des moments à l'ELU de la poutrelle 23
Figure III. 6 Diagramme des moments à l’ELS de la poutrelle 24
Figure III. 7 Diagramme des efforts tranchants à l'ELU de la poutrelle 25
Figure III. 8 Ferraillage des poutrelles..... 26
Figure III. 9 Shéma statique d'une volée d'éscalier..... 26
Figure III. 10 Chargement dans l'escalier 28
Figure III. 11 Diagramme des moments dans l'escalier à l'ELU 28
Figure III. 12 Diagramme des efforts tranchants dans l'escalier à l'ELU 29
Figure III. 13 Diagramme des moments dans l'escalier à l'ELS 29
Figure III. 14 Shéma statique de la poutre palière 33
Figure III. 15 Diagramme des moments de la poutre palière à l'ELU 33
Figure III. 16 Diagramme des efforts tranchants de la poutre palière à l'ELU 33
Figure III. 17 Diagramme du moments de la poutre palière à l'ELS 33

Figure III. 18 Ferraillage de la poutre palière 34
Figure III. 19 Shéma statique de la dalle pleine..... 35
Figure III. 20 Diagramme des moments de la dalle pleine à l'ELU..... 35
Figure III. 21 Diagramme des moments de la dalle pleine à l'ELS 36
Figure III. 22 Diagramme des efforts tranchants de la dalle pleine à l'ELU 37

CHAPITRE V: FERRAILLAGE DES ELEMENTS STRUCTURAUX

Figure V. 1 Dessin de ferraillage des poutres principales type1……..…62
Figure V. 2.Dessin de ferraillage des poutres secondaires type1 ……. 62
Figure V. 3. Dessin de ferraillage des poutres principales et secondaires type2…….63
Figure V. 4. Dessin de ferraillage des poutres courts…… 63
Figure V. 5. Dessin de ferraillage des poteaux²……. 67

CHAPITRE VI : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

Figure VI. 1. Types des fondations superficielles.....75
Figure VI. 2. Surface de radier.....76
Figure VI. 3. Shéma statique de radier 77
Figure VI.4 . Dimension du radier.....80
Figure VI. 5. Shéma des contraintes de sol à l'ELS.....80
Figure VI. 6 Shéma des contraintes de sol à l'ELU……..81
Figure VI. 7 Shéma des moments de radier sur axe XX à l'ELU……..…...83
Figure VI.8 Shéma des moments de radier sur axe XX à l'ELS…….…..…83
Figure VI. 9 Shéma des moments de radier sur axe YY à l'ELU……..……...83
Figure VI. 10 Shéma des moments de radier sur axe YY à l'ELS……..…..…83
Figure VI. 11 Shéma des moments sur les nervures à l'ELU……..……..….…..86
Figure VI. 12 Shéma des moments sur les nervures à l'ELS……...….86
Figure VI. 13 Shéma des efforts tranchants sur les nervures à l'ELU……..…...87

Notation

❖ *Majuscules romaines*

A : Section d'aciers tendus.

A' : Section d'acier comprimé.

Amax, Amin : Section d'acier maximale et minimale

At : section d’armature transversale.

Aver : Section d'armatures verticales.

Ah : Section d’armatures horizontales.

B : Aire du béton.

Br : Section réduite du béton d'un poteau.

E.L.S : Etat Limite de Service.

E.L.U : Etat Limite Ultime.

I : Moment d'inertie.

Ii : moment d'inertie des trumeaux.

M : Moment fléchissant.

Mt : Moment fléchissant en travée d'une poutre.

Ma : Moment fléchissant en appui d'une poutre.

Mu : Moment fléchissant à l'E.L.U.

Mser : Moment fléchissant à l'E.L.S.

N : Effort normal.

Nser : Effort normal de service.

NU : Effort normal ultime.

Tu : Effort tranchant ultime.

G : Charge permanente.

Q : Charge d'exploitation.

E : Charge sismique.

R : force résultante.

S : surface de la poutre

E ; module de YOUNG

❖ *Minuscules romaines*

h : Hauteur de la section du béton.

b : Largeur de la section du béton.

c, c' : Enrobage supérieur et inférieur.

d : Hauteur utile d'une section.

f : Flèche.

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

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

fe : Limite d'élasticité de l'acier.

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

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

i : Rayon de giration.

If : Longueur de flambement,

St : Espacement de cours d'armature transversale.

Sh : Espacement de cours d'armature horizontale.

Sv : Espacement des armatures verticales.

❖ *Majuscules grecques*

Σ: sommation.

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

W : poids.

❖ *Minuscules grecques*

α: Angle.

γ: Coefficient de sécurité.

ε: Déformation relative.

λ: Élancement mécanique.

μ: Coefficient de frottement.

ρ: poids volumique du béton.

σ: Contrainte normale.

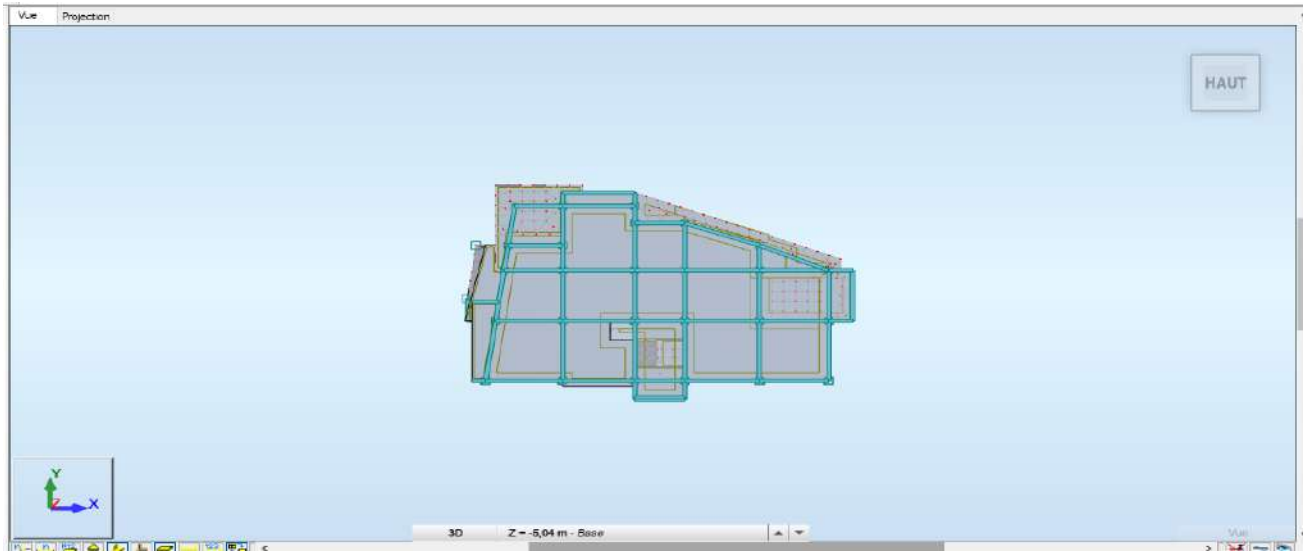
τ: Contrainte tangentielle.

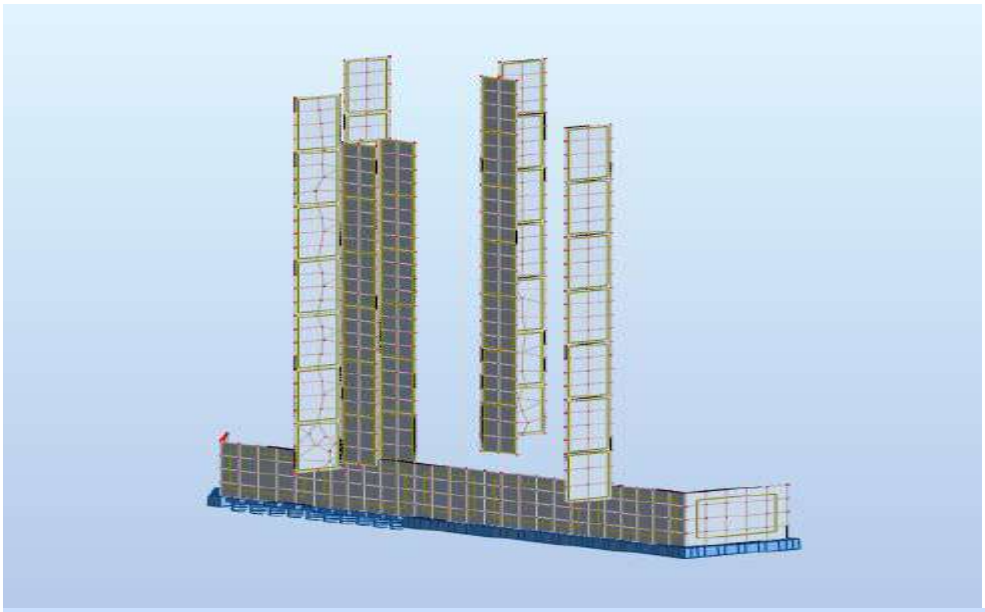
δ: Déplacement d'un niveau.

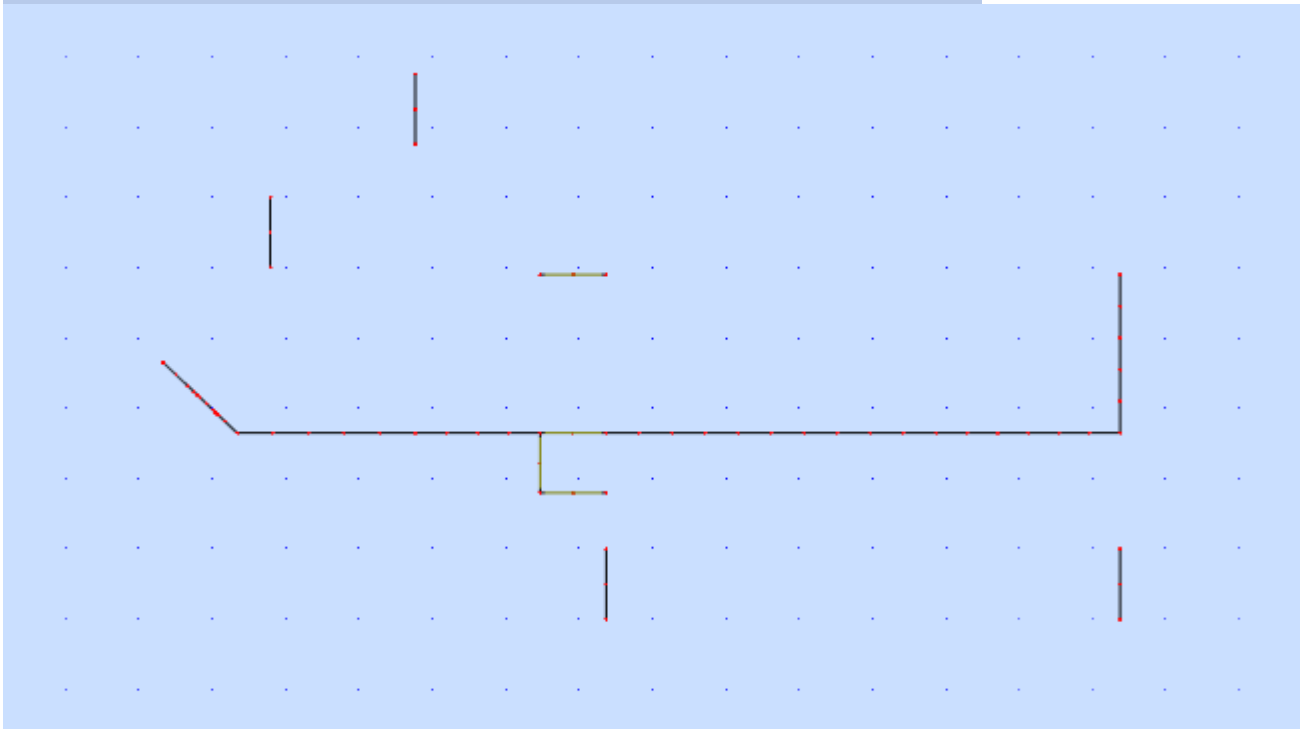


STRUCTURE

Vue Plan







Disposition des voiles

Introduction générale

Un bâtiment au sens commun est une construction immobilière, réalisée par intervention humaine, destinée d'une part à servir d'abri, c'est-à-dire à protéger des intempéries des personnes, des biens et des activités, d'autre part à manifester leur permanence comme fonction sociale, politique ou culturelle. Un bâtiment est un ouvrage d'un seul tenant composé de corps de bâtiments couvrant des espaces habitables lorsqu'il est d'une taille importante. Le génie civil représente l'ensemble des techniques concernant les constructions civiles. Les ingénieurs en génie civil s'occupent de la conception, de la réalisation, de l'exploitation et de la réhabilitation d'ouvrages de construction et d'infrastructures dont ils assurent la gestion afin de répondre aux besoins de la société.

La conception d'une structure aux normes parasismique est un problème relativement complexe vu la nécessité de respecter les exigences de sécurité imposées par les règlements et selon l'importance du projet sans oublier le coté économique lié aux coûts des matériaux de construction, qui ont tendance à augmenter, pour minimiser les dépenses et obtenir ainsi le meilleur rapport sécurité/prix. La résistance d'une structure aux actions horizontales est principalement assurée par le système de contreventement de cette dernière.

L'étude sera menée sur un bloc en ***Soussol+Entr sol+RDC+5étages*** constitué par des portiques poteaux-poutres) contreventé par des voiles en béton armé. Pour ce faire, nous procéderons comme suit :

- ✓ La première étape portera sur la présentation complète du bâtiment, la définition des différents éléments et le choix des matériaux à utiliser.
- ✓ La deuxième étape sera la détermination des actions verticales affectant la structure et le pré dimensionnement des éléments structuraux et non structuraux du bâtiment.
- ✓ La troisième étape sera le calcul des éléments non structuraux (l'acrotère, l'escalier, les poutrelles et les dalles pleines).
- ✓ La quatrième étape consiste à l'application de la méthode dynamique pour déterminer les charges sismiques (horizontales). L'étude de notre projet sera menée par l'analyse un modèle de la structure en 3D sur le logiciel de calcul ***ROBOT EXPET***
- ✓ La cinquième étape sera le calcul de ferraillage des éléments résistants (poutres ; poteaux et voiles), par le programme ***ROBOT EXPET.***
- ✓ La sixième étape sera le calcul des fondations ***(type ; dimensions et ferraillages).***

Chapitre I :

Présentation de l’ouvrage.

I.1. PRESENTATION DE L'OUVRAGE :

Le projet réalisé est un bâtiment en béton armé comporte **Sous-sol+Entre-sol+RDC+5 étages** avec terrasse inaccessible à usage multiple (Parking , habitation) qui sera implanté à Kasr El Boukhari wilaya de Médéa,c'est une zone de moyen sismicité (zone IIa) selon la classification du Règlement Parasismique Algérien RPA99version 2003[1].Notre étude seraconforme aux exigences des règles de conceptionet de calcul des structures en béton armé CBA 93[2],ainsi que RPA99[1].

I.2 CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES DE L'OUVRAGE :

I.2.1. Dimensions en plan du bâtiment :

- Longueur totale du bâtiment : 25.12 m
- Largeur totale du bâtiment : 15.64 m

I.2.2. Dimensions en élévation du bâtiment :

- Hauteur desous-sol : 3.42 m
- Hauteur de sous-sol : 3.06 m
- Hauteur du RDC : 3.06 m
- Hauteur d'étage courant : 3.06 m
- Hauteur totale du bâtiment : 24.84 m

I.3. CLASSIFICATION DU BATIMENT SELON RPA99 VERSION 2003 :

Cet ouvrage est classé comme étant un ouvrage courant d'importance moyenne, car sa hauteur ne dépasse pas 48m, il appartient au groupe d'usage 2.

Le sol est considéré comme un site ferme (S2).

I.4. CARACTERISTIQUES STRUCTURELLES :

I.4.1 Système de contreventement :

Notre bâtiment comporte neufs niveaux qui font une hauteur de 24.84 m, le RPA99 Version 2003 limite les structures en portiques auto stables dans la zone IIa en 17m, ce qui nous oblige d'insérer des voiles de contreventement et d'obtenir par conséquence un système de contreventement assuré par des portiques et des voiles donc on a besoin des voiles.►►Art 3.4 RPA99 v2003◄◄

I.4.2 Planchers :

Nous avons utilisé deux types de planchers, ***planchers à corps creux***et ***planchers à dalle pleine***dont le rôle est de supporter les charges verticales et les transmettre aux poutres qui aussi transmettre ces dernières aux éléments verticaux de la structure.

.

I.4.3. Maçonnerie :

La maçonnerie du bâtiment sera exécutée en briques creuses.

• **Murs extérieurs (en double cloison)** : deux (02) cloisons en briques creuses de 10cmd'épaisseurs séparées par une l'âme d'air de 5 cm pour assurer l'isolation thermique entre le milieu extérieur et l'intérieur du bâtiment.

• **Murs intérieurs (en simple cloison)** : ce sont des cloisons de séparations de 10cm d'épaisseur.

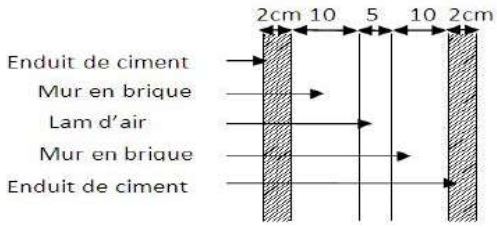


Figure I.1.Mur simple cloison.

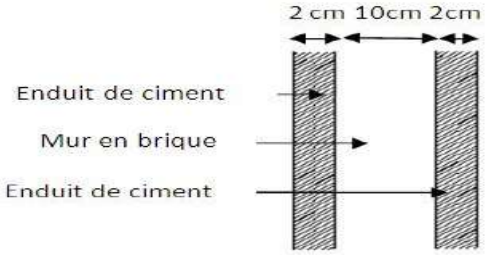


Figure I.2.Mur double cloison.

I.4.4 Les escaliers :

La circulation verticale entre les étages est assurée par des escaliers droits à deux volets.

I.4.5 Infrastructure :

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

I.5. CARACTERISTIQUES MECANIQUES DES MATERIAUX :

Les caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés dans la construction doivent être Conformes aux règles techniques de conception et de calcul des ouvrages en béton armé (CBA 93).

I.5.1. Le béton :

Les hypothèses de calcul adoptées pour cette étude sont :

Tableau I.1. *Hypothèses de calcul béton.*

La masse volumique de béton		ρ = 2.5 t/m3	[ART A.3.1.2.1 CBA93]
La résistance du béton à la compression à 28 jours		fc28 = 25 MPA	
La résistance du béton à la traction		ft28 = 2.1 MPA	[ART A.2.1.1.2 CBA93]
Module de déformation transversal (module de cisaillement)		$G = \frac{E}{2(1+\upsilon)}$	
Coefficient de dilatation		$\theta=1x10^{-5}$	[ARTA.3.1.3.3.CBA93]
Module d'élasticité instantané E_{ij}		32164.20 MPA	[ART A.2.1.2 CBA93]
Module d'élasticité différé E_{vj}		10818.86 MPA	[ART A.2.1.2 CBA93]
Coefficient de poisson (υ)	***ELU***	0	[ART A.2.1.2 CBA93]
	ELS	0.2	[ART A.2.1.2 CBA93]
Contrainte de cisaillement (τ_u)	***Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable***	2.50 MPA	
	Fissuration peu nuisible	3.33 MPA	
Contrainte en compression (σ_{bc})	***Situation durable***	14.20 MPA	
	Situation accidentelle	18.50PA	

I.5.2. Les aciers :

L'acier utilisé en béton armé se distingue du reste des aciers par sa forme géométrique et sa nuance, sa surface externe (surface de contact avec le béton) présente deux types distincts **:** une surface lisse et une surface rugueuse, chacune ayant sa propre utilité.

Les aciers utilisés sont résumés dans le tableau suivant.

Tableau I.2. Les types d'aciers utilises et leurs nuances.

Nature	Utilisation	Nuance	Diamètre (mm)	F_e(MPA)
Barre à haute Adhérence	Armatures longitudinales	F_eE400	Ø ≥ 10	400
Treillis soudé	Table de compression	F_eE520	Ø6	520

Tableau I.3. *Hypothèses de calcul acier.*

La masse volumique de l'acier				ρ = 7.85 t/m3
Module d'élasticité longitudinale (E_s)				200000mA
Contraintes limites (σ_s)	**ELU**	***Situation durable*** σ_s		348 MPA
		Situation accidentelle σ_s		400 MPA
	ELS	***Fissuration préjudiciable***	***Armatures à haute adhérence*** $\overline{\sigma_s}$	201.63 MPA
			Ronds lisse $\overline{\sigma_s}$	159.40MPA
		Fissuration très préjudiciable	***Armatures à haute adhérence*** $\overline{\sigma_s}$	165 MPA
			Ronds lisse $\overline{\sigma_s}$	130.42 MPA
		Fissuration peu nuisible		Aucune vérification à faire

Chapitre II :

Prédimensionnement des éléments structuraux.

II.1. INTRODUCTION :

Le pré dimensionnement s'agit de déterminer des dimensions préliminaires des éléments de l'ossature tels que les planchers, les dalles pleines, les poutres, les poteaux et les voiles.

II.2. PRE DIMENSIONNEMENT DES PLANCHERS :

Les planchers sont des éléments horizontaux séparant les étages d'un bâtiment, ils ont pour rôle de :

- Supporter les charges verticales afin de les transmettre aux éléments porteurs.
- Assurer la transmission des charges horizontales aux éléments de contreventement (Diaphragme rigide).
- Remplir la condition d'isolation acoustique et la sécurité d'incendie.

II.2.1. Planchers à corps creux :

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

$$\frac{L}{25} \leq h_t \leq \frac{\mathrm{L}}{20}$$

$$h_t \geq \frac{\mathrm{L}}{22.5}$$

h_t: L'épaisseur du plancher ;
L : la plus longue portée des poutrelles (mesurée à l'entre axe).
Pour notre projet : L=575cm

$$\frac{575}{25} \leq h_t \leq \frac{575}{20} \Rightarrow 23\ \text{cm} \leq h_t \leq 28.75\ \text{cm}$$

$$h_t \geq \frac{575}{22.5} \Rightarrow \text{ht} \geq 25.55\ \text{cm}$$

On adopte : h_t = 25 cm
$h_t = d + e \Rightarrow h_t = 20+5$ cm.
Avec : d : l'épaisseur du corps creux.
e : l'épaisseur de la dalle de compression.

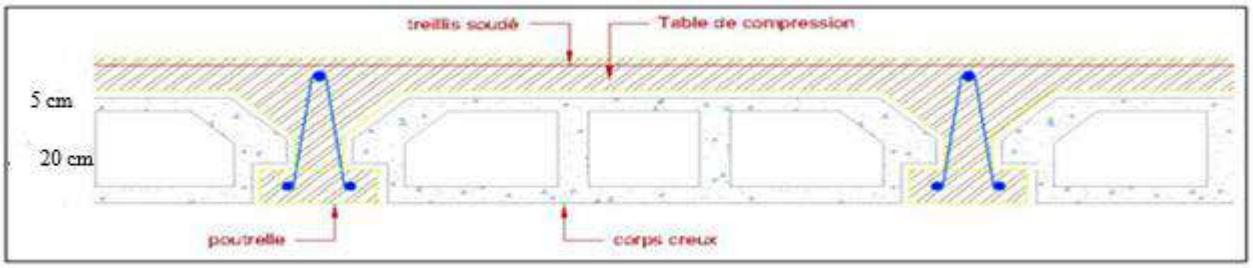


Figure II.1. Plancher corps creux (16+4).

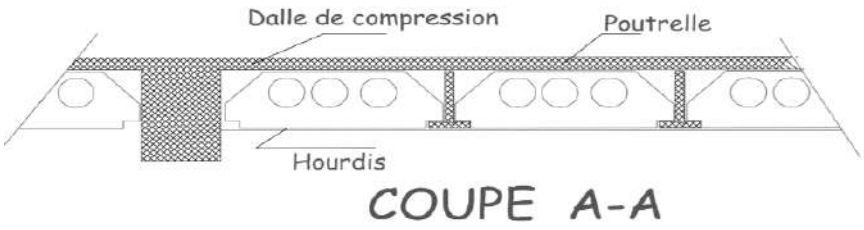


Figure II.2 : coupe de dalle en plancher corps creux

II.3. PREDIMENSIONNEMENT DES POUTRES :

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

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

$$, \quad 0.27h \leq b \leq 0.36h$$

L : la longueur de la poutre ayant la plus grande portée mesuréeentre l'axe d'appuis,

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= 575 cm ⇒ 38.33cm ≤ h ≤ 57.5cm On adopte : **h = 45 cm** ⇒ 12.15 cm ≤ b ≤ 16.2 cm On adopte : **b=30cm**	L= 535 cm ⇒ 35.66cm ≤ h ≤ 53.5cm On adopte : **h=40cm** ⇒ 10.8cm ≤ b ≤ 14.4cm On adopte : **b=30cm**
Vérification selon le RPA 99 (version 2003) Art.7.5	b = 30cm ≥ 20cm h = 45cm ≥ 30cm h/b = 1.5 ≤ 4.0 **Conditions vérifiées**	b = 30cm ≥ 20cm h = 40cm ≥ 30cm h/b = 1.33 ≤ 4.0 **Conditions vérifiées**

- **Conclusion :**
  - ❖ Pour les poutres principales, on adopte la section : $(b \times h) = 30 \times 45\ cm^2$.
  - ❖ Pour les poutres secondaires, on adopte la section : $(b \times h) = 30 \times 40\ cm^2$.

II.4. EVALUATION DES CHARGES : [DTR B.C 2.2][2] :

II.4.1. Charges permanentes :

II.4.1.1. Plancher terrasse (inaccessible) :

II.4.1.1.1. Plancher à corps creux :

Tableau II.2.Charge à la terrasse due aux plancher à corps creux.

N°	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m^3)	Poids surfacique (kN/m^2)	Référence
1	*Gravillon roulé 8/15*	0.04	20	0.80	DTR BC.2.2 Art C.5
2	*Etanchéité multicouche*	0 .02	6	0.12	DTR BC.2.2 Art C.5
3	*Papier Kraft*	/	/	0.05	/
4	*Forme de pente*	0.15	22	2.22	DTR BC.2.2 Art Annexe B
5	*Film polyane*	/	/	0.01	/
6	*Plaque de liège*	0.04	4	0.16	DTR BC.2.2 Art Annexe B
7	*Pare vapeur*	0.01	6	0 .06	/
8	*Plancher corps creux (16+5)*	0.21	/	3.05	DTR BC.2.2 Art C.3
9	*Enduit en plâtre*	0.02	10	0.20	DTR BC.2.2 Art C.2.1
TOTAL				**6.40**	

II.4.1.1.2.Plancher dalle pleine :

Tableau II.3.Charge à la terrasse due aux plancher à dalle pleine.

N°	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m^3)	Poids surfacique (kN/m^2)	Référence
1	*Gravillon roulé 8/15*	0.04	20	0.80	DTR BC.2.2 Art C.5
2	*Etanchéité multicouche*	0 .02	6	0.12	DTR BC.2.2 Art C.5
3	*Papier Kraft*	/	/	0.05	/
4	*Forme de pente*	0.11	22	2.42	DTR BC.2.2 Art Annexe B
5	*Film polyane*	/	/	0.01	/
6	*Plaque de liège*	0.04	4	0.16	DTR BC.2.2 Art Annexe B
7	*Pare vapeur*	0.01	6	0 .06	/
8	*Dalle pleine*	0.15	25	3.75	
9	*Enduit en plâtre*	0.02	10	0.20	DTR BC.2.2 Art C.2.1
TOTAL				**7.57**	

II.4.1.2. Plancher étage courant :

II.4.1.2.1. Plancher à corps creux :

Tableau II.4.Charge due aux planchers à corps creux .

N°	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m³)	Poids surfacique (kN/m²)	Article de référence
1	Carrelage	0.02	20	0.40	Art C.4
2	Mortier de pose	0.02	/	0.40	Art C.3
3	Lit de sable	0.03	18	0.54	Art Annexe VI A
4	Plancher corps creux (16+4)	0.21	/	3.05	Art C.3
5	Enduit en plâtre	0.02	18	0.20	Art C.2.2
6	Cloison simple	0.10	/	1.62	Art C.1
TOTAL				G =5.96	

II.4.1.2.2. Plancher dalle pleine :

Tableau II.5.Charge due aux planchers à dalle pleine .

N°	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m³)	Poids surfacique (kN/m²)	Article de référence
1	Carrelage	0.02	20	0.40	Art C.4
2	Mortier de pose	0.02	/	0.40	Art C.3
3	Lit de sable	0.03	18	0.54	Art Annexe VI A
4	Dalle pleine	0.15	25	3.75	
5	Enduit en plâtre	0.02	18	0.20	Art C.2.2
6	Cloison simple	0.10	/	1.62	Art C.1
TOTAL				G =6.91	

II.4.1.3. Maçonnerie :

II.4.1.3.1. Murs intérieurs (simple cloison) :

Tableau II.6.Charge permanente du mur intérieur.

N°	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m^3)	Poids surfacique (kN/m^2)	Article de référence
1	Enduit en ciment	0.02	0.18	0.36	Art C.2.2
2	Brique creuse	0.10	9	0.90	Art C.1
3	Enduit en ciment	0.02	0.18	0.36	Art C.2.2
TOTAL				G =1.62	

II.4.1.3.2. Murs extérieurs (double cloison) :

Tableau II.7.Charge permanente du mur extérieur.

N°	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m^3)	Poids surfacique (kN/m^2)	Article de référence
1	Enduit en ciment	0.02	18	0.36	Art C.2.2
2	Brique creuse	0.10	90	0.90	Art C.1
3	Lame d'air	0.05	/	/	/
4	Brique creuse	0.10	90	0.90	Art C.1
5	Enduit en ciment	0.02	18	0.36	Art C.2.2
TOTAL				G =2.52	

II.4.2.Charges d'exploitation :

- **Terrasse inaccessible** : Q=1kN/m².[Art7.3.3 DTR.B.C.2.2] [2]
- **Habitation** : Q=1.5 kN/m².[Art7.1 DTR.B.C.2.2] [2]
- **Loggia** : Q=3.5 kN/m²
- **Parking** : Q=2.5 kN/m²

II.5. PRE DIMENSIONNEMENT DES POTEAUX :

Ce sont des éléments porteurs verticaux en béton armé, On dimensionne la section du béton des poteaux à la compression simple, en utilisant un calcul basé sur la descente des chargespermanentes et des surcharges exploitation donc le poteau sera pré dimensionné sous l'effet de l'effort normal ultime de compression.

Cette charge doit être majorée de 10% pour les poteaux intermédiaires voisins des poteaux derive dans le cas des bâtiments comportant au moins trois travées donc dans notre cas cetteCharge devienne : (N_u^*=1.1Nu). Selon le [2] ►► [Art B.8.11] ◄◄

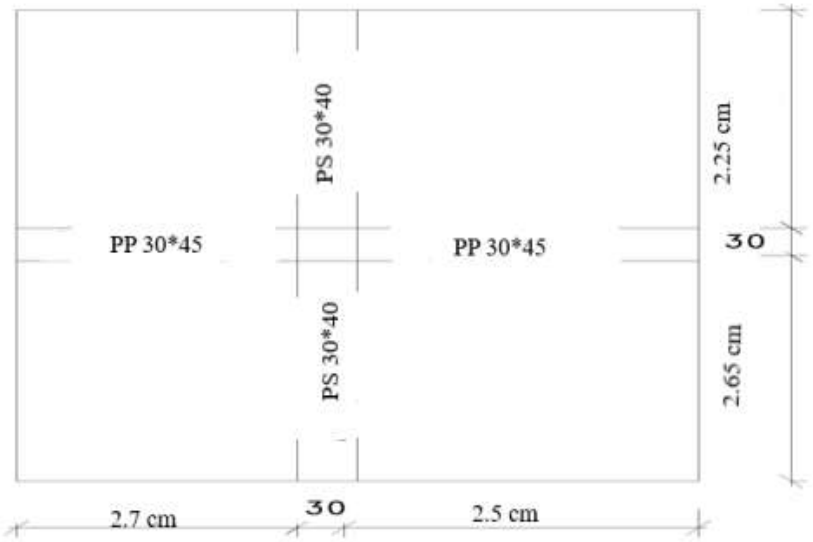
II.5.1. Etapes de pré dimensionnement :

- Choix du poteau le plus sollicité.
- Calcul de la surface reprise par le poteau.
- Calcul de la capacité portante $\overline{N}$ du poteau.
- Détermination des charges permanentes et d'exploitation revenant à ce 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].

II.5.1.1. Choix du poteau le plus sollicité :

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

Figure II.3.Surface reprise par le poteau le plus sollicité.



II.5.1.2. Calcul de la surface reprise par le poteau :

$$S_{totale} = (2.7 + 0.30 + 2.5) * (2.65 + 0.30 + 2.25) \Rightarrow S_{totale} = 28.6\ m^2$$

$$S_{plancher} = (2.7 + 2.5) * (2.65 + 2.25) \Rightarrow S_{plancher} = 25.48\ m^2$$

S_{totale}: Surface totale du plancher y compris les poutres.

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

II.5.1.3. Calcul de la capacité portante $\bar{N}$ du poteau :

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

$N_u \leq \bar{N} = \alpha \left(\frac{B_r \cdot f_{c28}}{0.9 \cdot \gamma_b} + A \frac{f_e}{\gamma_s} \right)$ ►►CBA93 ArtB.8.4.1◄◄

$\bar{N}$: Effort normal admissible à l'ELU.

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

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

$$\begin{cases} \alpha = \dfrac{0.85}{1 + 0.2(\frac{\lambda}{35})^2} & Si\ \lambda \leq 50 \\ \alpha = 0.30 \left(\frac{50}{\lambda}\right)^2 & Si\ \ 50 \leq \lambda \leq 70 \\ \lambda = \dfrac{l_f}{i} \quad . \quad l_f = 0.7 l_0 \end{cases}$$

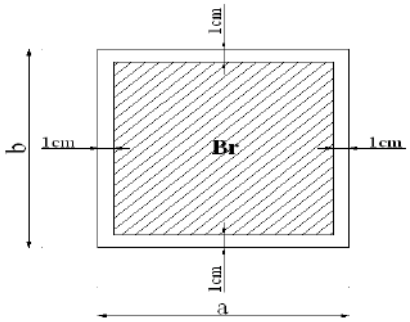


Figure II.4.La section réduite du poteau.

λ : l'élancement mécanique ;

i : rayon de giration ;

l_0 : Longueur du poteau ;

l_f: Longueur de flambement.

Dans notre projet, l_0=3.42 m pour tous les étages. Sauf RDC, l_0=3.06 m

$$i = \sqrt{I/b^2}$$

I : moment d'inertie du poteau ;

b : largeur du poteau.

$$I = \frac{bh^3}{12} \quad ; \quad b = h \quad ; \quad I = \frac{b^4}{12}$$

$$i = \sqrt{(\frac{b^4}{12})/b^2} \quad ; \quad i = \frac{b}{\sqrt{12}}$$

f_{c28}=25 MPa ;f_e=400 MPa ; Situation durable : (γ_b=1.5 ; γ_s=1.15)

II.5.1.4. Calcul de la capacité portante $\bar{N}$:

Tableau II.8. Capacité portante N¯pour chaque section de poteau.

Niveau	Démontions (mm)	B_r(mm²)	$L_f(m)$	i (m)	λ	α	A(cm^2)	$\bar{N}_u$
5^{éme}	300x300	78400	2.394	0.086	27.83	0.968	78.4	2781.412
4^{éme}	300x300	78400	2.394	0.086	27.83	0.968	78.4	2781.412
3^{éme}	350x350	108900	2.394	0.10	23.94	1.308	108.9	5188.54
2^{éme}	350x350	108900	2.394	0.10	23.94	1.308	108.9	5188.54
1^{éme}	350x350	108900	2.394	0.10	23.94	1.308	108.9	5188.54
RDC	400x400	144400	2.394	0.115	20.81	1.73	144.4	9155.609
Entre- sol	400x400	144400	2.142	0.115	18.62	2.163	144.4	14431.281
Sous-sol	400x400	144400	2.394	0.115	20.81	1.73	144.4	91555.609

On prend pour les poteaux les sections de pré dimensionnement, pour des raisons de calcul (zone II_a, bâtiment en 8 niveaux). Ces dimensions doivent satisfaire aux conditions du RPA.99 versions 2003 [Art 7.4.1],

II.5.1.5 Charges permanentes :

$$G_{niveau} = G_{plancher} + G_{pp} + G_{ps} + G_{ptx}$$

Avec :

$G_{plancher}$= *la charge permanente du plancher* $*S_{plancher}$

$$G_{(pp)ou(ps)} = b * h * L * \gamma_b$$

$$G_{ptx} = b * h_{étg} * L * \gamma_b$$

γ_b: poids volumique du béton, $\gamma_b = 25kN/m^3$.

Tableau II.9.Charges permanentes cumulées des surfaces reprises.

Niveau	$G_{plancher}(kN)$	$G_{pp}(kN)$	$G_{ps}(kN)$	$G_{ptx}(kN)$	$G_{niveau}(kN)$	$G_{cumulée}(kN)$
5éme	182.27	19.4	16.05	3.845	225.42	225.42
4éme	169.74	19.4	16.05	7.69	212.94	438.36
3éme	169.74	19.4	16.05	10.47	215.62	653.98
2éme	169.74	19.4	16.05	10.47	215.62	869.6
1éme	169.74	19.4	16.05	10.47	215.62	1085.22
RDC	169.74	19.4	16.05	13.68	218.87	1304.09
Entre- sol	169.74	19.4	16.05	12.24	217.43	1521.52
Sous-sol	196.79	19.4	16.05	13.68	245.95	1767.47

II.5.1.6. Charges d'exploitation :

Pour déterminer les charges d'exploitation, on utilise la loi de dégression suivante :

$$\sum Q_n = Q_0 + \frac{3+n}{2n}\sum_{i=1}^{n} Q_i$$

$\left(Le\ coefficient\ \frac{3+n}{2n}\ etant\ valable\ pour\ que\ n \geq 5\right)$.

$Q_0 = 1\ kN/m^2$ (terrasse inaccessible) ;

$Q_1, Q_2, Q_3, Q_4, Q_5, Q_6$, =1.5 kN/m^2 (étage à usage habitations) ;

Q_7 = 2.5 kN/m² (étage à usage parking).

5émé étage : Q_0

4émé étage : $Q_0 + Q_1$

3émé étage : $Q_0 + 0.95(Q_1 + Q_2)$

2émé étage : $Q_0 + 0.90(Q_1 + Q_2 + Q_3)$

1émé étage : $Q_0 + 0.85(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$

RDC : $Q_0 + 0.80(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5)$

Entre sol : $Q_0 + 0.75(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6)$

Sous-sol : $Q_0 + 0.714(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7)$

$$Q = S_{totale} * Q_i$$

Tableau II.10.Charges d'exploitation cumulées des surfaces reprises.

Niveau	*Q (kN)*	*3+n/2n*	$Q_{cumulée}(kN)$
5éme	25.48	/	25.48
4éme	38.22	1	63.7
3éme	38.22	0.95	100.009
2éme	38.22	0.90	134.4
1éme	38.22	0.85	166.89
RDC	38.22	0.80	197.47
Entre sol	38.22	0.75	226.13
Sous- sol	63.7	0.714	271.61

II.5.1.7. L'effort normal ultime N_u :

- $N_u = 1.35G + 1.5Q$
- $Nu^* = N_u + 10\%N_u = 1.1N_u$
-

Tableau II.11.Vérification de l'effort normal des poteaux.

Niveau	*B(mm²)*	*G (kN)*	*Q (kN)*	N_u *(kN)*	*Nu* 1.1(kN)*	$\overline{N}$ *(kN)*	*Nu* ≤ $\overline{N}$*
5éme	300x300	225.42	25.48	342,537	376,7907	2781.412	Vérifiée
4éme	300x300	438.36	63.7	687,336	756,0696	2781.412	Vérifiée
3éme	350x350	653.98	100.009	1032,8865	1136,17515	5188.54	Vérifiée
2éme	350x350	869.6	134.4	1375,56	1513,116	5188.54	Vérifiée
1ére	350x350	1085.22	166.89	1715,382	1886,9202	5188.54	Vérifiée
RDC	400x400	1304.09	197.47	2056,7265	2262,39915	9155.609	Vérifiée
Entre sol	400x400	1521.52	226.13	2393,247	2632,5717	14431.281	Vérifiée
Sous- sol	400x400	1767.47	271.61	2793,4995	3072,84945	91555.609	Vérifiée

II.5.1.8. Vérification selon le RPA99 version2003 :

II.5.1.8.1. RPA99 version 2003 ►► [Art 7.4.1] ◄◄

Tableau II.12.Vérification des sections selon le RPA99 version2003.

Niveau	*Condition à vérifier*	*Application de condition*	*Vérification*
5éme, 4éme,	*Zone* II_a *Min (b, h)* ≥ *30 cm* *Min (b, h)* ≥ h_e */20* *0.25* ≤ *(b/h)* ≤ *4*	Min (30, 30) ≥ *30 cm* h_e /20 = (346 /20 = 17.3cm 0.25 ≤ (b/h) =1 ≤ 4	Condition vérifiée
3éme, 2éme, 1éme	*Zone* II_a *Min (b, h)* ≥ *30 cm* *Min (b, h)* ≥ h_e */20* *0.25* ≤ *(b/h)* ≤ *4*	Min (35, 35) ≥ *30 cm* h_e /20 = 346/20 = 17.3 cm 0.25 ≤ (b/h) =1 ≤ 4	Condition vérifiée
RDC, ***Entre - sol*** ***Sous–sol***	*Zone* II_a *Min (b, h)* ≥ *30 cm* *Min (b, h)* ≥ h_e */20* *0.25* ≤ *(b/h)* ≤ *4*	Min (40, 40) ≥ *30 cm* h_e /20 = 346/20 = 17.3cm 0.25 ≤ (b/h) =1 ≤ 4	Condition vérifiée

II.5.1.8.2. Vérification aux zones nodales : RPA99 version 2003 ►►[Art 7.5.1] ◄◄

Il nous reste à vérifier :

- $b_{max} \leq 1.5h_1 + b_1$
- $d \leq Max\left(\frac{b_1}{2}, \frac{h_1}{2}\right)$

Tableau II.13.Vérification des dimensions selon le RPA99 version2003.

Niveau	$b_{max}(cm)$	$h_1(cm)$	$b_1(cm)$	$b_{max} \leq 1.5h_1 + b_1$	$d\ (cm)$	$Max(\frac{b_1}{2}, \frac{h_1}{2})$	$d \leq Max\ (\frac{b_1}{2}, \frac{h_1}{2})$
5émé, 4éme,	7	30	30	Condition vérifiée	2.5	15	Condition vérifiée
3éme, 2éme, 1éme	87.5	35	35	Condition vérifiée	5	17.5	Condition vérifiée
RDC, Entre sol Sous sol.	100	40	40	Condition vérifiée	7.5	20	Condition vérifiée

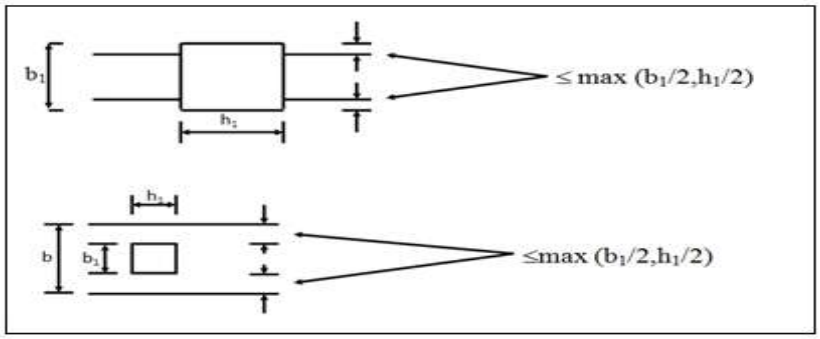


Figure II.5.Dimensions à respecter par les poutres.

- **Conclusion:**

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

II.6. PRE DIMENSIONNEMENT DES VOILES :

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

Selon le RPA 99 ver 2003, ►►Art 7.7.1◄◄

Sont considérés comme voiles les éléments satisfaisant la condition suivante :

L≥4 a

Avec :

l : portée min des voiles.

e : épaisseur des voiles

L'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage et des conditions derigidité

Aux extrémités, avec une épaisseur minimale de 15 cm.

he= 3.46 m

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

$$a \geq Max[15cm, 15.72cm, 13.84cm]$$

On prend pour les voiles l'épaisseur a = 20 cm

Pour des raisons de calcul (zoneII_a, bâtiment en 5 niveaux).

Pour qu'un voile peut assurer une fonction de contreventement :

$L_{min} = 346$ cm $\geq 4\,a$…Condition vérifiée.

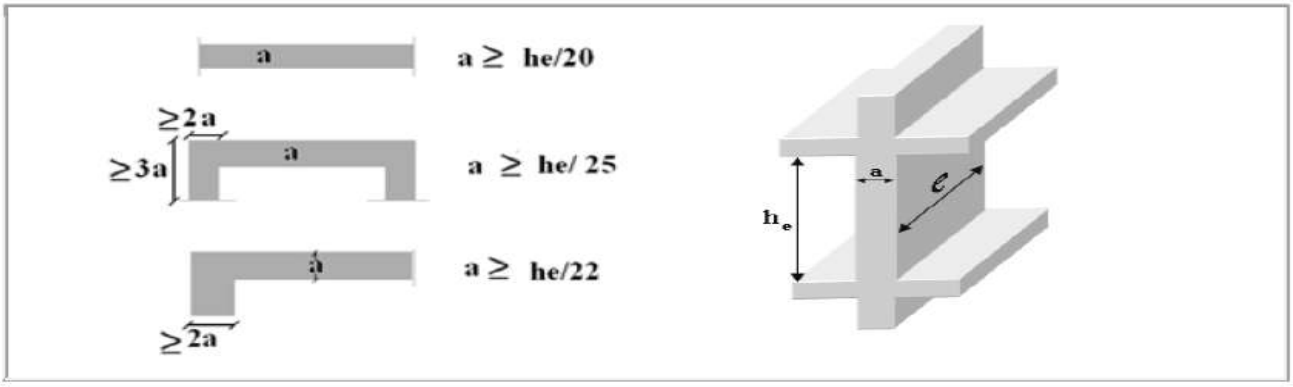


Figure II.6.Vue en plan et vue en 3D du voile.

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 qui 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 exposé aux intempéries.

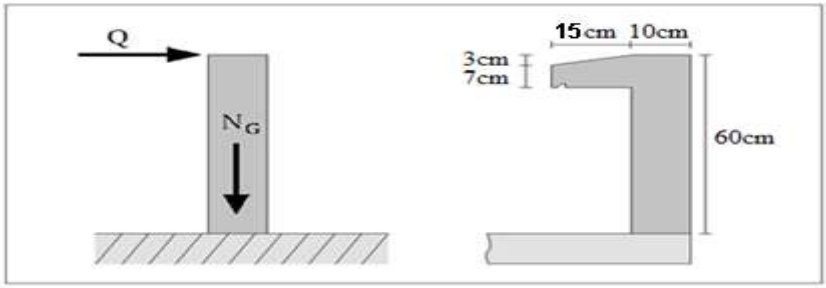


Figure III.1.Schéma statique de l'acrotere

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	Réf : DTR B.C 2.2-Art.lll.1
Charges d'exploitation	Q=1 kN/ml	Réf :DTR B.C 2.2-Art.7.2.1

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	$M_{ser} = Q.h = 0.60$ kN.m
Effort tranchant	$T_u = 1.5\ Q = 1.5$ kN	$T_{ser} = Q = 1$ kN

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.

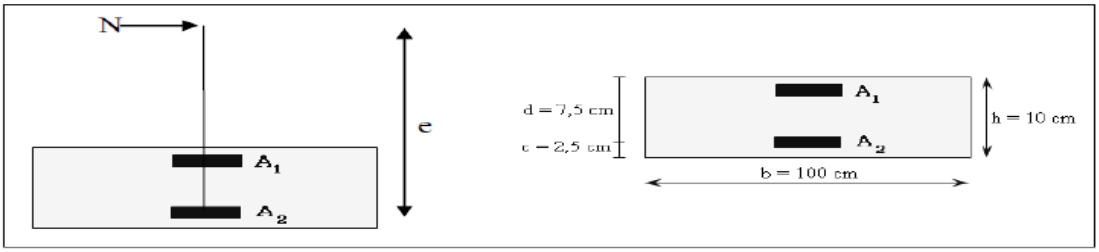


Figure III.2.Section de béton armé dans l'acrotère.

$$A_{s1} = 4.4\ cm^2 \quad ; \quad A_{s2} = 4.4\ cm^2$$

Armatures choisit :

$$A_{s1} = A_{s2} = 7HA10 = 5.5cm^2$$

Espacement :

$$S_t = \frac{b - 2c - n\emptyset}{n-1} = \frac{100 - 2(2.5) - (7 * 1)}{(7-1)} = 14.66cm \quad \Rightarrow S_t = 15cm$$

$$S_t = 15cm \leq S_{min} = \text{Min}[\ 3h\ ;\ 33cm\ ] = 30cm \quad \Rightarrow \quad CV$$

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 :

$$S_{rép} = \frac{60 - 5 - (4 * 0.8)}{3} = 17\ cm\ \leq S_{min} = \text{Min}[\ 4h\ ;\ 45cm\ ] = 40cm \quad \Rightarrow \text{CV}$$

On adopte : $S_{rép} = 15\ cm.$

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

On doit vérifier ces trois conditions : $\begin{cases} \sigma_b \leq \overline{\sigma_b} \\ \sigma_s \leq \overline{\sigma_s} \\ \sigma_s{}' \leq \overline{\sigma_s} \end{cases}$

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

Fissuration préjudiciable $\Rightarrow \sigma_{badm} = 0.6 f_{c28} = 15\ MPa$ Réf : CBA 93-Art.A.4.5.3.3

$$\overline{\sigma_s} = Min\left[\frac{2}{3} f_e\ ;\ \eta.110\sqrt{f_{tj}}\right] = Min[255.05\ MPa; 266.66\ MPa]$$ Réf : CBA 93-Art.A.4.5.3.3

$$\overline{\sigma_s} = 255.05\ MPa$$

$$\sigma_b = 0.3\ MPa \leq \overline{\sigma_b} = 15\ MPa \quad \Rightarrow \quad CV$$

$$\sigma_s = 2.6\ MPa\ \leq \overline{\sigma_s} = 255.05\ MPa \quad \Rightarrow \quad CV$$

$$\sigma_s' = 2.2\ MPa \leq \overline{\sigma_s} = 255.05\ MPa \quad \Rightarrow \quad CV$$

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

On doit vérifier cette condition :$\tau \leq \tau_{adm}$

$\tau_{adm} = Min\left[\frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b}; 4MPa\right] = MIn[\,2.5MPa\,; 4MPa] \Rightarrow \tau_{adm} = 2.5MPa$Réf : CBA 93-Art.A.3.2.2

$\tau = \frac{T_u}{b.d} = \frac{1.5*10^3}{1000*(0.9*100)} = 0.016MPa$Réf : CBA 93-Art.A.5.1.1

$$\tau = 0.016\ MPa \leq \tau_{adm} = 2.5\ MPa \quad \Rightarrow \quad CV$$

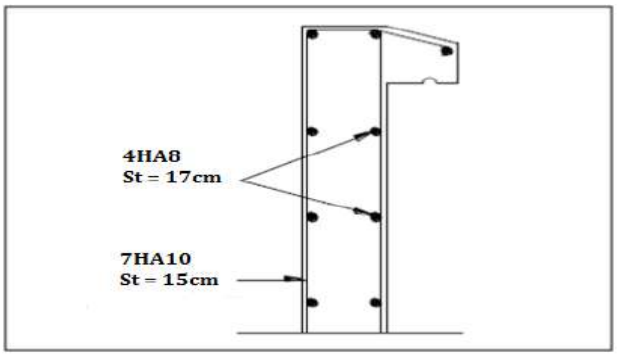


Figure III.3. Ferraillage de l'acrotère.

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 béton armé, disposées parallèlement de 60 cm d'espacement.
- Entrevous (corps creux) 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, et pour les planchers à corps creux, le calcul se fera pour deux éléments :

- La dalle de compression.
- Les poutrelles.

III.2.1 La dalle de compression :

Sert à la bonne distribution des charges verticales sur les poutrelles, et pour limiter le risque de fissuration ainsi que pour résister aux efforts appliqués sur la dalle ; on prévoit un ferraillage en quadrillage.

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 :

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

$$A_t \geq 0.02\ L\frac{200}{f_e} = \frac{4L}{f_e} \qquad si:\ 50cm \leq L \leq 80cm$$

Avec :

L : espacements entre axes des nervures (60 cm dans notre ouvrage).

F_e : Nuance de l'acier FeE520 ($F_e = 520$).

Le treillis soudé qui sera utilisé sera à maillage carré de 20cm x 20 m

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

On a: $L = 60cm \quad \Rightarrow \quad A_{t1} \geq 0.02\ L\frac{200}{F_e} = \frac{4L}{F_e} = \frac{240}{520} = 0.46cm^2/ml$

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

$$A_{t2} = \frac{A_{t1}}{2} = \frac{0.5}{2} = 0.25cm^2/ml$$

$$On\ choisira:\ A_{t1} = 5\ \emptyset\ 5 = 0.98cm^2 avec\ un\ espacement\ de\ 20cm.$$

$$A_{t2} = 4\ \emptyset\ 5 = 0.78cm^2 avec\ un\ espacement\ de\ 25cm.$$

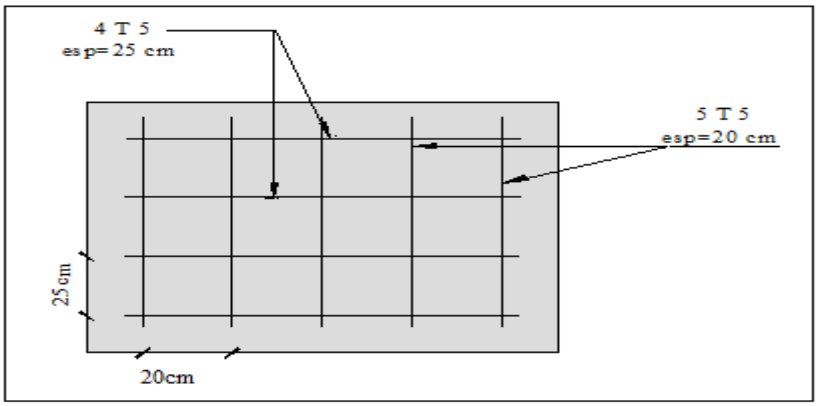


Figure III.4. Disposition des armatures de la dalle de compression.

III.2.2 Les poutrelles :

Les poutrelles sont préfabriquées, elles sont calculées par les sollicitations (G, Q), la surface revenant à chaque poutrelle est S = 0,60*L, on dispose les poutrelles dans le sens de la petite portée, le calcul des poutrelles se fait en deux étapes :

a) Avant coulage

b) Après coulage

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.
- Si la valeur de $\mu \leq \mu_l$:on ne nécessite pas des étaiements.
- Si la valeur de $\mu \gg \mu_l$: on doit calculer la flèche et la comparer avec la flèche admissible pour qu'on puisse savoir si notre poutrelle nécessite des étaiements afin de ces derniers aident la poutrelle à supporter les charges.

- **Les charges revenantes à la poutrelle avant coulage :**

Calcul des charges permanentes et surcharges d'exploitation

Tableau. III.3: Charges permanentes et surcharges d'exploitation des poutrelles.

La travée L (m)	Q (KN)	G (KN/ml)	
5.3	2.65	**poids de poutrelle**	**poids du corps creux**
		0,12×0,05×25 =	0,65×1 = 0,65
		0.80	

Surcharge d'exploitation

L'intensité du poids de l'ouvrier, même le poids des matériaux et des coffrages est égale à la plus grande des deux valeurs :

Q = Max[1KN,0.5L KN/m]

***Calcul des moments :**

Pour les étages

Tableau III.4 : Calcul des moments .

M_G (KN. m)	M_Q (KN. m)	M_U (KN. m)
$\frac{GL^2}{8} = 2.80\ KN.m$	$\frac{QL}{4} = 3.51\ KN.m$	$1{,}35M_G+1{,}5M_Q = 9.045$ KN.m

b = 0.12m ; d = 22.5 cm ; σ_b = 14.2 MPa ;γ_b= 1.5 MPa ; fc28 =25MPa

- μ =3.65>μ_l = 0.392 (condition non vérifié) => A' ≠ 0
- Donc il est nécessaire de calcule des étaiements.

Calcul des étaiements :

Cette valeur de **μ** sort du domaine de la flexion simple ; en plus la poutrelle dans cette étape accusera une grande déformation (flèche) d'où : instabilité de la poutrelle, il faut prévoir des étaiements (pied droits) dont le nombre est déterminé de façon à éliminer le risque de déformation (Tableau.III.1)

$$f_G = \frac{5 \times G \times L^4}{384 \times E \times I} \quad \text{et} \quad f_Q = \frac{Q \times L^3}{48 \times E \times I}$$

$$f_{adm} = \begin{cases} 0.5 + \dfrac{L(cm)}{1000} \text{ si } L > 5m \\ \dfrac{L(cm)}{500} \text{ si } L \leq 5m \end{cases}$$

Tableau III.5. vérification de la flèche des poutrelles avant coulage.

Nombre d'étais	*L (m)*	*G (kN/ml)*	*Q (kN)*	*E (MPa)*	*I (m^4)*	*f (cm)*	*$\bar{f}$ (cm)*	*$f \leq \bar{f}$*
0	5.3	0.8	2.65	32164.195	$1.5 * 10^{-5}$	0.17	1.03	CV
1	4.5	0.8	2.25	32164,195	$1.5 * 10^{-5}$	0.88	0.9	CV
2	2.2	0.8	1.1	32164,195	$1.5 * 10^{-5}$	0.50	0.54	CV
3	3.5	0.8	1.75	32164,195	$1.5 * 10^{-5}$	0.32	0.7	CV

Résultats :3 étais suffisent pour éviter la flèche des poutrelles en première étape.

Après coulage :

La poutrelle travaille comme une poutre continue partiellement encastrée, elle supporte son poids propre, le poids du corps creux et de la dalle de Compression, en plus des charges et surcharges éventuelles revenant au plancher.

III.2.2.1. Calcul des sollicitations :

Tableau III.6. Calcul des sollicitations.

Plancher	*G (kN/ml)*	*Q (kN)*	*P_u (kN/m)*	*P_{ser} (kN/m)*
Terrasse	4.24	0,65	6.69	4.89
Courant	4.24	1.425	7.86	5.66

III.2.2.2. Calcul de ferraillage à l'ELU :

Combinaison :1.35G+1.50Q

Les poutrelles (4travées) donnent des sollicitations maximales :

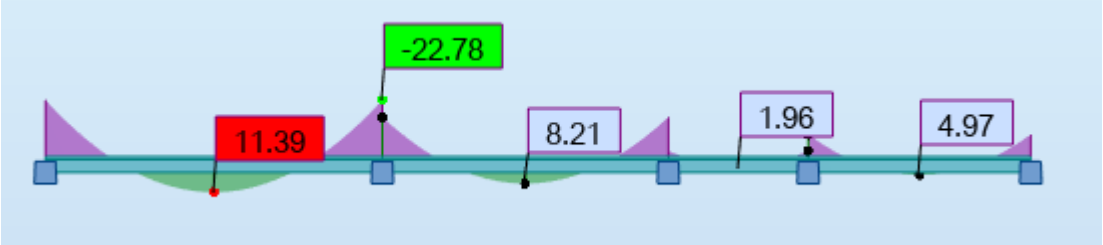


Figure III .5. Diagramme des moments à l'ELU de la poutrelle

Tableau III.7. Ferraillage à l'ELU.

Travée/longueur	$M_{t\,max}\ (kN.m)$		$M_{a\,max}\ (kN.m)$			
5.3	11.39		- 22.78			
Section calculée (cm^2)			*Section choisie* (cm^2)			
A_{s1}	A_{s2}	$A_{s1}{}'$	$A_{s2}{}'$	A_{s1ch}	A_{s2ch}	$A_{s1ch}{}'$	$A_{s2ch}{}'$
1.56	0	0	2.98	2HA10=1.57	1HA10=0.79	2HA10=1.57	1HA10+2chHA12 =3.05

III.2.2.3. Vérification des contraintes à l'ELS –CBA93 Art.A.4.5.3 :

Combinaison :G+Q :type de fissuration :peu nuisible.

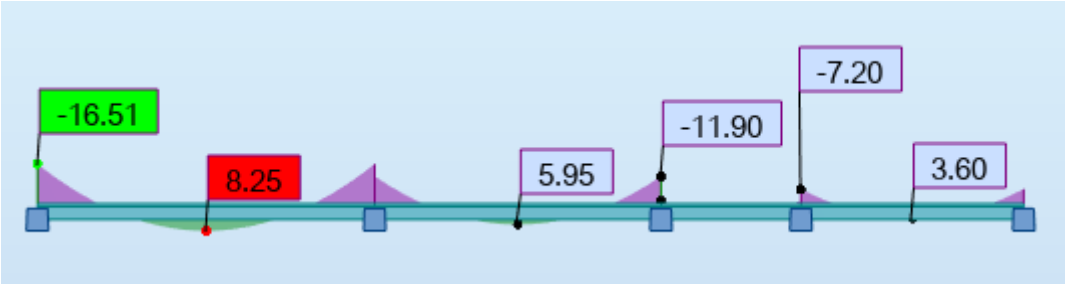


Figure III.6. Diagramme des moments à l'ELS de la poutrelle

Tableau III.8. Vérification des contraintes à l'ELS.

Travée/longueur	*Sollicitation à l'ELS*		*Contraintes*		*Contraintes admissible*	*Vérification* $\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$
	M_t	M_a	$\sigma_{b\ travée}$	$\sigma_{b\ appui}$	$\overline{\sigma_b}$	
5.30	8.25	-16.51	9.02	4.90	15	Oui

- Alors la condition $\sigma_b \leq \sigma_{badm}$ est vérifiée.

III.2.2.4. Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU :

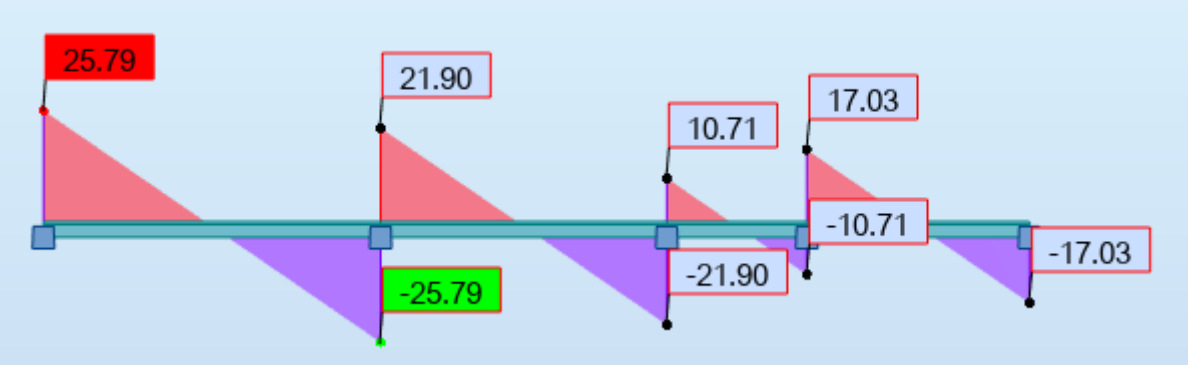


Figure III.7. Diagramme des efforts tranchants à l'ELU de la poutrelle

$b\ (cm)$	$h\ (cm)$	$T_u(kN)$	$\tau_u(MPa)$	$\overline{\tau_u}(MPa)$	*Vérification*
12	25	25.79	0.95	3.33	oui

Tableau III.9.Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU.

- Donc il n'y a aucun risque de cisaillement.

III.2.2.5. Vérification des fléches à l'ELS –CBA93 Art.B 6.5.3 :

$$f_{adm} = \begin{cases} 0.5 + \dfrac{L(cm)}{1000} \text{ si } \quad L > 5m \\ \dfrac{L(cm)}{500} \text{si } \quad L \leq 5m \end{cases}$$

Tableau.III.10.Vérification des fléchés à l'ELS

B	h	L	Mag	Mt	Mad	As1	As2	f	fadm	Verification Oui/non
12	25	5.30	-22.78 a)	11.39	-22.78 b)	1.57	3.05	2.9	5.3	**OUI**

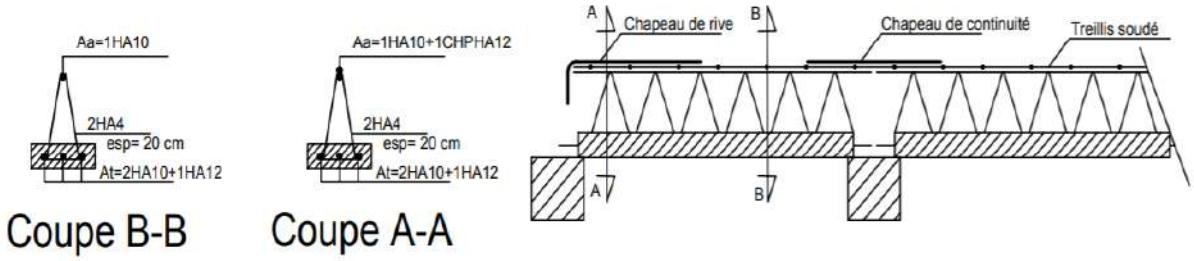


Figure III.8 : Ferraillage des poutrelles

III.3. LES ESCALIERS :

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

III.3.1. Dimensionnement :

Dans notre bloc, on a un seultyped'escalier (droit à deux volées), avec un palier intermédiaire.

Le schéma statique de ce type d'escalier est comme présenté dans la figure ci-dessous :

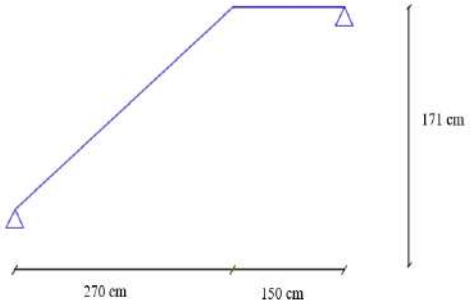


Figure III.9. Schéma statique d'une volée d'escalier.

Calcul d'épaisseur de la paillasse :

Les deux volées ont la même longueur de paillasse.

tgα=h/g=17/30=>α=29.54

$$L = \frac{270}{cos29.54} + 150 \Rightarrow \quad L = 4.60\ m$$

$$\frac{L}{35} \leq e \leq \frac{L}{30} \Rightarrow \quad 13.15\ cm \leq e \leq 15.34\ cm$$

On prendra : e=15cm

III.3.2. Evaluation des charges et surcharges :

a) Charges permanentes :

Tableau III.11. Charge permanente de la paillasse.

N°	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m3)	Poids surfacique (kN/m2)	Article de référence
1	***Carrelage***	0.02	20	0.40	Art.C.4
2	***Mortier de pose***	0.02	20	0.40	Art.C.2
3	***Lit de sable***	0.03	18	0.54	Annexe VI. A
4	***Poids propre de la marche***	0.17/2	25	2.13	Art. B
5	***Poids propre de la paillasse***	0.15/cosα	25	4.31	Art. B
6	***Enduit en ciment***	0.02	18	0.36	Art.C.2
TOTAL				8.13	

Tableau III.12. Charge permanente du palier de repos.

N°	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m3)	Poids surfacique (kN/m2)	Article de référence
1	***Carrelage***	0.02	20	0.40	Art.C.4
2	*Composants*	*Epaisseur (m)*	*Poids volumique (kN/m3)*	*Poids surfacique (kN/m2)*	*Article de référence*
3	***Lit de sable***	0.03	18	0.54	Annexe VI. A
4	***Poids propre du palier***	0.15	25	3.75	Art. B
5	***Enduit en ciment***	0.02	18	0.36	Art. C
TOTAL				5.45	

- **Charges d'exploitation :**

a) Pour le palier de repos et la paillasse : $Q=2.5\ kN/m2$ Réf :DTR B.C 2.2-Art.7.2.1

N.B : Le calcul de ferraillage des escaliers se fait pour une bande de 1 m de largeur.

III.3.3. Détermination des sollicitations :

ELU : $P_u = 1.35\ G + 1.5\ Q$

ELS : $P_{ser} = G + Q$

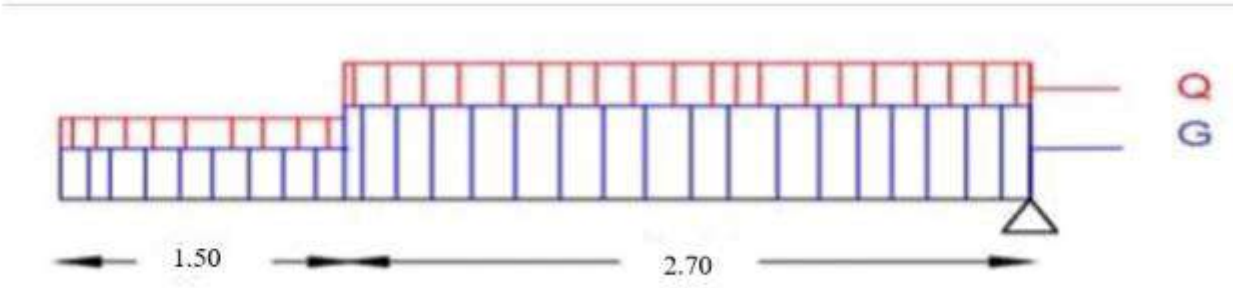


Figure III.10. Chargement dans l'escalier.

Tableau III.13. Combinaisons des charges dans l'escalier.

	$G(kN/ml)$	$Q(kN/ml)$	$P_u(kN/ml)$	$P_{ser}(kN/ml)$
Paillasse	8.14	2.5	14.73	10.63
Palier	5.45	2.5	11.11	7.95

Tableau III.14. Les sollicitations dans l'escalier.

Sollicitations	$M_t(kN.m)$	$M_a(kN.m)$	$T(kN)$
ELU	14	28.24	40.79
ELS	12.52	8.24	/

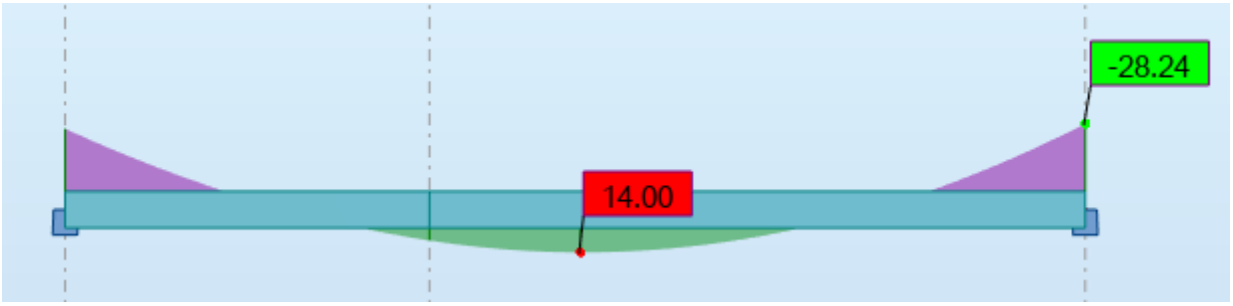


Figure III.11. Diagramme des moments dans l'escalier à l'ELU.

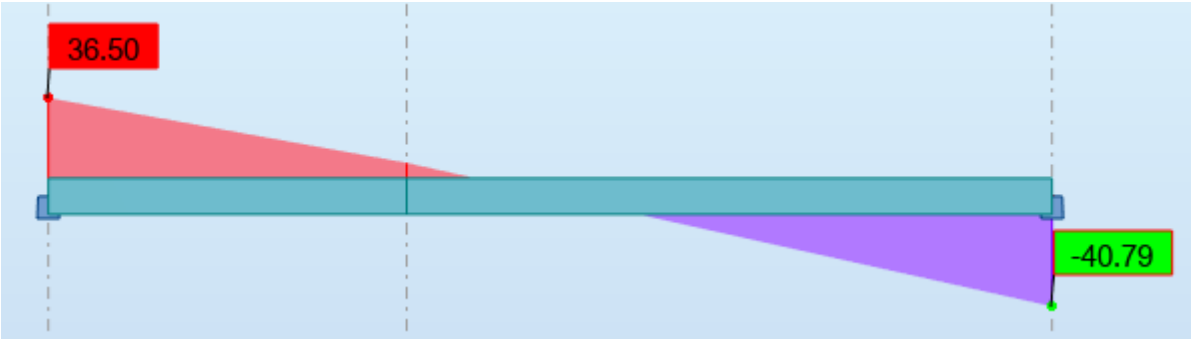


Figure III.12. Diagramme des efforts tranchant dans l'escalier à l'ELU.

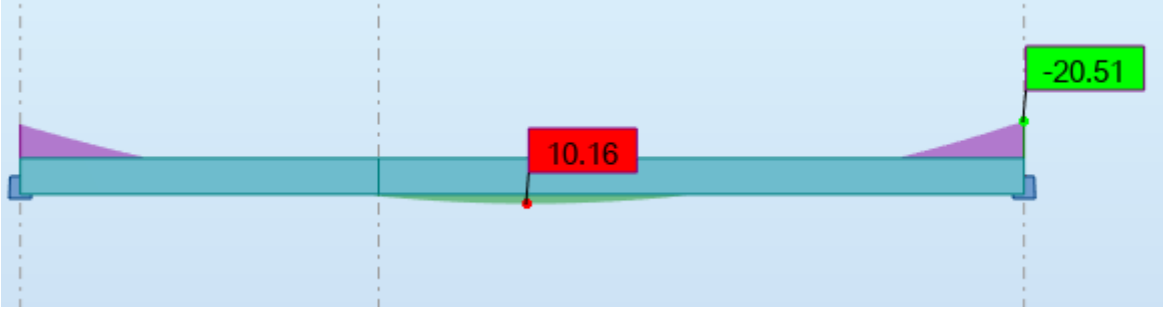


Figure III.13. Diagramme des moments dans l'escalier à l'ELS.

III.3.4. Ferraillage :

i. Armatures longitudinales :

Le calcul de ferraillage se fera par la méthode forfaitaire pour une bonde de 1m.

Tableau III.15. Section d'armatures longitudinales dans l'escalier.

/	M_{max} $(kN.m)$	$A_{calculée}(cm^2)$		$A_{choisie}(cm^2)$		$S_t(cm)$
		A_{S1}	A_{S2}	A_{S1}	A_{S2}	/
Travée	14	3.06	0	7HA12=7.92	7HA12=7.92	15
Appuis	-28.24	0	6.38	7HA12=7.92	7HA12=7.92	15

Condition de non fragilité :

On vérifie : $A \geq A_{min}$

condition minimal		
ft28	2,1	
Amin	1,630125	cm^2

Tableau III.16. Vérification de la section d'armatures.

/	$A(cm^2)$	$A_{min}(cm^2)$	$A \geq A_{min}$
Travée	7.92	1.63	OUI
Appuis	7.92	1.63	OUI

b) Armatures de répartition :

Tableau III.17. Section d'armatures de répartition dans l'escalier.

/	$A_{rép} = A/4\ (cm^2)$	$A_{adoptée}(cm^2)$	$S_t(cm)$
En travée	1.98	5HA8=2.51	20
En appuis	1.98	5HA8=2.51	20

III.3.5. Vérification des contraintes normale à l'ELS -CBA93 Art.A.4.5.3 :

La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc on ne doit vérifier que :

$$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$$

$$\overline{\sigma_b} = 0.6f_{c28} = 0.6x25 \quad \Rightarrow \quad \sigma_b = 15MPa$$

Tableau III.18. Vérification de ferraillage de l'escalier à l'ELS.

	A(cm²)	Mser(kN .m)	$\sigma_b(MPa)$	$\overline{\sigma_b}(MPa)$	$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$
En travée	7.92	10.16	3.93	15	OUI
En appuis	7.92	-20.51	7.45	15	OUI

III.3.6. Vérification de l'effort tranchant :

Tableau III.19. Vérification des contraintes de cisaillement.

section	T(kN)	$\tau(MPa)$	$\bar{\tau}(MPa)$	$\tau \leq \bar{\tau}$
100X15	40.79	0.27	1.16	OUI

III.3.7. Vérification de la flèche :

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les deux inégalités sont vérifiées :

$$f_{adm} = \begin{cases} 0.5 + \dfrac{L(cm)}{1000} \text{ si } \quad L > 5m \\ \dfrac{L(cm)}{500} \text{ si } \quad L \leq 5m \end{cases}$$

Vérification de la flèche de l'escalier :

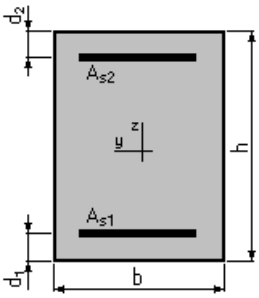
f_t (mm)	f_{badm}(mm)
3.0	8.4

III.3.8. Flèche de la poutre due à la flexion simple :

III.3.8.1. Hhypothèse :

1. Béton : fc28 = 25,0 (MPa)
2. Acier : fe = 500,0 (MPa)
3. Calculs suivant BAEL 91 mod. 99

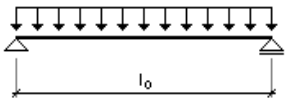
III.3.8.2. Géométrie :



Section

b = 100,0 (cm)
h = 15,0 (cm)
d_1 = 2,5 (cm)
d_2 = 2,5 (cm)

Schéma statique



l_o = 4,2 (m)

III.3.8.3 Hypothèses de calcul :

Facteur de flèche : α_k = 1,00

Chargement :

Moment dû à la charge permanente : M_g = 0,00 (kN*m)
Moment dû à la charge totale : M_p = 10,16 (kN*m)
Moment dû aux charges par cloisons : M_j = 0,00 (kN*m)

Section des armatures : A_{s1} = 7,9 (cm2)
A_{s2} = 7,9 (cm2)
Densité du ferraillage : □ = 1,27 (%)
Densité du ferraillage minimale : □ min = 0,10 (%)

III.3.8.4. Résultats :

Flèche totale : **ft = 3,0 (mm) < f_{adm} = l_o / 500,00 = 8,4 (mm)**

Composantes de la flèche (mm)	**μ**	□ (MPa)
fgv = 0,0	0,00	0,0
fgi = 0,0	0,00	0,0
fpi = 3,0	0,28	117,3
fji = 0,0	0,00	0,0

Moment d'inertie de la section homogène : I0 = 34065,0 (cm4)
i = 3,31

f_{gv} - flèche de longue durée due à l'ensemble des charges permanentes
f_{gi} - flèche instantanée due à l'ensemble des charges permanentes
f_{pi} - flèche instantanée due à l'ensemble des charges (permanentes et variables)
f_{ji} - flèche instantanée due aux charges permanentes à la pose des cloisons
f_t - flèche nuisible
f_{adm} - flèche admissible

Donc il n'y a pas un risque de la flèche.

III.4. LA POUTRE PALIERE :

La poutre palière est la poutre située au niveau du palier de repos, elle a pour rôle de supporter le poids de l'escalier, elle sera calculée en flexion simple.

III.4.1. Pré dimensionnement :

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \quad ; \quad 0.27h \leq b \leq 0.36h$$

L : la longueur de la poutre ayant la plus grande portée mesurée entraxe.

h : la hauteur de la poutre.

b : la largeur de la poutre.

Tableau III.20. Pré dimensionnement de la poutre palière.

Poutre Palière	
Conditions de résistance	L = 3.60 m $24cm \leq h \leq 36cm$ *On adopte* $h = 35cm$ $9.45cm \leq b \leq 12.6cm$ *On adopte* $b = 30cm$
Vérification selon le RPA	$b = 30\ cm \geq 20\ cm$ $h = 35\ cm \geq 30\ cm$ $\frac{h}{b} = 1.16 \leq 4.0$ Conditions vérifiées

Conclusion :

Pour la poutre palière, on adopte la section : (b×h) =(30×35)cm²

III.4.2. Charges revenant à la poutre :

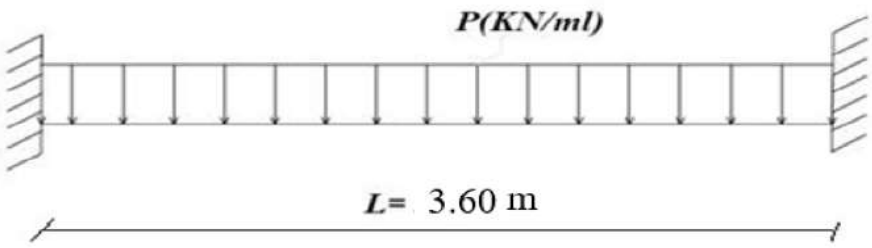


Figure III.14. Schémas statique de la poutre palière.

Calcul des efforts :

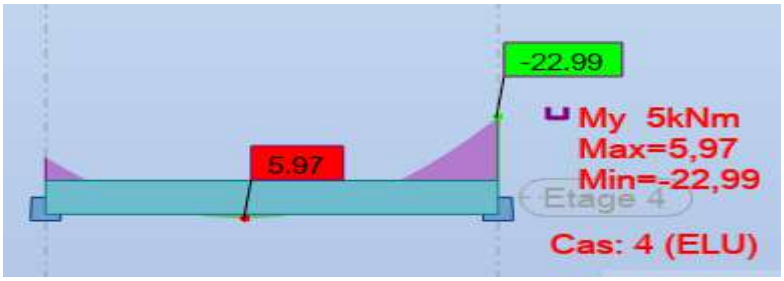


Figure III.15. Diagramme des moments de la poutre palière à l'E.L.U.

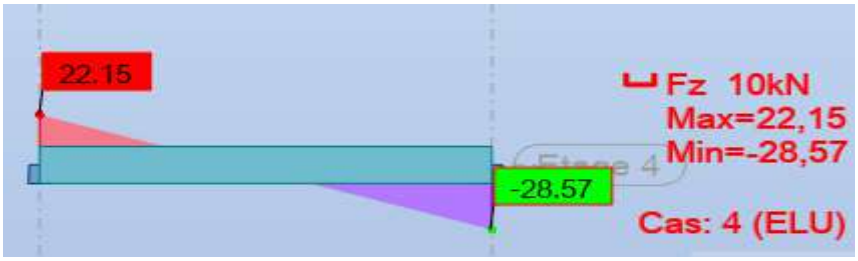


Figure III.16. Diagramme des efforts tranchants de la poutre palière à l'E.L.U.

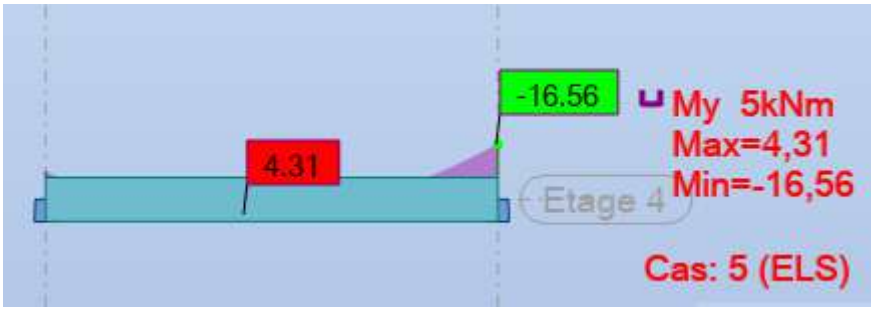


Figure III.17. Diagramme des moments de la poutre palière à l'E.L.S.

III.4.3. Calcul de ferraillageà l'ELU:

Armatures longitudinales :

Tableau III.21. Sollicitations de la poutre palière.

/	M_{max} $(kN.m)$	$A_{calculée}(cm^2)$		$A_{choisie}(cm^2)$	
		A_{S1}	A_{S2}	A_{S1}	A_{S2}
Travée	5.97	0.55	0	3HA12=3.39	3HA12=3.39
Appuis	-22.99	0	2.16	3HA12=3.39	3HA12=3.39

III.4.4. Vérification des contraintes à l'ELS – CBA93 Art..A.4.5.3 :

Tableau III.22. Vérification de la poutre palière à l'ELS

	A(cm²)	$M_{ser}(kN.m)$	$\sigma_b(MPa)$	$\overline{\sigma_b}(MPa)$	$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$
En travée	3.39	4.31	1.14	15	CV
En appuis	3.39	-16.56	4.40	15	CV

III.4.5. Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU –CBA93 Art.A.4.5.3 :

Tableau III.23. Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU.

Section	T(kN)	$\tau(kN)$	$\bar{\tau}(kN)$	$\tau \leq \bar{\tau}$
30X35	28.57	0.272	2.5	CV

III.4.6. Vérification de la flèche àl'ELS-CBA93 Art. 6.5.3 :

$$f_{adm} = \begin{cases} 0.5 + \dfrac{L(cm)}{1000} \text{ si } L > 5m \\ \dfrac{L(cm)}{500} \text{ si } L \leq 5m \end{cases}$$

f_t (mm)	f_{badm}(mm)
0.4	7.2

- La flèche est vérifiée.

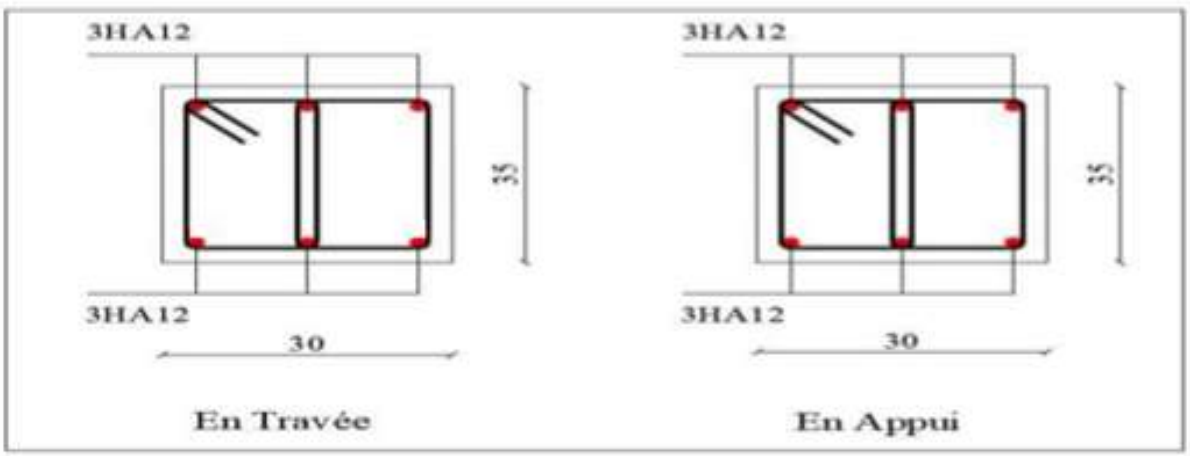


Figure III.18. Ferraillage de la poutre palière.

III.5. LA DALLE PLEINE :

III.5.1. Définition :

Les dalles pleines sont des pièces planes et minces, dont la largeur est très grande par rapport à l'épaisseur, elles peuvent être reposant avec ou sans continuité sur 2, 3 ou 4 appuis.

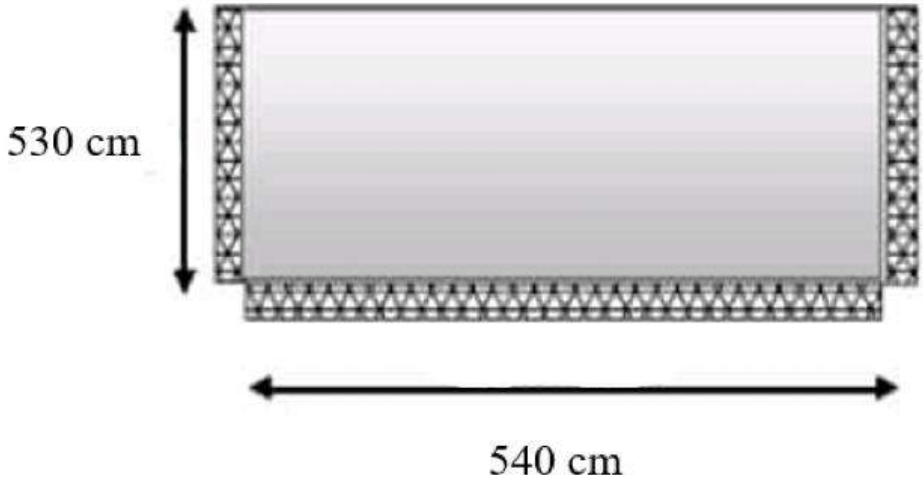


Figure III.19. Schéma statique de la dalle pleine.

III.5.2. EVALUATION DES CHARGES :

a. Charges permanentes

On adopte G=6.91 (KN/m2) comme une Charge permanente pour la dalle pleine.

b. Surcharge d'exploitation

On adopte Q= 2.5 kN/m² comme une Charge d'exploitation pour la dalle pleine selon le **DTR [4]ART 7.1**.

Principe de calcul :

- **Combinaison des charges :**

Tableau III.24 : combinaison des charges sur la dalle pleine.

	ELU	ELS
q (KN/M)	13.07	9.41

III.5.3. Ferraillage :

Calcul des sollicitations à l'ELU :

- **Sens X :**

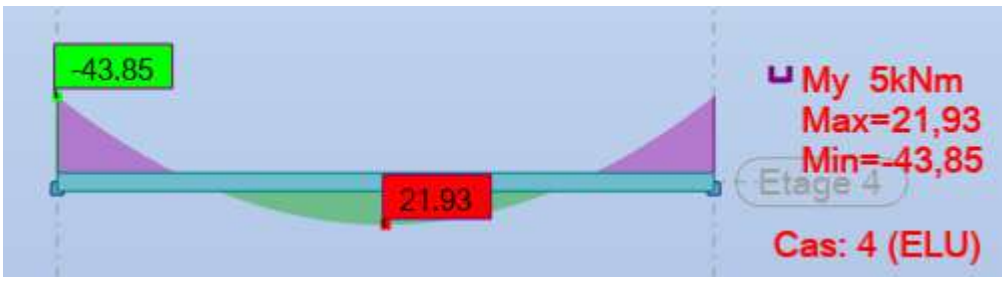


Figure III.20. Diagramme des moments de la dalle pleine à l'ELU

Armatures longitudinales :

Tableau III.25. Section d'armatures longitudinales.

/	M_{max} $(kN.m)$	$A_{calculée}(cm^2)$		$A_{choisie}(cm^2)$	
		A_{S1}	A_{S2}	A_{S1}	A_{S2}
Travée	21.93	4.88	0	7HA12=7.91	0
Appuis	-43.85	0	10.30	0	7HA14=10.71

Armatures de répartition :

Tableau III.26. Section d'armatures de répartition.

	$A_{rép} = A/4\ (cm^2)$	$A_{adoptée}(cm^2)$
En travée	1.97	4HA8=2.01
En appuis	2.67	4HA8=2.01

III.5.4. Vérification à l'ELS :

- **Sens X :**

Type de fissuration **préjudiciable.**

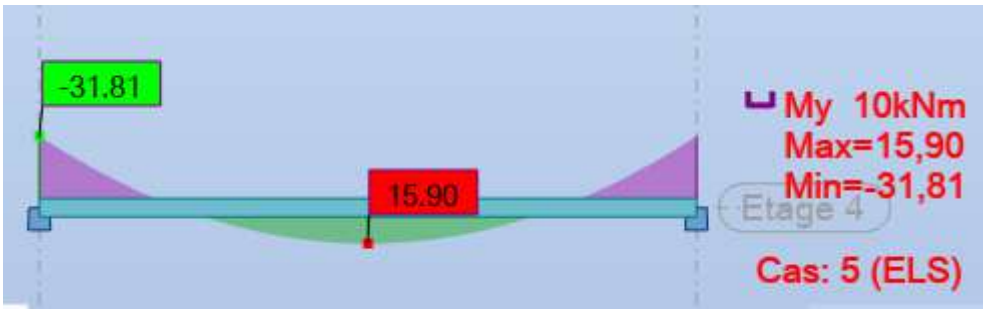


Figure III.21. Diagramme des moments de la dalle pleine à l'E.L.S

La fissuration est considérée comme préjudiciable, donc on ne doit vérifier que :

$$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$$

$$\overline{\sigma_b} = 0.6f_{c28} = 0.6x25 \quad \Rightarrow \quad \sigma_b = 15MPa$$

Tableau III.27. Vérification de ferraillage a l'ELS

	A(cm²)	Mser(kN .m)	$\sigma_b(MPa)$	$\overline{\sigma_b}(MPa)$	$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$
En travée	7.91	15.90	5.78	15	CV
En appuis	10.71	-31.81	11.56	15	CV

III.5.5 Vérification de l'effort tranchant :

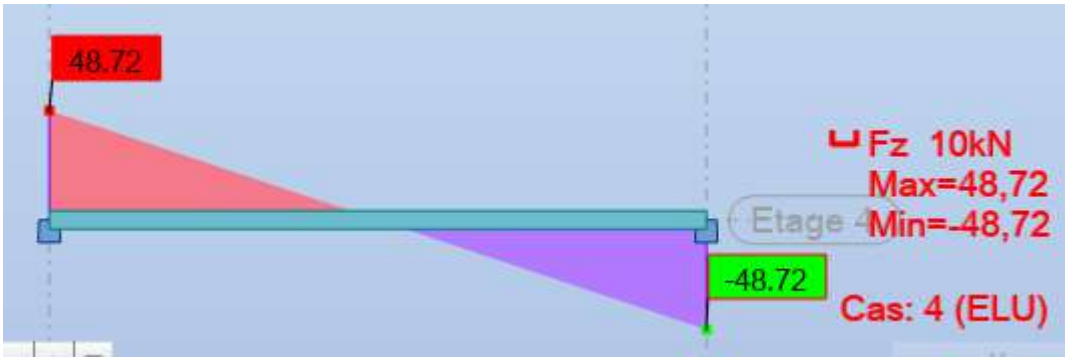


Figure III.22. Diagramme des efforts tranchants de la dalle pleine à l'ELU

$$T_e = -\frac{P_u * l}{2} + \frac{M_w + M_e}{l} \quad , \quad T_w = \frac{P_u * l}{2} + \frac{M_w + M_e}{l}$$

$$\tau = \frac{T_{max}}{b * d}$$

Tableau III.28. Vérification des contraintes de cisaillement.

Section	T(kN)	$\tau(MPa)$	$\bar{\tau}(MPa)$	$\tau \leq \bar{\tau}$
100X15	48.72	0.324	1.16	CV

III.5.6. Vérification de la flèche :

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les trois inégalités sont vérifiées :

$$f_{adm} = \begin{cases} 0.5 + \frac{L(cm)}{1000} \text{ si } L > 5m \\ \frac{L(cm)}{500} \text{ si } L \leq 5m \end{cases}$$

Tant que inégalité n'est pas vérifiée, On doit vérifier la flèche en suivant l'annexe D du CBA93 :

$$\Delta f \leq \bar{f}$$

Tableau III.29.Vérification de la flèche.

b (cm)	h (cm)	$M_{ser\ travé}$ (kN)	A_{s1} (cm^2)	A_{s2} (cm^2)	f (mm)	$\bar{f}$ (mm)	$f \leq \bar{f}$
100	15	15.9	7.91	10.71	8	10.3	Oui

- Donc notre balcon est stable.

III.6. DALLE MACHINEPOUR LA CAGE D'ASCENSSEUR :

III.6.1. Introduction :

La dalle machine est une dalle pleine, qui reprend un chargement important par rapport à celle des dalles de l'étage courant ou terrasse, cela est due au mouvement de l'ascenseur ainsi qu'à son poid en tenant compte de la variation des efforts de la machine par rapport à la dalle

.

III.6.2. Détermination de l'épaisseur

a) Dalle encastrée sur quatre cotés

$$\frac{L_{max}}{45} \leq e \leq \frac{L_{max}}{40} \Rightarrow 4.11 \leq e \leq 4.63$$

$$on\ prend\ e = 25cm.$$

III.6.3. La charge permanente et la charge d'exploitation

Tableau III.30.Les charges de la dalle machine.

	G(kN/m)	Q(kN/m)	P(kN/m)
ELU	23.5	5	39.23
ELS			28.50

III.6.4. Ferraillage

Dans notre calcul on a dalle pleine rectangulaires encastrée sur 4 côtés de (1.05x3.05) m².

La dalle travaille suivant deux direction (car : (L_x/L_y) =0,0.61> 0,4), on utilise la méthode forfaitaire.

Sens X :

Tableau III.31. Section d'armatures longitudinales dans la dalle machine.

	M_x $(kN.m)$	$A_{calculée}(cm^2)$ $A_x = A_y$	$A_{choisie}(cm^2)$ $A_x = A_y$	$S_t(cm)$	$\overline{S_t}(cm)$	$S_t \leq \overline{S_t}$
Travée	5.19	2.70	7HA10=5.50	15	33	CV
Appuis	5.01	2.70	7HA10=5.50	15	33	CV

a) Condition de non fragilité

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

Tableau III.32. Vérification de la section d'armatures dans la dalle machine.

	$A(cm^2)$	$A_{min}(cm^2)$	$A_{min} \leq A$
Appuis	5.50	2.50	CV

- **Vérification à l'ELS**

La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc on ne doit vérifier que :

$$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$$

$$\overline{\sigma_b} = 0.6f_{c28} = 0.6x25 \quad \Rightarrow \quad \sigma_b = 15MPa$$

Tableau III.33. Vérification de ferraillage de la dalle machine à l'ELS.

	A(cm²)	Mser(kN .m)	$\sigma_b(MPa)$	$\overline{\sigma_b}(MPa)$	$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$
En travée	5.50	4.84	0.41	15	CV
En appuis	5.50	4.84	0.41	15	CV

Sens Y :

Tableau III.34. Section d'armatures longitudinales dans la dalle machine.

	M_y $(kN.m)$	$A_{calculée}(cm^2)$ $A_x = A_y$	$A_{choisie}(cm^2)$ $A_x = A_y$	$S_t(cm)$	$\overline{S_t}(cm)$	$S_t \leq \overline{S_t}$
Travée	1.57	1.9	7HA10=5.50	15	33	CV
Appuis	1.57	1.9	7HA10=5.50	15	33	CV

- **Vérification à l'ELS**

- **Tableau III.35.** Vérification de ferraillage de la dalle machine à l'ELS.

	A(cm²)	Mser(kN .m)	$\sigma_b(MPa)$	$\overline{\sigma_b}(MPa)$	$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$
En travée	5.50	1.46	0.1	15	CV
En appuis	5.50	1.46	0.1	15	CV

- **Vérification de l'effort tranchant**

Tableau III.36.de l'effort tranchant de la dalle machine.

Section	T(kN)	$\tau(MPa)$	$\bar{\tau}(MPa)$	$\tau \leq \bar{\tau}$
100X25	26.44	0.12	1.16	CV

- **Vérification de la flèchеà L'ELS :**

$$\begin{cases} \dfrac{h}{l_x} \geq \dfrac{1}{16} \Rightarrow \dfrac{25}{185} = 0.135 \geq 0.0625 & CV \\ \dfrac{h}{l} \geq \dfrac{M_t}{15M_0} \Rightarrow \dfrac{25}{185} = 0.135 \geq \dfrac{7.83}{15 * 9.21} = 0.056 & CV \\ \dfrac{A}{b * d} \leq \dfrac{3.6}{f_e} \Rightarrow \dfrac{5.50}{100 * 22.5} = 0.0024 \leq \dfrac{3.6}{400} = 0.009 & CV \end{cases}$$

Toutes les conditions sont vérifiées, donc la vérification de la flèche

Chapitre IV :

Etude dynamique.

IV.1. INTRODUCTION :

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

IV.2. CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES DE LA STRUCTURE :

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

- Le centre de Masse.
- Le centre de Torsion.

IV.2.1. Centre de masse :

Les masses sont considérées comme concentrées au niveau des planchers, il est donc nécessaire de connaître les centres de masse qui représentent les points d'application des forces sismiques latérales. Le centre de masse sera déterminé pour chaque niveau en considérant tous les éléments qui ont une influence sur la stabilité du bâtiment (poteaux, poutres, murs, escaliers, voiles…) ; Il est défini par la formule suivante :

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

Avec :

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

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

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

IV.2.2. Centre de torsion:

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

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

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

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

Avec :

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

Pour les poteaux : $I_i = \frac{h * b^3}{12}$ ou $I_i = \frac{b * h^3}{12}$

Pour les voiles : $I_i = \frac{L * e^3}{12}$ ou $I_i = \frac{e * L^3}{12}$

Avec :

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

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

On va récapituler les résultats du centre de masse et centre de torsion dans le tableau ci-dessous :

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

Niveau *(m)*	***Masse et centre de Masse***			***Inertie et centre d'inertie***	
	Poids (kG)	$X_G(m)$	$Y_G(m)$	$X_R(m)$	$Y_R(m)$
Etage 1	-32526,94	18.897	15.151	24.529	16.218
Etage 2	-26552,97	19.097	15.286	26.453	16.122
Etage 3	-22706,60	20.891	15.902	22.248	15.635
Etage 4	-18850,99	20.882	15.907	21.694	15.859
Etage 5	-15041,33	20.879	15.919	21.466	16.030
Etage 6	-11231,34	20.874	15.922	21.309	16.174
Etage 7	-7447,18	20.859	15.926	21.193	16.297
Etage 8	-3639,12	20.189	15.673	21.124	16.408

IV.2.3. Excentricité:

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

$$E_{X\,thé} = |X_G - X_R| \quad , \quad E_{Y\,thé} = |Y_G - Y_R|$$

En suivant l'article 4.3.7 de l'RPA2003, on doit ajouter à la valeur de l'excentricité dans les deux direction une excentricité additionnelle qui est égale à :

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

Avec :

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

Alors les valeurs de l'excentricité deviennent :

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

Tableau IV.2 *Excentricité suivant les deux directions*.

Niveau (m)	***Excentricité suivant X***			***Excentricité suivant Y***		
	$E_X(m)$	$E_{adm}(m)$	$E_X \leq E_{adm}$	$E_Y(m)$	$E_{adm}(m)$	$E_X \leq E_{adm}$
Etage 1	1,30	5.70	Oui	1.067	4.94	Oui
Etage 2	1,39	5.70	Oui	0.836	4.94	Oui
Etage 3	1,37	5.70	Oui	0.267	4.94	Oui
Etage 4	1,37	5.70	Oui	0.048	4.94	Oui
Etage 5	1,37	5.70	Oui	0.111	4.94	Oui
Etage 6	1,37	5.70	Oui	0.252	4.94	Oui
Etage 7	1,37	5.70	Oui	0.371	4.94	Oui
Etage 8	1,37	5.70	Oui	0.735	4.94	Oui

Tant qu'il y a deux niveau qui ne sont pas vérifiés, donc la forme de notre bâtiment est irrégulière (RPA2003 « Art 3.5.1 »).

IV.3. CHOIX DE LA METHODE DE CALCUL :

IV.3.1. Introduction :

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

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

Pour notre projet, les conditions d'application de la méthode statique équivalente ne sont pas toutes vérifiées (Forme irrégulière, Zone IIa, 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 « ROBOT ANALYSAIS STRUCTURAL ».

IV.3.2. Méthode dynamique modale spectrale : (RPA2003 « Art 4.3.7 »)

IV.3.2.1. Principe de la méthode :

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

IV.3.2.2. Modélisation :

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

IV.3.2.3. Le spectre de réponse de calcul :

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

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25A\left(1+\frac{T}{T_1}\left(2.5\eta\frac{Q}{R}-1\right)\right) & pour: 0 \le T \le T_1 \\ 2.5\eta(1.25A)\left(\frac{Q}{R}\right) & pour: T_1 \le T \le T_2 \\ 2.5\eta(1.25A)\left(\frac{Q}{R}\right)\left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & pour: T_2 \le T \le 3\,\text{sec} \\ 2.5\eta(1.25A)\left(\frac{Q}{R}\right)\left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3}\left(\frac{3}{T}\right)^{2/3} & pour: T > 3\,sec \end{cases}$$

a) 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 IIa, groupe d'usage 2) ⇒ A=0.15

b) Facteur de correction d'amortissement η :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \quad , \quad \xi = 10 \quad \Rightarrow \quad \eta = 0.764$$

c) Coefficient de comportement R :

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

Donc : R=3.5

Tableau IV.3 *Distribution des sollicitations suivant X.*

Niveau (m)	Sollicitation dues aux charges verticales		Sollicitation dues aux charges horizontales	
	$N_{z\ (poteaux)}$ (%)	$N_{z\ (voiles)}$ (%)	$T_{x\ (poteaux)}$ (%)	$T_{x\ (voiles)}$ (%)
Etage 1	20,2511091	89,7488909	0.00	100
Etage 2	81,08069	22,91931	0.00	100
Etage 3	67,3017164	32,6982836	0.00	100
Etage 4	59,1971413	40,8028587	0.00	100
Etage 5	68,2266234	31,7733766	0.00	100
Etage 6	75,0457432	24,9542568	0.00	100
Etage 7	62,0100572	37,9899428	0.00	100
Etage 8	89,6382621	20,3617379	0.00	100

Tableau IV.4 *Distribution des sollicitations suivant Y.*

Niveau (m)	Sollicitation dues aux charges verticales		Sollicitation dues aux charges horizontales	
	$N_{z\ (poteaux)}$ (%)	$N_{z\ (voiles)}$ (%)	$T_{y\ (poteaux)}$ (%)	$T_{y\ (voiles)}$ (%)
Etage 1	26,6777197	83,3222803	0.00	100
Etage 2	97,0894935	56,91050646	0.00	100
Etage 3	67,0676462	32,9323538	0.00	100
Etage 4	57,4954419	42,5045581	0.00	100
Etage 5	65,4436384	34,5563616	0.00	100
Etage 6	75,1587289	24,8412711	0.00	100
Etage 7	60,6123319	39,3876681	0.00	100
Etage 8	100,309676	21,30967579	0.00	100

d) Facteur de qualité Q :

La valeur de Q est déterminée par la formule suivants :

$$Q = 1 + \sum_{1}^{5} P_q$$

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

Tableau IV.5 *Facteur de qualité.*

Critère (q)	*Suivant X*		*Suivant X*	
	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	Non	0.05	Non	0.05
Contrôle de la qualité des matériaux	Oui	0	Oui	0
Contrôle de la qualité de l'exécution	Oui	0	Oui	0
Totale	0.1		0.1	
Q	1.1		1.1	

IV.3.2.4. Résultats de l'analyse dynamique :

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

IV.3.2.4.1 Analyse modale.

IV.3.2.4.1.1. Comportement modal.

IV.3.2.4.1.2. Participation massique (dissipation d'énergie).

IV.3.2.4.2. Analyse statique et dynamique.

IV.3.2.4.2.1. Stabilité de la structure.

Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul.

Vérification de la stabilité au renversement.

Vérification des déplacements inter-étage.

Vérification de l'effet P-Δ.

IV.3.2.4.2.2. Résistance des éléments :

Vérification de cisaillement des éléments.

Vérification de l'effort normal réduit dans les poteaux.

IV.3.2.4.1 Analyse modale :

IV.3.2.4.1.1. Comportement modal :

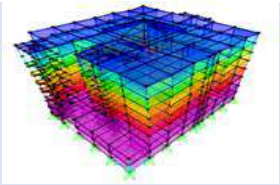
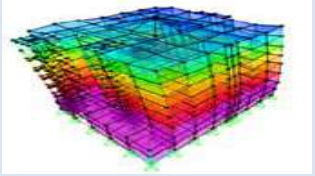
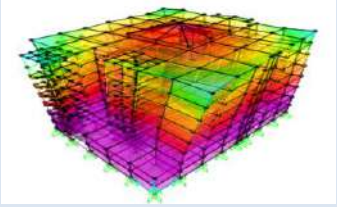
Modes	*1*	*2*	*3*
Période (s)	1.46	1.14	0.99
Participation massique suivant X	1,00	50,91	0.00
Participation massique suivant Y	42,66	7,11	0.00
Participation massique suivant Z	18,94	5,54	0.00
Image			
Comportement	Translation suivant l'axe Y	Translation suivant l'axe Y	Rotation autour l'axe Z

Tableau IV.6 *Comportement des trois premiers modes.*

IV.3.2.4.1.2. Participation massique (dissipation d'énergie) :

Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que la somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure d'après RPA99 version 2003, Art 4.3.4.a. le nombre de modes à retenir est déterminé par la formule suivante :

$$K \geq 3\sqrt{N} \quad , \quad T_K \leq 0.2\ sec$$

Avec :

N : Est le nombre de niveaux au-dessus du sol.

T_K : La période du mode K.

$$K \geq 3\sqrt{7} = 7.93 \quad \Rightarrow \quad K = 8 \quad , \quad T_K = 0.077\ sec.$$

Tableau IV.7 *Comportement des trois premiers modes.*

Mode N°	*Période (s)*	U_X	U_Y
1	1,46	1,00	50,91
2	1,14	43,66	58,02
3	0,99	62,60	63,55
4	0,31	65,21	65,31
5	0,30	72,83	67,18
6	0,24	73,21	76,42
.	.	.	.
156	0.028	90.22	92.57

La structure a dissipé moins de 90 % de l'énergie stockée au 156 mode avec un temps égale à « T=9.39 sec » à cause de sa rigidité au niveau du sous-sol.

IV.3.2.4.2. Analyse statique et dynamique :

IV.3.2.4.2.1. Stabilité de la structure :

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 doit être calculée dans les deux directions X, Y selon la formule :

$$V_x = \frac{A * D_x * Q_x}{R} W \quad , \quad V_y = \frac{A * D_y * Q_y}{R} W$$

Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone. (Zone IIa, Groupe 2) $\Rightarrow$ A=0.15

D : Facteur d'amplification dynamique moyen

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

T_2: Période caractéristique. (Site 2) $\Rightarrow$ $T_2 = 0.5\ sec$

η: Facteur de correction d'amortissement.

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \quad , \quad \xi = 10 \quad \Rightarrow \quad \eta = 0.764$$

T : Période fondamentale suivant les deux directions.

$$T = \frac{0.09 h_n}{\sqrt{D}} \quad \Rightarrow \quad T_x = \frac{0.09 * 21.96}{\sqrt{25.12}} = 0.39 \quad , \quad T_y = \frac{0.09 * 21.96}{\sqrt{15.64}} = 0.5$$

$$\Rightarrow \quad D_x = 1.91 \quad , \quad D_y = 1.64$$

R : Coefficient de comportement global de la structure. R = 3.5

Q : Facteur de qualité. $Q_x = Q_y = 1.1$

W : Poids total de la structure.

$$W = \sum_{i=1}^{n} W_i \quad , \quad W_i = W_{G\,i} + \beta W_{Q\,i} \quad , \quad \beta = 0.2 \quad \Rightarrow \quad W = 32006.53\ kN$$

Tableau IV.8 *Les valeurs de la force sismique.*

A	D_x	D_y	Q_x	Q_y	R	$W(kN)$	$V_x(kN)$	$V_y(kN)$
0.15	1.91	1.64	1.1	1.1	3.5	32006,53	2881.9	2474.55

Les valeurs de la force sismique donnés par la fonction spectrale qu'on les a calculés par le logiciel « ROBOT 2021 » sont :

$$V_{tx} = 1335.93kN \quad , \quad V_{ty} = 1101.54kN$$

Cas	7 - EX	
Mode CQC		
Somme totale	2094,36	649,48
Somme réactions	1335,93	261,07
Somme efforts	1194,69	260,82
Vérification	2530,62	521,89
Précision	9,02562e-01	5,71527e+00
Cas	8 - EY	
Mode CQC		
Somme totale	2643,68	1815,38
Somme réactions	298,78	1101,54
Somme efforts	261,02	1100,75
Vérification	559,80	2202,29
Précision	8,58781e-01	5,71527e+00

Tableau IV.9 *Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul.*

/	$V(kN)$	$E_d(kN)$	$\frac{E_d}{V}$	$\frac{E_d}{V} \geq 0.8$
Sens X	2881.9	1335.93	0.47	CNV
Sens Y	2474.55	1101.54	0.45	CVN

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

0.8*Vx / Edx = 0.8*2834.54/1335.93 = 1.69

0.8*Vy / Edy = 0.8*2433.85/1101.54 = 1.76

Vérification de la stabilité au renversement :

Le moment de renversement égale à :

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

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 :

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

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 :

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

$$F_t = \begin{cases} 0.07\,T\,V_t \leq 0.25V_t & Si: T \geq 0.7\ sec \\ 0 & Si: T < 0.7\ sec \end{cases}$$

On a: $T_x = 0.35\ sec \quad , \quad T_y = 0.5\ sec \quad \Rightarrow \quad F_t = 0$

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

Tableau IV.10 *Valeurs des moments de stabilité et de renversement.*

V_x^{dyn} (KN)	1843,5
V_y^{dyn} (KN)	1703,71
H (m)	21,96
L_x (m)	25,64
L_y (m)	15,64
G_T (KN)	19673,83
Vérification du renversement suivant X	
M_R = (2/3) H V_x^{dyn} (KNm)	**26988,84**
M_S = 0,8 G (L_x/2) (KNm)	**201774,8005**
M_S /M_R > 1,5	**Le batiment est stable suivant X**
Vérification du renversement suivant Y	
M_R = (2/3) H V_y^{dyn} (KNm)	**24942,3144**
M_S = 0,8 G (L_y/2) (KNm)	**123079,4805**
M_S /M_R > 1,5	**Le batiment est stable suivant X**

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 :

$$\frac{M_S}{M_R} \geq 1.5$$

$$\frac{M_{Sx}}{M_{Ry}} = \frac{201774.8}{26988.84} = 7.47 \geq 1.5 \quad CV$$

$$\frac{M_{Sy}}{M_{Rx}} = \frac{123079.48}{24942.31} = 4.93 \geq 1.5 \quad CV$$

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

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 au 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'RPA2003, le déplacement horizontal relatif d'un étage par rapport aux autres qui sont adjacents ne doivent pas dépasser le déplacement admissible Δ_{adm}

$\Delta_{adm} = 0.01 h_e$

h_e : La hauteur d'étage k

Tableau IV.11 *Vérification des déplacements inter-étage suivant X.*

Niveau	**Hauteur (cm)**	**ΔK_x(cm)**	**Δadm = 0.01 he (cm)**	**Observation**
1	342	0,0	3.42	C.V
2	306	1,2	3.06	
3	342	1,9	3.42	
4	342	2,1	3.42	
5	342	2,1	3.42	
6	342	2,0	3.42	
7	342	1,7	3.42	
8	342	1,7	3.42	

Tableau IV.12 *Vérification des déplacements inter-étage suivant Y.*

Niveau	**Hauteur (cm)**	**ΔK_y(cm)**	**Δadm = 0.01 he (cm)**	**Observation**
1	342	0,1	3.42	C.V
2	306	2,2	3.06	
3	342	2,8	3.42	
4	342	2,9	3.42	
5	342	2,8	3.42	
6	342	2,8	3.42	
7	342	3,4	3.42	
8	342	0,0	3.42	

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

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

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

V_k : Effort tranchant de l'étage au niveau " k ".

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

h_k : Hauteur de l'étage " k ".

Tableau IV.13 *Vérification de l'effet P-Δ.*

Niveau (m)	P_k ***(kN)en(-)***	Δ_{kx} ***(cm)***	Δ_{ky} ***(cm)***	V_{kx} ***(kN)***	V_{ky} ***(kN)***	h_k ***(cm)***	θ_{kx}	θ_{ky}	$\theta \leq 0.1$
1	31479,81	0,0	0,1	1247,79	1026,86	342	0,0147	0.0111	CV
2	26032,56	1,2	2,2	1230,29	906,73	306	0,0622	0.0126	CV
3	22261,58	1,9	2,8	1161,47	819,41	342	0,0728	0.0139	CV
4	18481,36	2,1	2,9	1053,96	736,59	342	0,0717	0.0159	CV
5	14747,09	2,1	2,8	922,92	656,27	342	0,0654	0.0162	CV
6	11012,49	2,0	2,8	772,45	560,05	342	0,0541	0.0158	CV
7	7303,72	1,7	3,4	591,52	429,23	342	0,03971	0.0589	CV
8	3571,05	1,7	0,0	353,6	246,02	342	0,02952	0.0076	CV

IV.3.2.4.2.2. Résistance des éléments :

Vérification de cisaillement des éléments.

Les poutres :

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

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

Tableau IV.14 *Vérification de cisaillement des poutres.*

Eléments	*Section(cm²)*	$V_u(kN)$	*Combinaison*	$\tau(MPa)$	*Type de fissurations*	$\bar{\tau}(MPa)$	$\tau \leq \bar{\tau}$
Poutres principales	30x45	273.05	ELu	2.58	Fissuration peu nuisible	3.33	CV
Poutres secondaires	30x40	103.69	ELu	0.96	Fissuration peu nuisible	3.33	CV

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 = 1.9*L.

La contrainte limite de cisaillement est é

Tableau IV.15 *Vérification de cisaillement des voiles (Suivant Y).*

Direction	*Voile*	*B(cm)*	*L(cm)*	$\lvert V_u \rvert$	*Combinaison*	$\tau(MPa)$	$\bar{\tau}(MPa)$	$\tau \leq \bar{\tau}$
	1	20	200	-2412,63	ELU	1,60444708	5	CV
	2	20	200	-2371,46	ELU	1,57706821	5	CV
	3	20	200	-2356,10	ELU	1,56685351	5	CV
	4	20	200	-1832,23	ELU	1,2184695	5	CV
	5	20	200	-1714,58	ELU	1,14022991	5	CV
	6	20	200	-1604,80	ELU	1,06722402	5	CV
	7	20	200	-1370,17	ELU	0,91119039	5	CV

Tableau IV.16 *Vérification de cisaillement des voiles (Suivant X).*

Direction	Voile	B(cm)	L(cm)	$\|V_u\|$	Combinaison	$\tau(MPa)$	$\bar{\tau}(MPa)$	$\tau \leq \bar{\tau}$
	1	20	200	-733,30	ELU	0,48765913	5	CV
	2	20	200	-683,39	ELU	0,45446798	5	CV
	3	20	200	-519,71	ELU	0,34561752	5	CV
	4	20	200	-499,40	ELU	0,33211096	5	CV
	5	20	200	-493,59	ELU	0,3282472	5	CV
	6	20	200	-463,27	ELU	0,30808379	5	CV
	7	20	200	-458,65	ELU	0,3050114	5	CV

Les poteaux :

L'effort tranchant dans les poteaux est nul vu qu'on a, considéré que les sollicitations horizontales sont reprises uniquement par les voiles (R=3.5).

Vérification de l'effort normal réduit dans les poteaux.

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.17 *Vérification de l'effort normal réduit.*

Niveau	b(cm)	h(cm)	$N_d(kN)$	$B_c(cm^2)$	combinaison	ν	$\nu \leq 0.3$
RDC	65	65	3023.63	4225	ELU	0.286	CV
Entre-sol	70	70	3599,49	4900	ELU	0.294	CV
Sous-sol	70	70	3363,05	4900	ELU	0.275	CV

Conclusion :

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

Tableau IV.18 *Dimensions finales des éléments.*

Eléments		***Section***
Poutres principals		30x45
Poutres secondaires		30x40
Voiles périphérique		20*L
Voile de contreventement		20xL
Poteaux	***5éme, 4éme étage***	55x55
	3éme, 2éme étage	60x60
	1^{ier}, RDC	65x65
	Sous-sol 1, Sous-sol 2	70x70

Chapitre V :

Ferraillage des éléments structuraux

V.1 Introduction :

Le calcul de ferraillage se fait conformément aux règlements CBA93 et RPA99 version2003 en utilisant leurs combinaisons.

a) Combinaisons données par le CBA93 :

- ELS (situation durable) : G + Q
- ELU : 1.35G + 1.5Q

b) Combinaisons données par le RPA99 version2003 :

- G + Q ± E
- 0.8G ± E

Avec :

G : charges permanentes.

Q : charges d'exploitation.

E : charges sismiques.

V.2 FERRAILLAGE DES POUTRES :

Le calcul de ferraillage des poutres se fait en flexion simple

V.2.1 Ferraillage longitudinal des poutres :

a. Ferraillage longitudinal des poutres principales :

L'acier choisi pour le ferraillage longitudinal est de type barres à haut adhérence $F_e E400$.

Tableau V.1 *La section calculée d'armatures des poutres principales*

Elément	(bxh)	$M_t(kN.m)$	*Combinaison*	$A_{S1}(cm^2)$	$M_a(kN.m)$	*Combinaison*	$A_{S2}(cm^2)$
Poutres principales	30x45	68.77	ELU	5.14	-151.45	$G+Q+E_y$	12.27

Tableau V.2 *La section choisie d'armatures des poutres principales.*

Elément	*Section calculée*		*Section choisie*	
Poutres principale	$A_{S1}(cm^2)$	$A_{S2}(cm^2)$	$A_{S1}(cm^2)$	$A_{S2}(cm^2)$
	5.14	12.27	$4HA16 + 1_{CH}HA16 = 8.04$	$3HA16 + 4_{CH}HA16 = 14.07$

b. Ferraillage longitudinal des poutres secondaires :

L'acier choisi pour le ferraillage longitudinal est de type barres à haut adhérence $F_e E400$.

Tableau V.3 *La section calculée d'armatures des poutres secondaires.*

Elément	(bxh)	$M_t(kN.m)$	Combinaison	$A_{S1}(cm^2)$	$M_a(kN.m)$	Combinaison	$A_{S2}(cm^2)$
Poutres secondaire	30x40	40.10	ELU	3.2	-128.62	$G+Q+E_x$	9.4

Tableau V.4 *La section choisie d'armatures des poutres secondaires.*

Elément	Section calculée		Section choisie	
Poutres secondaires	$A_{S1}(cm^2)$	$A_{S2}(cm^2)$	$A_{S1}(cm^2)$	$A_{S2}(cm^2)$
	3,2	9.4	$3HA14 = 8.04$	$3HA14 + 3_{CH}HA16 = 10.65$

V.2.1.1 Vérification des contraintes à l'ELS:

a. Vérification des contraintes à l'ELS (poutre principale) :

$$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b} \quad , \quad \sigma_s \leq \overline{\sigma_s} \quad , \quad \sigma_s{}' \leq \overline{\sigma_s}$$

Tableau V.5 *Vérification des contraintes des poutres principales à l'ELS.*

Elément	Sollicitation à l'ELS		Contraintes en travées			Contraintes en appuis			Contraintes admissibles		Vérification
	$M_{t\,ser}$ $(kN.m)$	$M_{a\,ser}$ $(kN.m)$	σ_b (MPa)	σ_s (MPa)	$\sigma_s{}'$ (MPa)	σ_b (MPa)	σ_s (MPa)	$\sigma_s{}'$ (MPa)	$\overline{\sigma_b}$ (MPa)	$\overline{\sigma_s}$ (MPa)	
Poutres principales	72.03	-139.85	6.9	201.6	83.8	11.4	201.6	144.8	15	201.63	CV

Section minimale :

$A_{min} = 0.5\%\ b.h\ (cm^2)$ $RPA2003\ (Art.7.5.2.1)$.

$Section\ tendue: A_{tmin} = 0.1\%\ b.h\ (cm^2)$ $CBA93\ (Art.B.6.4)$.

Tableau V.6 *Vérification de section d'armatures.*

Elément	$A_t(cm^2)$	$A_a(cm^2)$	$A_{min}(cm^2)$	$A_{tmin}(cm^2)$	Vérification
Poutres principales	14.07	8.04	6.75	1.35	CV

b. Vérification des contraintes à l'ELS (poutre secondaire) :

$$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b} \quad , \quad \sigma_s \leq \overline{\sigma_s} \quad , \quad \sigma_s{}' \leq \overline{\sigma_s}$$

nn

Tableau V.7 *Vérificanj,,,, ;: ntion des contraintes des poutres à l'ELS.*

Elément	Sollicitation à l'ELS		Contraintes en travées			Contraintes en appuis			Contraintes admissibles		Vérification
	$M_{t\,ser}$ $(kN.m)$	$M_{a\,ser}$ $(kN.m)$	σ_b (MPa)	σ_s (MPa)	σ_s' (MPa)	σ_b (MPa)	σ_s (MPa)	σ_s' (MPa)	$\overline{\sigma_b}$ (MPa)	$\overline{\sigma_s}$ (MPa)	
Poutres secondaire	29.19	-39.82	4.3	183.4	47.8	4.5	55.2	112.3	15	201.63	CV

Section minimale :

$A_{min} = 0.5\%\ b.h\ (cm^2)$ $RPA2003\ (Art.7.5.2.1)$.

$Section\ tendue: A_{tmin} = 0.1\%\ b.h\ (cm^2)$ $CBA93\ (Art.B.6.4)$.

Tableau V.8 *Vérification de section d'armatures.*

Elément	$A_t(cm^2)$	$A_a(cm^2)$	$A_{min}(cm^2)$	$A_{tmin}(cm^2)$	Vérification
Poutres secondaire	4.62	10.65	4.5	0.9	CV

V.2.1.2 Vérification de la flèche :

a. Vérification de la flèche (poutre principale)

Il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche si les 3 inégalités suivantes sont vérifiées :

$$\frac{h}{L} \quad , \quad \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \quad , \quad \frac{A}{b.d} \leq \frac{4.2}{f_e}$$

Avec:

$M_t = k * M_0$

k : Est un coefficient rédacteur $(0.75 \leq k \leq 0.85)$, on prend : k=0.8

Tableau V.9 *Vérification préliminaire de la flèche des poutres.*

Elément	1iér condition			2éme condition			3éme condition		
	$\frac{h}{L}$	$\frac{1}{16}$	$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$	$\frac{h}{L}$	$\frac{M_t}{10M_0}$	$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0}$	$\frac{A}{b_0 d}$	$\frac{4.2}{f_e}$	$\frac{A}{b_0 d} \geq \frac{4.2}{f_e}$
Poutres principales	0.09	0.625	**CV**	0.09	0.08	**CV**	0.01	0.0105	**CV**

b. Vérification de la flèche (poutre secondaire)

Il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche si les 3 inégalités suivantes sont vérifiées :

$$\frac{h}{L} \quad , \quad \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \quad , \quad \frac{A}{b.d} \leq \frac{4.2}{f_e}$$

Avec:

$M_t = k * M_0$

k : Est un coefficient rédacteur($0.75 \leq k \leq 0.85$), on prend : k=0.8

Tableau V.10 *Vérification préliminaire de la flèche des poutres.*

Elément	*1iér conition*			*2éme condition*			*3éme condition*		
	$\frac{h}{L}$	$\frac{1}{16}$	$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$	$\frac{h}{L}$	$\frac{M_t}{10M_0}$	$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0}$	$\frac{A}{b_0 d}$	$\frac{4.2}{f_e}$	$\frac{A}{b_0 d} \geq \frac{4.2}{f_e}$
Poutres secondaires	0.09	0.625	**CV**	0.09	0.08	**CV**	0.01	0.0105	**CV**

V.2.1.3 Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU :

$$\tau = \frac{V_u}{b_0 d} \leq \bar{\tau}$$

Elément	*Section*	$V_{max}(kN)$	*Combinaison*	$\tau\ (MPa)$	$\bar{\tau}\ (MPa)$	$\tau \leq \bar{\tau}$
Poutres principals	30x45	-259.11	$1.35G + 1.5Q_1$	2.03	3.33	CV
Poutres secondaires	30x40	-128.41	$G + Q_1 + -E_x$	1.31	3.33	CV

Tableau V.11 *Vérification des contraintes de cisaillement.*

Ferraillage de poutre secondaire (cas particulier) poutre court :

Ferraillage longitudinal des poutres court :

Tableau V.12 *La section calculée d'armatures des poutres court.*

Elément	(bxh)	$M_t(kN.m)$	Combinaison	$A_{S1}(cm^2)$	$M_a(kN.m)$	Combinaison	$A_{S2}(cm^2)$
Poutres court	30x 40	81.95	*ELU*	6.8	-187.5	$G + Q_1 + E_x$	14.5

Tableau V.13 *La section choisie d'armatures des poutres court.*

Elément	Section calculée		Section choisie	
Poutres court	$A_{S1}(cm^2)$	$A_{S2}(cm^2)$	$A_{S1}(cm^2)$	$A_{S2}(cm^2)$
	6.8	14.5	$3HA14 + 2_{CH}HA16 = 8.64$	$3HA14 + 5_{CH}HA16 = 14.07$

Vérification des contraintes à l'ELS (poutre court) :

Elément	Sollicitation à l'ELS		Contraintes en travées			Contraintes en appuis			Contraintes admissibles		Vérification
	$M_{t\,ser}$ $(kN.m)$	$M_{a\,ser}$ $(kN.m)$	σ_b (MPa)	σ_s (MPa)	$\sigma_s{}'$ (MPa)	σ_b (MPa)	σ_s (MPa)	$\sigma_s{}'$ (MPa)	$\overline{\sigma_b}$ (MPa)	$\overline{\sigma_s}$ (MPa)	
Poutres court	59.75	-83.19	7.7	201.6	90.7	8.5	173.2	108	15	201.63	CV

Tableau V.14 *Vérification des contraintes des poutres court à l'ELS*

Tableau V.15 *Vérification de section d'armatures.*

Elément	$A_t(cm^2)$	$A_a(cm^2)$	$A_{min}(cm^2)$	$A_{tmin}(cm^2)$	Vérification
Poutres secondaire(type1)	8.64	14.67	4.5	0.9	CV

Vérification de la flèche (poutre court) :

$$\Delta f(mm) = 2.8 \leq \bar{f}(mm) = 10 \quad cv$$

Ferraillage de poutre secondaire a l'effet thermique:

Ferraillage longitudinal des poutres court :

Tableau V.16 *La section calculée d'armatures des poutres l'effet thermique.*

Elément	(bxh)	$N(kN)$	$M_t(kN.m)$	*Combinaison*	$A_{S1}(cm^2)$	$M_a(kN.m)$	*Combinaison*	$A_{S2}(cm^2)$
Poutres	30x 40	463.16	81.95	ELU	6.8	-187.5	$G+Q_1+E_x$	14.5

Tableau V.17 *La section choisie d'armatures des poutres l'effet thermique.*

Elément	*Section calculée*		*Section choisie*	
Poutres	$A_{S1}(cm^2)$	$A_{S2}(cm^2)$	$A_{S1}(cm^2)$	$A_{S2}(cm^2)$
	6.8	14.5	$3HA14+2\ \ HA16=8.64$	$3HA14+5_{CH}HA16=14.07$

V.2.2 Ferraillage transversal des poutres :

L'acier choisi pour le ferraillage transversal est de type barres à haut adhérence F_eE400.

L'espacement entre les armatures d'âme successives doit être la plus faible des valeurs suivantes :

$$Selon\ le\ RPA2003:\ \begin{cases} S_t \le \dfrac{A_t}{0.003*b} \\ S_t \le Min\left[\dfrac{h}{4}, 12\emptyset\right] & Zone\ nodale \\ S' \le \dfrac{h}{2} & Zone\ courante \end{cases}$$

$$Selon\ le\ CBA93:\ \begin{cases} \dfrac{A_t}{b_0 S_t} \ge \dfrac{\gamma_s(\tau_u - 0.3f_{t28}k)}{0.9f_e(cos\alpha + sin\alpha)} \\ S_t \le [0.9d\ , 40cm] \\ \dfrac{A_t f_e}{bS_t} \ge 0.4\ MPa \end{cases}$$

Tableau V.18 *La section d'armatures transversales.*

Elément	$\tau_u(MPa)$	$S_{adoptée}(cm)$		$A_{t\ choisie}$ (cm^2)
		$S(ZN)$ (cm)	$S'(ZC)$ (cm)	
Poutres principales	2.03	10	15	$4\text{Ø}8 = 2.01$
Poutres secondaires	1.31	10	15	$4\text{Ø}8 = 2.01$

Avec ce choix de section d'armatures, toutes les vérifications sont vérifiées.

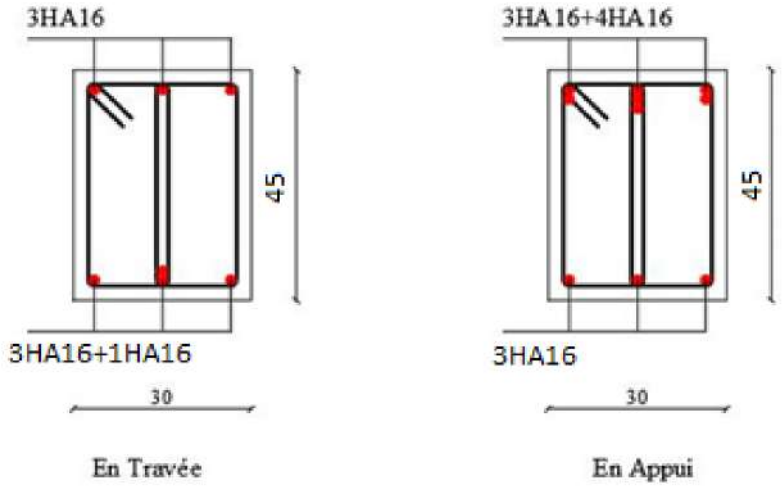


Figure V.1 *Dessin de ferraillage des poutres principales type1.*

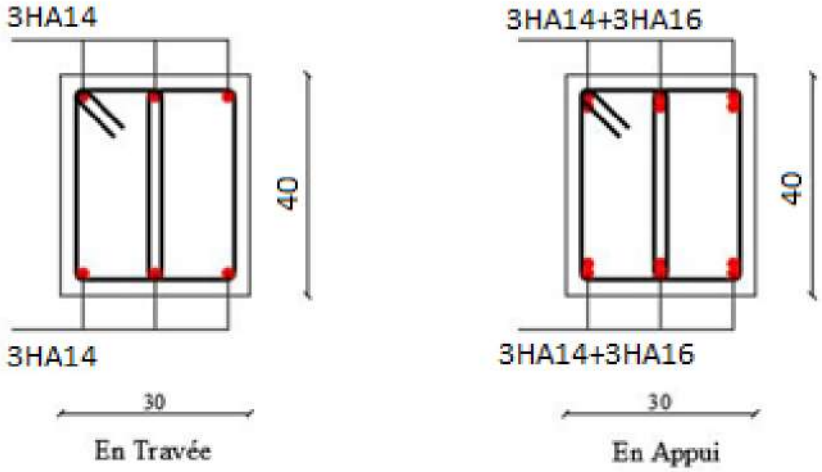


Figure V.2 *Dessin de ferraillage des poutres secondaires type1.*

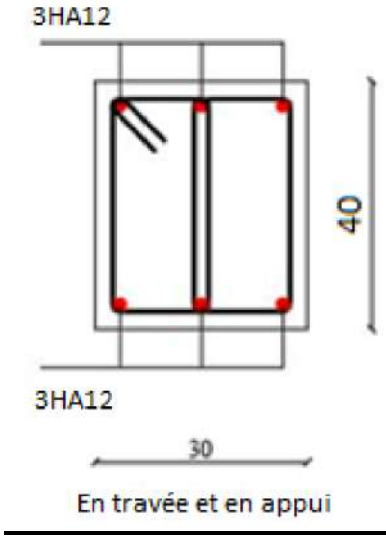


Figure V.3 *Dessin de ferraillage des poutres (secondaires et principales) type2.*

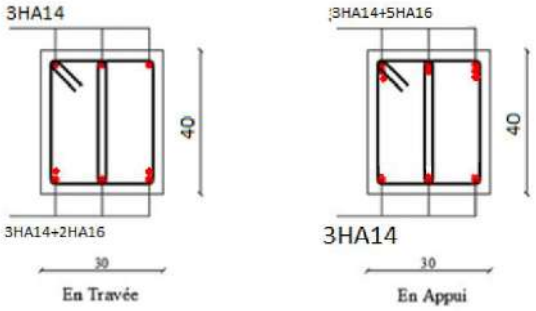


Figure V.4 *Dessin de ferraillage des poutres court.*

V.3 FERRAILLAGE DES POTEAUX :

Les poteaux sont soumis aux charges verticales et horizontales, donc, le calcul de ferraillage se fait en flexion composée déviée (N, M_x, M_y).

V.3.1 Armatures longitudinales :

V.3.1.1 Recommandations selon les règlements :

Selon le CBA93 :

$$A_l = Min \begin{cases} 4\ cm^2 & \text{par métre de longueur de parement} \\ 0.1\% \leq \dfrac{A_l}{B} \leq 5\% & \text{Section de béton comprimée} \end{cases}$$

Condition de non fragilité: $A_{min} = \dfrac{B}{1000}$

Selon le RPA2003 « Art 7.4.2.1 » :

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.
- Leur pourcentage est limité en zone II par :

$$0.8\% \leq \frac{A_l}{b * h} \leq 3\% \qquad (Zone\ courante)$$

$$0.8\% \leq \frac{A_l}{b * h} \leq 6\% \qquad (Zone\ de\ recouvrement)$$

- Le diamètre minimum est de 12 mm.
- La longueur minimale des recouvrements est de : 40 Ø en zone II.
- La distance maximale entre deux barres voisines sur une même face ne doit pas dépasser : 20 cm en zone II.
- La zone nodale est bornée par la face supérieure du plancher et h'.

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

h_e : la hauteur d'étage.

V.3.1.2 Sollicitations extrêmes pour le ferraillage :

Pour équilibrer l'effort normal et le moment de flexion, nous pouvons avoir les trois cas extrêmes suivant :

- $N_{max}\ et\ M_{x\ correspondant}\ et\ et\ M_{y\ correspondant}$
- $N_{min}\ et\ M_{x\ correspendent}\ et\ et\ M_{y\ correspondant}$
- $M_{x\ max}\ et\ et\ M_{y\ correspondant}\ et\ N_{correspendent}$
- $M_{y\ max}\ et\ et\ M_{x\ correspondant}\ et\ N_{correspendent}$

V.3.1.3. Etat limite de stabilité de forme :

Pour régler le problème de flambement dans le cas de flexion composée, il faut tenir compte des trois excentricités. Pour cela, on déterminera un nouveau moment de flexion M supposé être appliqué au centre de gravité de la section du béton seul :

$$M_u = N_u * (e_1 + e_2 + e_a)$$

$$e_1 = \frac{M}{N} \quad , \quad e_2 = \frac{3{l_f}^2(2 + \alpha\emptyset)}{10000\ h} \quad , \quad e_a = Max[\frac{L_0}{250}; 2\ cm]$$

Avec :

e_1 : excentricité du 1ier ordre provoquée par le moment de flexion.

e_2: excentricité du 2éme ordre, due aux actions de déformation telle que le retrait et le fluage, elle tient compte le problème de flambement.

$$\emptyset = \frac{Déformation\ finale\ due\ au\ fluage}{Déformation\ instantanée\ du\ béton} = 2$$

$$\alpha = \frac{Moment\ sous\ l'effet\ des\ charges\ permanentes}{Moment\ totale} = \frac{M_G}{M_u}$$

l_f : Longueur de flambement.

h : Hauteur totale de la section dans la direction de flambement.

e_2 : Excentricité additionnelle, due aux imperfections géométriques.

e_2 : Longueur libre.

On va récapituler toutes les quantités de ferraillage de tous les poteaux dans le tableau suivant :

Remarque :

Les sollicitations sont calculées avec la combinaison 1.35G+1.5Q parce que les charges horizontales sont reprises uniquement par les voiles.

Tableau V.19 *La section d'armatures des poteaux.*

Etage	Section	Sollicitations						$A_{calculée}$ (cm²)		$A_{cal\ Tat}$ (cm²)	$A_{min}(RPA)$ (cm²)	$A_{choisie}$ (cm²)
								A_{s1}	A_{s2}			
Sous-sol (1 ;2)	70*70	N_{max}	3283	$M_{x\ corr}$	4.47	$M_{y\ corr}$	-16.79	3.3	2.0	10.5	39.2	14HA20 =43.98
		N_{min}	386	$M_{x\ corr}$	-0.057	$M_{y\ corr}$	-27.24	3.3	2.0	10.5		
		$M_{x\ max}$	66.23	$M_{y\ corr}$	-7.56	N_{corr}	1642	3.3	2.0	10.5		
		$M_{y\ max}$	92.20	$M_{x\ corr}$	2.14	N_{corr}	2093	3.3	2.0	10.5		
RDC +1 er	65*65	N_{max}	2307	$M_{x\ corr}$	-5.39	$M_{y\ corr}$	-1.4	3.0	1.8	9.80	33.8	12HA20 = 37.70
		N_{min}	593.61	$M_{x\ corr}$	-16.31	$M_{y\ corr}$	9.88	3.0	1.8	9.80		
		$M_{x\ max}$	66.47	$M_{y\ corr}$	0.60	N_{corr}	1025	3.0	1.8	9.80		
		$M_{y\ max}$	55.50	$M_{x\ corr}$	20.06	N_{corr}	679	3.0	1.8	9.80		
2éme + 3éme	60*60	N_{max}	1529.7	$M_{x\ corr}$	-4.00	$M_{y\ corr}$	1.75	2.8	1.6	8.8	28.8	4HA20+8HA16 = 28.56
		N_{min}	289.81	$M_{x\ corr}$	16.53	$M_{y\ corr}$	7.31	2.8	1.6	8.8		
		$M_{x\ max}$	69.86	$M_{y\ corr}$	0.22	N_{corr}	476	2.8	1.6	8.8		
		$M_{y\ max}$	49.53	$M_{x\ corr}$	0.43	N_{corr}	389	2.8	1.6	8.8		
4éme + 5éme	55*55	N_{max}	782.88	$M_{x\ corr}$	-2.15	$M_{y\ corr}$	2.66	2.3	1.3	7.2	24.2	12HA16 = 24.13
		N_{min}	47.9	$M_{x\ corr}$	51.88	$M_{y\ corr}$	-6.93	2.3	1.3	7.2		
		$M_{x\ max}$	87.19	$M_{y\ corr}$	2.51	N_{corr}	164	2.3	1.3	7.2		
		$M_{y\ max}$	42.59	$M_{x\ corr}$	-40.27	N_{corr}	181.49	2.3	1.3	7.2		

V.3.1.3 Vérification des contraintes à l'ELS :

Tableau V.20 *Vérification des contraintes à l'ELS.*

Etage	Section	Sollicitations						Type de fissuration	σ_b (MPa)	σ_s (MPa)	$\overline{\sigma_b}$ (MPa)	$\overline{\sigma_s}$ (MPa)	$\sigma_i \leq \overline{\sigma_i}$
Sous-sol (1 ;2)	70*70	N_{max}	2392	$M_{x\,corr}$	3.26	$M_{y\,corr}$	-12.38	Peu nuisible	4.1	/	15	/	Vérifiée
		N_{min}	4.89	$M_{x\,corr}$	10.49	$M_{y\,corr}$	8.78	Peu nuisible	0.8	/	15	/	Vérifiée
		$M_{x\,max}$	47.69	$M_{y\,corr}$	-5.33	N_{corr}	1186.52	Peu nuisible	3.8	/	15	/	Vérifiée
		$M_{y\,max}$	70.24	$M_{x\,corr}$	2.87	N_{corr}	1603.25	Peu nuisible	4.6	/	15	/	Vérifiée
RDC +1 er	65x65	N_{max}	1646.15	$M_{x\,corr}$	2.961	$M_{y\,corr}$	-1.50	Peu nuisible	3.9	/	15	/	Vérifiée
		N_{min}	257.4	$M_{x\,corr}$	-5.19	$M_{y\,corr}$	3.70	Préjudiciable	4.9	70.8	15	201.63	Vérifiée
		$M_{x\,max}$	48.53	$M_{y\,corr}$	-2.77	N_{corr}	854.94	Peu nuisible	3.40	/	15	/	Vérifiée
		$M_{y\,max}$	41.56	$M_{x\,corr}$	15.46	N_{corr}	492.58	Préjudiciable	2.40	34.0	15	201.63	Vérifiée
$2^{éme}$ + $3^{éme}$	60*60	N_{max}	1118.93	$M_{x\,corr}$	-1.9	$M_{y\,corr}$	0.59	Peu nuisible	3.7	/	15	/	Vérifiée
		N_{min}	140.65	$M_{x\,corr}$	1.06	$M_{y\,corr}$	-7.14	Préjudiciable	1.14	19.9	15	201.63	Vérifiée
		$M_{x\,max}$	47.72	$M_{y\,corr}$	0.009	N_{corr}	344.21	Préjudiciable	3.80	53.3	15	201.63	Vérifiée
		$M_{y\,max}$	34.90	$M_{x\,corr}$	-14.3	N_{corr}	278.38	Préjudiciable	2.50	35.0	15	201.63	Vérifiée
$4^{éme}$ + $5^{éme}$	55*55	N_{max}	572.95	$M_{x\,corr}$	-0.58	$M_{y\,corr}$	1.14	Peu nuisible	3.10	/	15	/	Vérifiée
		N_{min}	47.24	$M_{x\,corr}$	50.17	$M_{y\,corr}$	-6.85	Préjudiciable	1.30	18.0	15	201.63	Vérifiée
		$M_{x\,max}$	62.58	$M_{y\,corr}$	0.77	N_{corr}	40.72	Préjudiciable	3.70	50.7	15	201.63	Vérifiée
		$M_{y\,max}$	69.25	$M_{x\,corr}$	-0.36	N_{corr}	90.05	Préjudiciable	2.30	31.8	15	201.63	Vérifiée

V.3.2 Armatures transversales :

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule donnée par le RPA2003 « 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

$$t = \begin{cases} 10\ cm & zone\ nodale \\ Min\left[\frac{b_1}{2}\ ;\ \frac{h_1}{2}\ ; 10\emptyset_l\right] & zone\ courante \end{cases}$$

$\emptyset_l$: Diamètre minimal des armatures longitudinales.

h_1 : Hauteur totale de la section brute.

La quantité minimale d'armatures transversales en % est donnée par :

$$\frac{A_t}{tb_1} \geq 0.3\% \qquad si : \quad \lambda > 5$$

$$0.8\% \geq \frac{A_t}{tb_1} \geq 0.3\% \qquad si : \quad 5 \geq \lambda \geq 3$$

$$\frac{A_t}{tb_1} \geq 0.8\% \qquad si : \quad \lambda \leq 3$$

Dans notre projet, l'effort tranchant dans les poteaux est nul (R=3.5), donc :

$$\lambda > 5 \text{ pour tous les poteaux} \quad \Rightarrow \quad A_t = A_{t\,min} = 0.003 * t * b_1$$

Tableau V.21 *La section d'armatures transversales des poteaux.*

Etage	*Section*	*Zone*	*t (cm)*	$A_{t\,ch}(cm^2)$
Sous-sol 1 + Sous-sol 2	70*70	Nodale	10	$4\emptyset 8 = 2.01$
		Courante	15	$4\emptyset 8 = 2.01$
RDC + 1ier	65x65	Nodale	10	$4\emptyset 8 = 2.01$
		Courante	15	$4\emptyset 8 = 2.01$
2éme + 3éme	60*60	Nodale	10	$4\emptyset 8 = 2.01$
		Courante	15	$4\emptyset 8 = 2.01$
4éme + 5éme	55*55	Nodale	10	$4\emptyset 8 = 2.01$
		Courante	15	$4\emptyset 8 = 2.01$

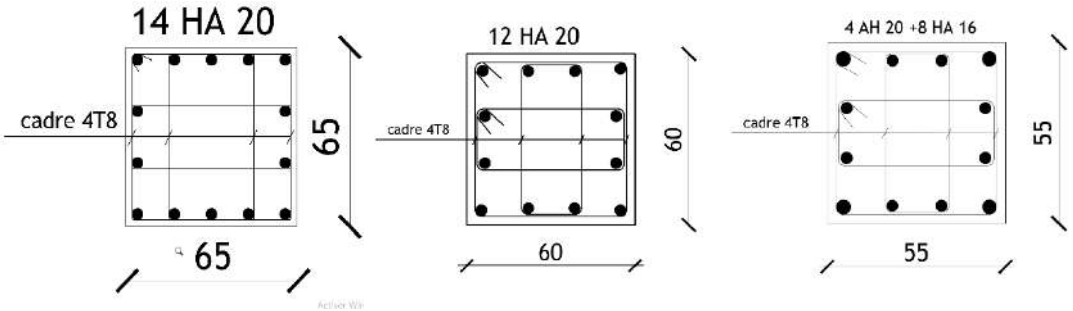


Figure V.5 *Dessin de ferraillage des Poteaux.*

V.4 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 tranchants ainsi que des moments fléchissant.

Dans notre projet, on a des voiles pleins et des voiles avec ouvertures.

Le ferraillage des voiles pleins sera calculé en flexion composée en suivant la méthode des contraintes.

Les voiles avec ouvertures comportent deux parties (trumeaux et linteaux), Le ferraillage des trumeaux sera calculé en flexion composée (comme les voiles pleins), Et le ferraillage des linteaux sera calculé en flexion simple.

V.4.1 Ferraillage des trumeaux :

V.4.1.1 Calcul d'armatures verticales :

Exposé de la méthode des contraintes :

$$\sigma_t = \frac{N}{a * L} - 6\frac{M}{a * L^2}$$

$$\sigma_c = \frac{N}{a * L} + 6\frac{M}{a * L^2}$$

$$L_t = \frac{|\sigma_1| * L}{|\sigma_1| + |\sigma_2|}$$

$$N_t = \frac{|\sigma_1| * L_t}{2} * a$$

$$A_v = \frac{N_t}{\sigma_s} \quad , \quad \sigma_s = \frac{F_e}{\gamma_s}$$

Avec :

σ_t: Contrainte de traction.

σ_c: Contrainte de compression.

L_t: La longueur tendue.

N_t: L'effort résultant de traction de la partie tendue.

A_v : La quantité d'armatures verticales nécessaire dans la partie tendue.

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 :

$$0.1\% \leq \frac{2 * A_v}{a * B_t} \leq 0.5\% \qquad \Rightarrow \qquad A_v \geq 0.1\% B_t$$

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

Tableau V.22 *La section calculée d'armatures verticales des voiles (Suivant Y).*

Niveau	Voile	L (m)	N (kN)	M (kN.m)	Combinaison	σ_t (MPa)	σ_c (MPa)	L_t (m)	N_t (kN)	A_{vt} (cm²)
Voile	$5^{éme}$	2	111.96	950.85	0.8G-Edy	-0.82	1.00	1.15	232.02	5.80
	$4^{éme}$	2	9.17	2023.74	0.8G-Edy	-1.94	1.95	0.95	602.55	15.06
	$3^{éme}$	2	-204.38	3016.13	0.8G-Edy	-3.06	2.73	1.46	1009.91	25.25
	$2^{éme}$	2	-536.36	4197.62	0.8G-Edy	-4.46	3.60	1.22	1541.74	38.54
	1^{er}	2	-868.67	5567.23	0.8G-Edy	-6.04	4.65	1.57	2132.74	53.32
	RDC	2	-1364.12	6920.71	0.8G-Edy	-7.74	5.55	1.66	2814.29	70.36

Tableau V.23 *La section choisie d'armatures verticales des voiles (Suivant Y).*

Niveau	Voile	L_t (m)	A_{vt} (cm²)	$A_{t\,min}RPA$ (cm²)	$A_{t\,min}CBA$ (cm²)	S_t (cm)	$A_{t\,choisie}$ (cm²)	$A_{c\,choisie}$ (cm²)	$A_{globale}$ (cm²)
Voile	$5^{éme}$	1.15	5.80	11.27	1.98	10	2x 30HA10	4HA10	2x 34HA10
	$4^{éme}$	0.95	15.06	12.45	1.34	15	2x 30HA10	4HA10	2x 34HA10
	$3^{éme}$	1.46	25.25	13.21	0.93	15	2x 30HA10	4HA10	2x 34HA10
	$2^{éme}$	1.22	38.54	13.83	0.44	15	2x 30HA10	4HA10	2x 34HA10
	1^{er}	1.57	53.32	14.13	1.42	15	2x 30HA12	4HA12	2x 34HA12
	RDC	1.66	70.36	14.55	1.60	15	2x 30HA14	4HA14	2x 34HA14

Tableau V.24 *La section calculée d'armatures verticales des voiles (Suivant X).*

Niveau	Voile	L (m)	N (kN)	M (kN.m)	Combinaison	σ_t (MPa)	σ_c (MPa)	L_t (m)	N_t (kN)	A_{vt} (cm²)
Voile	$5^{éme}$	2	247.25	-616.24	0.8G-Edy	0.79	-0.39	1.66	81.91	2.05
	$4^{éme}$	2	478.46	-1494.89	0.8G-Edy	1.82	-1.05	1.83	241.14	6.03
	$3^{éme}$	2	674.24	-2490.72	0.8G-Edy	2.93	-1.85	1.94	448.12	11.20
	$2^{éme}$	2	895.91	-3874.77	0.8G-Edy	4.44	-3.00	1.05	757.63	18.94
	1^{er}	2	1067.40	-5580.08	0.8G-Edy	6.21	-4.50	1.15	1182.86	29.57
	RDC	2	1296.49	-7819.59	0.8G-Edy	8.54	-6.47	1.26	1742.41	43.56

Tableau V.25 *La section choisie d'armatures verticales des voiles (Suivant X).*

Niveau	Voile	L_t (m)	$A_{v\,t}$ (cm^2)	$A_{t\,min}RPA$ (cm^2)	$A_{t\,min}CBA$ (cm^2)	S_t (cm)	$A_{t\,choisie}$ (cm^2)	$A_{c\,choisie}$ (cm^2)	$A_{globale}$ (cm^2)
Voile (1 X-Z)	$5^{éme}$	1.66	2.05	8.32	1.98	15	2x 25HA8	18HA8	2x 34HA8
	$4^{éme}$	1.83	6.03	9.17	1.34	15	2x 25HA8	18HA8	2x 34HA8
	$3^{éme}$	1.94	11.20	9.68	0.93	15	2x 25HA8	18HA8	2x 34HA8
	$2^{éme}$	1.05	18.94	10.09	0.44	15	2x 25HA8	18HA8	2x 34HA8
	1^{er}	1.15	29.57	10.51	1.42	15	2x 25HA10	18HA10	2x 34HA10
	RDC	1.26	43.56	14.55	1.60	15	2x 25HA12	18HA12	2x 34HA12

V.4.1.2 Vérification des contraintes à l'ELS :

A l'état limite de service (ELS), il y a que les contraintes de compression (voile entièrement comprimé), donc il suffit de vérifier la contrainte limite du béton ($\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$).

Tableau V.26 *Vérification des contraintes des voiles (Suivant Y).*

Voile	Etage	N (MPa)	M (cm)	σ_b (MPa)	$\overline{\sigma_b}$ (MPa)	Vérification
Voile	$5^{éme}$	111.96	950.85	0.4	15	CV
	$4^{éme}$	9.17	2023.74	0.62	15	CV
	$3^{éme}$	-204.38	3016.13	0.8	15	CV
	$2^{éme}$	-536.36	4197.62	0.9	15	CV
	1^{er}	-868.67	5567.23	1.02	15	CV
	RDC	-1364.12	6920.71	1.3	15	CV

Tableau V.27 *Vérification des contraintes des voiles (Suivant X).*

Voile	Etage	N (MPa)	M (cm)	σ_b (MPa)	$\overline{\sigma_b}$ (MPa)	Vérification
Voile	$5^{éme}$	276.77	496.58	0.33	15	CV
	$4^{éme}$	540.91	1432.69	0.59	15	CV
	$3^{éme}$	763.26	2472.3	0.81	15	CV
	$2^{éme}$	1014.01	3895.44	1.07	15	CV
	1^{er}	1202.76	5666.32	1.29	15	CV
	RDC	1452.58	8019.34	1.63	15	CV

V.4.1.3 Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU :

$$\tau = \frac{V_u}{b * d} \leq \bar{\tau} \quad , \quad V_u = 1.4 * T$$

Tableau V.28 *Vérification des contraintes de cisaillement des voiles (Suivant Y).*

Voile	Etage	d (cm)	b_0 (cm)	T (MPa)	τ (MPa)	Type de fissuration	$\bar{\tau}$ (MPa)	$\tau \leq \bar{\tau}$
Voile	5éme	180	18	-549,39	0,68	Préjudiciable	5	CV
	4éme			-952,1	1,18	Préjudiciable	5	CV
	3éme			-1220,2	1,52	Préjudiciable	5	CV
	2éme			-1474,73	1,84	Préjudiciable	5	
	1er			-1663,96	2,07	Préjudiciable	5	
	RDC			-1705,99	2,12	Préjudiciable	5	CV

Tableau V.29 *Vérification des contraintes de cisaillement des voiles (Suivant X).*

Voile	Etage	d (cm)	b_0 (cm)	T (MPa)	τ (MPa)	Type de fissuration	$\bar{\tau}$ (MPa)	$\tau \leq \bar{\tau}$
Voile	5éme	180	18	255,5	0,19	Préjudiciable	5	CV
	4éme			586,4	0,39	Préjudiciable	5	CV
	3éme			822,04	1	Préjudiciable	5	CV
	2éme			1062,61	1,29		5	
	1er			1334,95	1,61		5	
	RDC			1537,61	1,84	Préjudiciable	5	CV
	1er			-306,4	0,64	Peu nuisible	5	CV
	RDC			-494,64	1,03	Peu nuisible	5	CV

V.4.1.4 Armatures horizontales :

Le voile doit avoir des armatures horizontales (A_h) disposées perpendiculairement aux armatures verticales, leur rôle est de minimiser les déformations latérales (le flambement).

$$S_t = \frac{0.9 * A_t * \frac{f_{et}}{\gamma_s}}{a * \left(\tau_u - (0.3 * f_{t28} * K)\right)} \quad , \quad K = 1 + \left(3 * \frac{N_u}{B * f_{t28}}\right)$$

c) Selon le CBA93 :

$$\emptyset_h \leq Min\left[\frac{h}{35}; \frac{a}{10}; \emptyset_v\right]$$

$\emptyset_h$: Diamètre d'armatures horizontales.

$\emptyset_v$: Diamètre d'armatures verticales.

$$S_h \leq Min[0.9d; 40cm] \quad , \quad S_h \leq \frac{A_h f_e}{0.4 * a} \quad , \quad S_h \leq \frac{0.9 f_e}{\gamma_s a \tau_b}$$

d) Selon le RPA2003 :

$$\emptyset_h \leq \frac{a}{10} \quad , \quad S_h = \frac{A_h h}{0.003} \quad , \quad S_h \leq Min[1.5a\,; 30cm]$$

Tableau V.30 *La section d'armatures horizontales des voiles (Suivant Y).*

Voile	Etage	N_u (kN)	τ (MPa)	hps (cm)	he $(cm))$	$A_{h\,cal}$ (cm^2)	$A_{h\,ch}$ (cm^2)	$S_{t\,ch}$ (cm)
Voile	$5^{éme}$	111,96	0,68	40	342	35,61	2x 20HA10	15
	$4^{éme}$	9,17	1,18	40	342	35,61	2x 20HA10	15
	$3^{éme}$	-204,38	1,52	40	342	35,61	2x 20HA12	15
	$2^{éme}$	-536,36	1,84	40	342	35,61	2x 20HA12	15
	1^{er}	-868,67	2,07	40	342	51,27	2x 20HA14	15
	RDC	-1364,12	2,12	40	306	69,79	2x 30HA14	15

Tableau V.31 *La section d'armatures horizontales des voiles (Suivant X).*

Voile	Etage	N_u (kN)	τ (MPa)	hps (cm)	he $(cm))$	$A_{h\,cal}$ (cm^2)	$A_{h\,ch}$ (cm^2)	$S_{t\,ch}$ (cm)
Voile	$5^{éme}$	276,77	0,19	40	342	22,79	2x 23HA8	15
	$4^{éme}$	540,91	0,39	40	342	22,79	2x 23HA8	15
	$3^{éme}$	763,26	1	40	342	22,79	2x 23HA8	15
	$2^{éme}$	1014,01	1,29	40	342	22,79	2x 23HA8	15
	1^{er}	1202,76	1,61	40	342	35,61	2x 23HA10	15
	RDC	1452,58	1,84	40	306	51,27	2x 23HA12	15

V.4.1.5 Armatures transversales :

Les deux nappes d'armatures des voiles seront reliées par des aciers de coutures (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 recommandations : (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 II.

Chapitre VI :

Etude de l’infrastructure.

VI.1. INTRODUCTION :

L'infrastructure est l'ensemble des éléments, qui ont pour objectif le support des charges de la superstructure et les transmettre au sol. Cette transmission peut être directe (semelles posées directement sur le sol : fondations superficielles) ou indirecte (semelles sur pieux : fondations profondes) et cela de façon à limiter les tassements différentiels et les déplacements sous l'action des forces horizontales.

Elle constitue donc la partie essentielle de l'ouvrage, puisque de sa bonne conception et réalisation, découle la bonne tenue de l'ensemble.

VI.2. CHOIX DU TYPE DE FONDATION :

- ✓ Type d'ouvrage construire.
- ✓ La nature et l'homogénéité du bon sol.

VI.3. LA CAPACITE PORTANCE DE TERRAIN DE FONDATION :

- ✓ La charge totale transmise au sol.
- ✓ La raison économique.
- ✓ La facilité de réalisation.

VI.4. CLASSIFICATION DES FONDATIONS :

- ➢ Fondation superficielle (Semelle isolée, Semelle filante, Radier général)
- ➢ Les fondations semi-profondes
- ➢ Fondation profonde (semelle sous pieux)

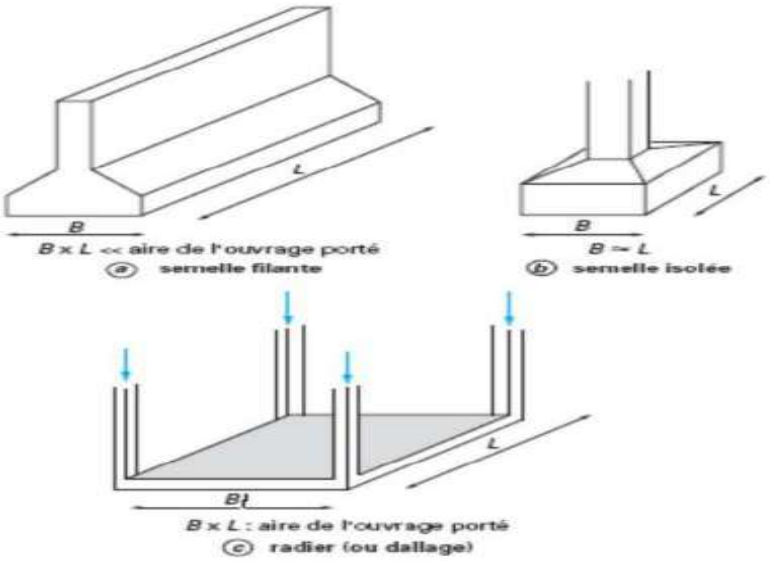


Figure VI.1: Types des fondations superficielles.

VI.4.1 Combinaisons de calcul :

Le dimensionnement des fondations superficielles, selon la réglementation parasismique Algérienne **(RPA99 version 2003, Article 10.1.4.1) [1]**, se fait sous les combinaisons suivantes :

- $G + Q \pm E$
- $0{,}8G \pm E$

D'après le **DTR BC.2.33.1** :

- 1.35G+1.5Q
- G+Q

Pour le cas de la structure étudiée, nous avons le choix entre des semelles isolées, des semelles filantes, et un radier général en fonction des résultats du dimensionnement, on adoptera le type de semelle convenable.

VI.4.2. Vérification de type des semelles :

Pour le pré dimensionnement, il faut considérer uniquement l'effort normal N qui est obtenu à la base de poteau le plus sollicité de sous-sols.

$$\frac{N_{max}}{S_{semelle}} \leq \overline{\sigma}_{sol}$$

Avec:

N : effort normale a la semelle considérée

$\overline{\sigma}_{sol}$: Contrainte du sol = 2.5 bars

N max = 3339.84 KN

$$S_{semelle} \leq \frac{N_{max}}{\overline{\sigma}_{sol}} \quad \text{Donc : } S_{semelle} \leq 133.56\ m^2$$

A l'aide de logiciel ROBOT. On a la surface du bâtiment est : $S_{batiment}$= 199.14 m^2

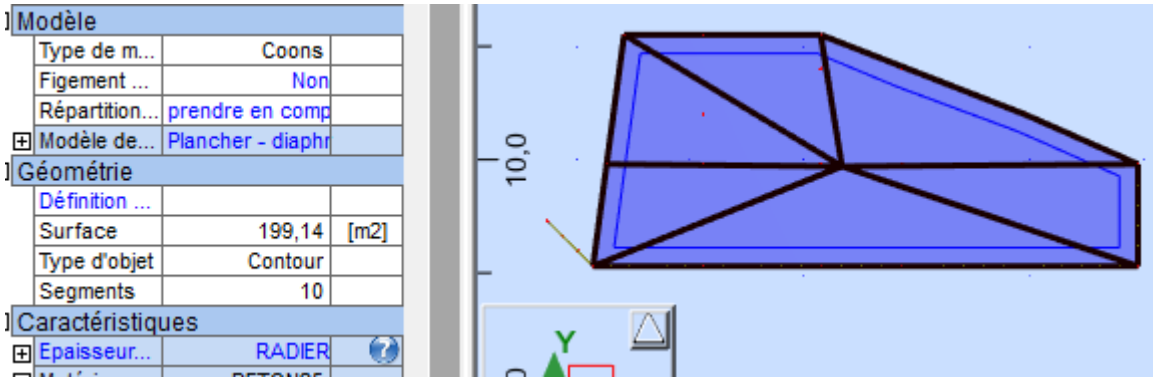


Figure VI.2: Surface de radier

$$\frac{S_{semelles}}{S_{batiment}} = \frac{133.56}{199.14} = 0.67$$

La surface totale des semelles isolées représente 67 % de la surface du bâtiment.

Conclusion :

Vu que La surface totale des semelles occupe plus de 50% du surface d'emprise de l'ouvrage, en finalité nous étions obligés d'envisager la solution du radier général comme fondation.

VI.4.3. Etude du radier :

Un radier général est un type de fondation superficielle qui est constitué par un plancher renversé couvrant toute la surface du sol du bâtiment, cette semelle déborde par des consoles extérieures. Le radier général présent les avantages suivants :

- ✓ Aucune difficulté de coffrage.
- ✓ Facilité de mise en œuvre du béton.
- ✓ La réduction des tassements différentiels.
- ✓ Rapidité d'exécution.

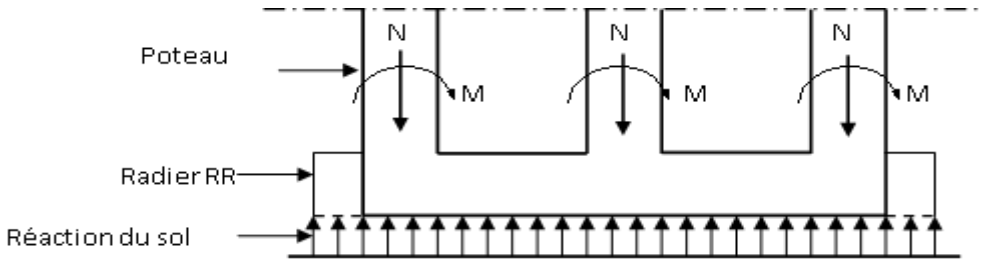


Figure VI.3 : Schéma statique du Radier

VI.4.3.1. Pre dimensionnement du radier :

Le pré dimensionnement de ce dernier consiste à déterminer sa hauteur pour qu'il résiste aux efforts apportés par la superstructure et ceux apportés par l'effet de sous-pression, cette hauteur doit satisfaire les conditions suivantes :

- Condition de rigidité.
- Condition forfaitaire.
- Condition de non cisaillement.
- Condition de non poinçonnement.

e) Condition de rigidité :

$$L_{max} \leq \frac{\pi}{2} L_e$$

Tel que :

L_e : longueur élastique donnée par $L_e = \sqrt[4]{\frac{4E \times I}{K \times b}}$

E : module d'élasticité du béton E = 11000× $\sqrt[3]{fcj}$ = 32164.20 MPa.

I : inertie du radier $I = \frac{bh^3}{12}$

K : coefficient de raideur du sol.

Avec:

K=50MPa/m→pour un très mauvais sol.

K = 30 MPa/m → pour un sol de densité moyenne.

K = 120 MPa/m → pour un très bon sol.

Pour notre cas K= 30 MPa/m (sol de densité moyenne).

L_{max} : La longueur maximale entre les poteaux L_{max}= 5.40 m.

$$h \geq \sqrt[3]{\frac{3K}{E}\left(\frac{2b}{\pi}\right)^4} = \sqrt[3]{\frac{3\times(30)}{(3{,}2.10^4)}\left(\frac{2\times 5.40}{3{,}14}\right)^4} = 0{,}73\ m$$

⇨ On prend h = 85 cm

f) Condition forfaitaire :

$$\frac{L_{max}}{8} \leq h_r \leq \frac{L_{max}}{5} \Rightarrow \frac{540}{8} \leq h_r \leq \frac{540}{5} \Rightarrow 67.5 \leq h_r \leq 108\ cm \ldots\ldots\ldots (2)$$

La valeur de l'épaisseur du radier à adopter est : $h_r = 85\text{cm}$

g) condition de non cisaillement :

D'après le BAEL 91 : Pour le panneau le plus défavorable :

On a: $L_x = 5.25$ m et $L_y = 3.90$ m

La fissuration est préjudiciable: $\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min(0.1 f_{c28}; 3MPa) = 2.5MPa$

b: Largeur de la semelle pour bande de un mètre linéaire (b=1m).

avec: $\tau_u = \frac{T_{max}}{bd} \rightarrow \tau_u = \frac{T_{max}}{b.0{,}9.h_r}$ et $T_{max} = \max(T_x; T_y)$

$\frac{L_y}{L_x} = \frac{5.30}{5.40} = 0{,}98 > 0{,}4 \rightarrow$ *la dalle travaille dans les deux directions.*

Donc : $T_x = q.\frac{L_x.L_y}{(2.L_y+L_x)}$ *et* $T_y = q.\frac{L_x}{3}$

q: charge répartie sur la dalle de radier :

$$q = \frac{N_u}{S_{rad}} = \frac{3339.84}{199.14} = 16.78 KN/m^2$$

$$T_x = 16.78 . \frac{5.30\times 5.40}{(2\times(5.30+5.40))} \rightarrow T_x = 22.44\ \text{KN/ml}$$

$$T_y = 22.44 . \frac{5.3}{3} \rightarrow T_y = 39.64\ \text{KN/ml}$$

$$T_{max} = \max(T_x; T_y) \rightarrow T_{max} = \max(22.44\ ; 39.64) \rightarrow T_{max} = 39.64\ \text{KN/ml}$$

$$h_r \geq \frac{T_{max}}{b.0{,}9.\bar{\tau}_u} \rightarrow h_r \geq \frac{39.64}{1.0{,}9.2.5} \rightarrow h_r \geq 17.77\ \text{cm} \ldots\ldots\ldots (3)$$

h) Verification de non poinçonnement :

Selon le **BAEL99 (article A.5.2, 41)**, il faut vérifier la résistance du radier au poinçonnement par effort tranchant, cette vérification s'effectue comme suit :

$P_u \leq 0{,}045 \times U_C \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$

Avec :

$U_C = 2 \times (a + h) + 2 \times (b + h)$

P_U : *la charge à l'ELU*
a ; b : dimensions du poteau
h: *hauteur de la dalle du radier*

Tableau VI.1. Impacte du poteau sur la dalle du radier

Poteaux du centre (0,70m x 0,70m)	
P_U	333.9 t
A	0.7m
B	0,7m
H	0.85 m
U_C	6.2 m
$\mathbf{0,045 \times U_C \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}}$	360 t
Contrainte de cisaillement $\tau = P_U/(h \times U)$	69.56 t/m²
Contrainte de cisaillement maximale : $\tau_{Max} = 0{,}045 \times f_{c28}/\gamma_b$	75,00t/m²
Vérification	**Condition vérifiée**

Pour satisfaire les quatre conditions, on prend une hauteur totale égale à $\mathbf{h_r}$ **= 85 cm**

Le radier est constitué par un plancher renversé composé d'un système de poutres orthogonales et une dalle pleine.

- **Hauteur de la nervure :**

$h_n \geq \frac{L_{max}}{10} = \frac{540}{10} = 54\ cm$ On prendra $\mathbf{h_n}$**= 55 cm**

- **Epaisseur de la dalle du radier :**

$e \geq \frac{L_{max}}{20} = \frac{540}{20} = 27\ cm$ On prendra **e= 30 cm**

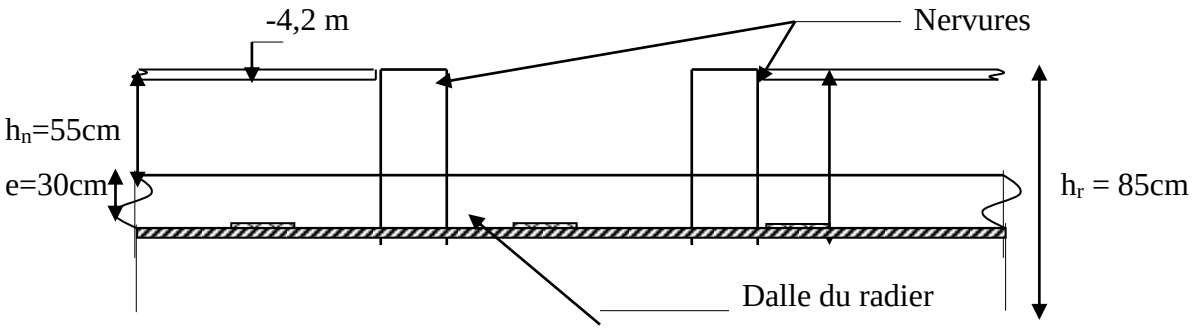


Figure VI.4 : Dimension du radier

VI.5.VERIFICATION DES CONTRAINTES DANS LE SOL :

VI.5.1. Distribution des contraintes à l'ELS

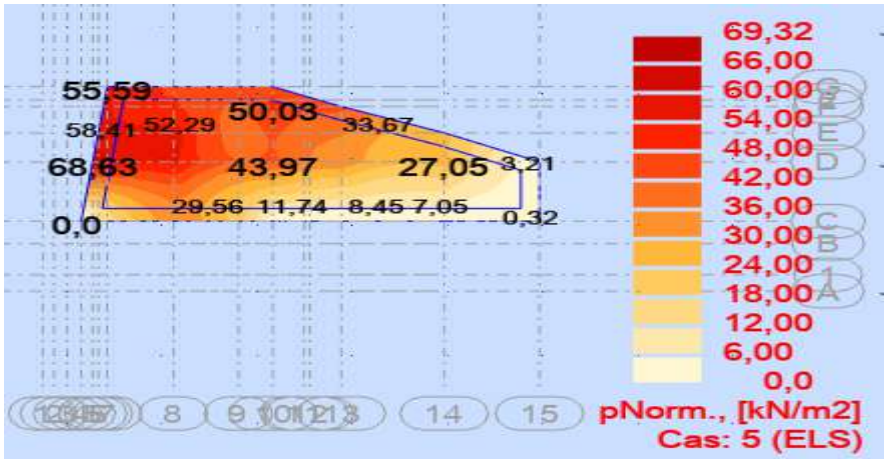


Figure VI.5: schéma des contraintes de sol à ELS

$\sigma_{max} = 0.69\ Bar$

$\sigma_{min} = 0.06\ Bar$

⇨ **Diagramme des contraintes trapézoïdal :**

⇨ $\sigma_{moyenne} = \frac{3\times\sigma_{max}+\sigma_{min}}{4} = 0.53\ Bar < 2.5\ Bar => Condition\ vérifiée$

VI.5.2. Distribution des contraintes à l'ELU

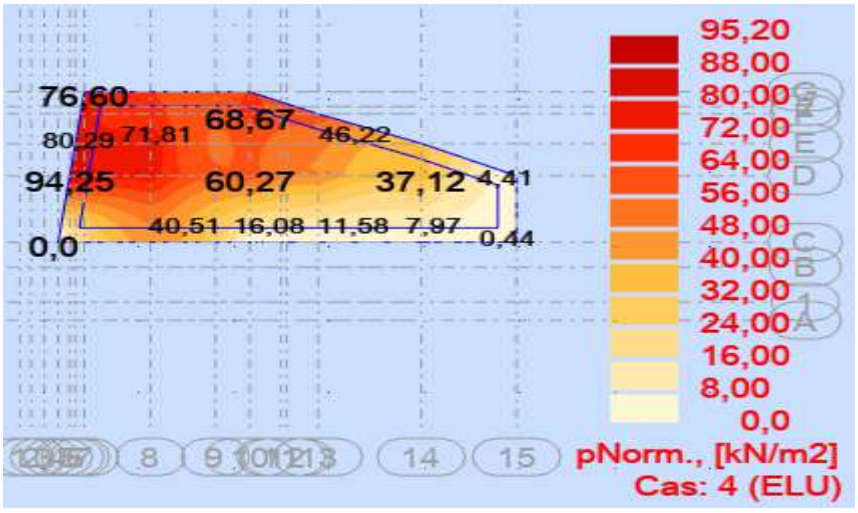


Figure VI.6: schéma des contraintes de sol à ELU

$\sigma_{max} = 0.95\ Bar$

$\sigma_{min} = 0.08\ Bar$

⇨ **Diagramme des contraintes trapézoïdal :**

⇨ $\sigma_{moyenne} = \frac{3\times\sigma_{max}+\sigma_{min}}{4} = 0.73\ Bar < 2.5\ Bar => Condition\ vérifiée$

VI.6. DETERMINATION DES SOLLICITATIONS :

Caractéristiques du radier : h = 85 cm ; e = 30 cm. Surface du radier : S = 199.14 m ^{2}

D'après les résultats de ROBOT, on prend :

- **Moment AXE xx :**

- **ELU**

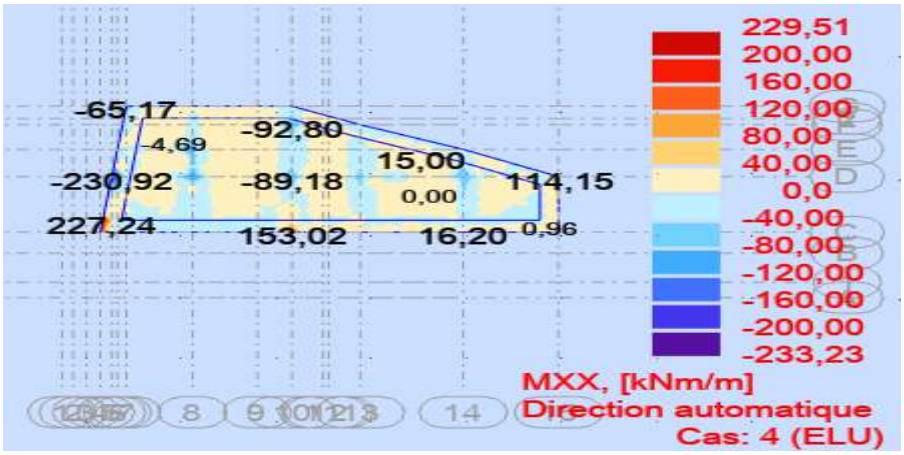


Figure VI.7: schéma des moments de radier sur axe XX à ELU

- **ELS**

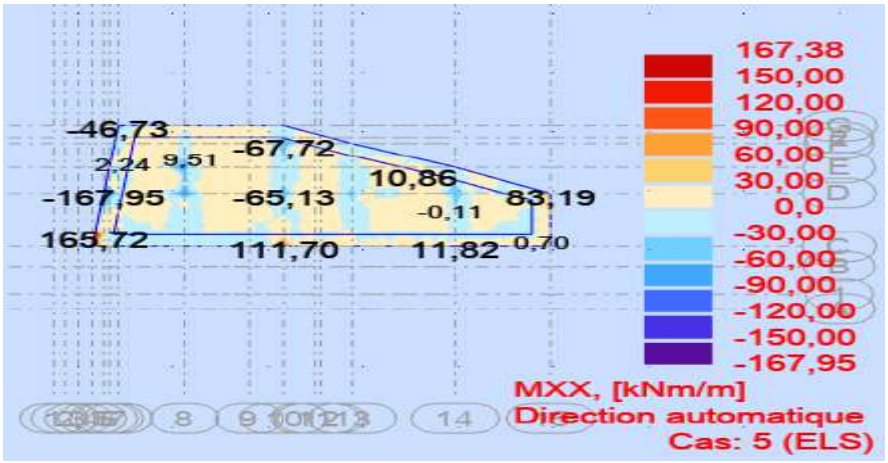


Figure VI.8: schéma des moments de radier sur axe XX à ELS

- **Moment AXE yy :**

- **ELU**

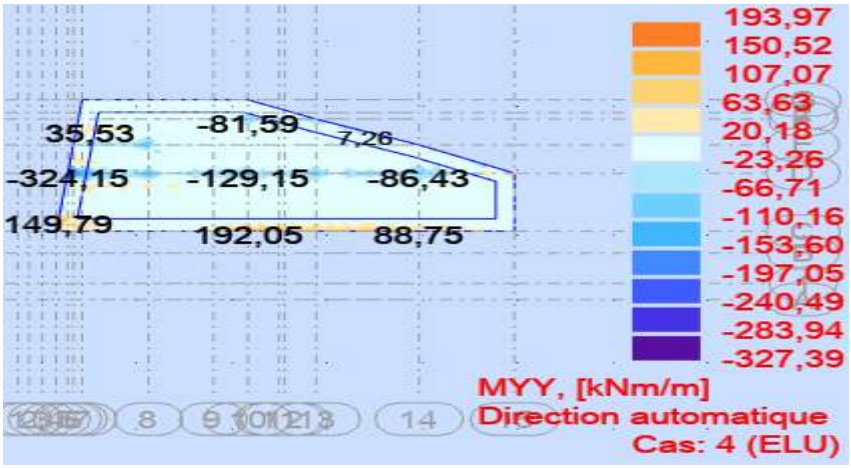


Figure VI.9: schéma des moments de radier sur axe YY à ELU

- **ELS**

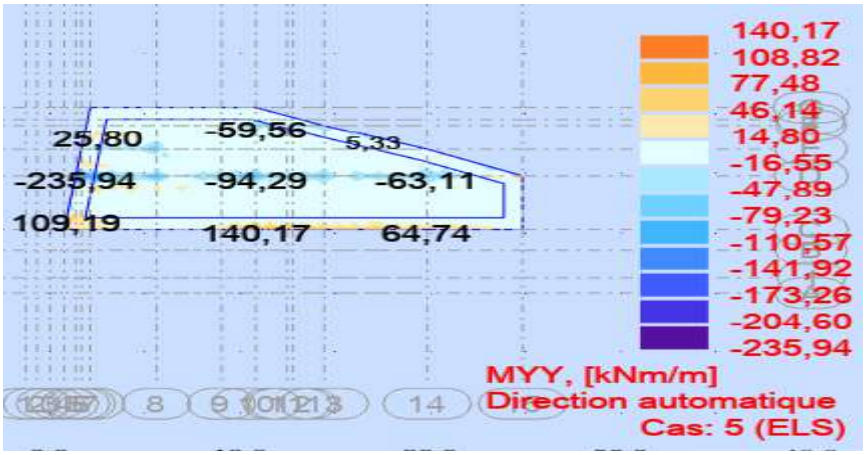


Figure VI.10: schéma des moments de radier sur axe YY à ELS

VI.7. *SOLLICITATION DU RADIER D'APRES ROBOT :*

	M_{xTRAV}(KN.m)	M_{xAPP}(KN.m)	M_{YTRAV}(KN.m)	M_{YAPP}(KN.m)
E.L.U	229.51	-233.23	193.97	-327.39
E.L.S	167.38	-167.95	140.17	-235.94

Tableau VI.2. les différentes sollicitations sur le radier

VI.7.1. Ferraillage du radier :

Le radier se calcul comme un plancher renversé, sollicité à la flexion simple causée par la réaction du sol.

VI.7.2. Calcul des armatures :

- **Sens X-X :**
- **En travée (ELU):**

$M_u = 229.51$ KN. m ; d = 0,9h $\rightarrow d = 0{,}9.30 \rightarrow d = 27cm.$

$\mu = 0{,}221$ $\mu < \mu_{AB} = 0{,}372 \Rightarrow A' = 0.$

$1000\varepsilon_S > 1000\,\varepsilon_L \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1{,}15} = 348MPa$

$\Rightarrow \alpha = 1.25 \cdot \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu}\right) = 0{,}317$ $\beta = 1 - 0{,}4\alpha = 0{,}873$

- **Détermination des armatures :**

$$A_u^t = \frac{M_u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{229.51}{348 \times 0{,}873 \times 27} = 27.93\ cm^2/ml$$

- **Condition de non fragilité** :

A_{min} = 0,23. $b.d.\frac{f_{t28}}{f_e}$ = 3.80 cm²

$A_t = max(A_{tx}^u; A_{min})$= 27.93 cm²

- **Choix des armatures :**

(10T20/m_L ⟶ A = 21.4 cm^2/m_L)

- **En travée (ELS):**

$M_{tyy}^{ser} = 167.38\ KN.m$

Calcul (Y_1) : n =15

($b0 \cdot y_1^2 / 2$) – n · A_u (d – y_1) = 0

$b0 \cdot y_1^2/2$ – n · A_u · d + n · A_u · y_1 = 0

⇒ y_1 = 11.28 cm.

Calcul (I_1) : n = 15

I_1 = ($b0 \cdot y_1^3 / 3$) + n · A_u (d – y_1)² ⇒ I_1 = 147924.57 cm^4

K = (Mser / I_1) = 0.11

K= 0.11

σ_{bc} = K.y_1 = 12.76 Mpa < σ_{bc}= 0,6 · fc28 = 15 MPa .

⇒ 12.76 Mpa < 15 Mpa ..... C. V

Donc les armatures de l'**E .L .U** conviennent

- **En appuis (ELU) :**

M_u = 233.23 KN. m ; d = 0,9h → $d = 0{,}9.30 \rightarrow d = 27\ cm.$

$A_u^a = 28.53\ cm^2/ml.$

- **Condition de non fragilité** :

A_{min} = 0,23.$b.d.\frac{f_{t28}}{f_e}$ = 3.80 cm²

$A_t = max(A_{ax}^u; A_{min})$ = 28.53 cm²

- **Choix des armatures :**

(10 T 20 ⟶ A = 21.4 cm^2/m_L)

- **En appui (ELS) :**

$M_{axx}^{ser} = 167.59\ KN.m$

σ_{bc} = K.y_1 = 9.99 Mpa < σ_{bc}= 0,6 · fc28 = 15 MPa .

⇒ 12.57 Mpa < 15 Mpa ..... C. V

Donc les armatures de l'**ELU** conviennent.

- **Sens Y-Y:**
- **En travée (ELU):**

$M_u = 193.97$ KN. m ; d = 0,9h → $d = 0{,}9.30 \rightarrow d = 27cm$.

- **Détermination des armatures :**

$A_u^t = 23.07\ cm^2/ml$

- **Condition de non fragilité** :

$A_{min} = 0{,}23.b.d.\frac{f_{t28}}{f_e} = 3.80\ cm^2$

$A_t = max(A_{tx}^u; A_{min}) = 23.07\ cm^2$

- **Choix des armatures :**

(10T20/m$_L$ ⟶ A = 21.4 cm^2/m$_L$)

- **En travée (ELS):**

$M_{tyy}^{ser} = 140.17\ KN.m$

$\sigma_{bc} = K.y_1 = 5.17Mpa < \overline{\sigma_{bc}} = 0{,}6 \cdot fc28 = 15$ MPa .

⇒ 11.23 Mpa < 15 Mpa ..... C. V

Donc les armatures de l'E**. L .U** conviennent

- **En appuis (ELU) :**

$M_u = 327.39$KN. m ; d = 0,9h → $d = 0{,}9.30 \rightarrow d = 27\ cm$.

$A_u^a = 43.37\ cm^2/ml$.

- **Condition de non fragilité** :

$A_{min} = 0{,}23.b.d.\frac{f_{t28}}{f_e} = 3.80\ cm^2$

$A_t = max(A_{ax}^u; A_{min}) = 43.37\ cm^2$

- **Choix des armatures :**

(10T20+10T20/m$_L$ ⟶ A = 42.8 cm^2/m$_L$**)**

- **Vérification de l'effort tranchant :**

La fissuration est préjudiciable: $\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min(0.1 fc_{28}; 3MPa) = 2.5MPa$

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b \times d}$$

$$\tau_u = \frac{508.65 \times 10^{-3}}{1 \times 0.315} = 1.61\ MPa \prec \bar{\tau}_u = 2.5 MPa \ldots\ldots CV$$

VI.8. CALCUL LES POUTRES DE LIBAGE (NERVURE):

La nervure comme le cas des poutres dans les dalles est supporté une charge sous forme trapèze pour *Ly* (la grande portée) et triangle pour *Lx* (la petite portée).

➢ **Poutres :**

- **ELU :**



Figure VI.11: schéma des moments sur les nervures à ELU

- **ELS :**



Figure VI.12: schéma des moments sur les nervures à ELS

a) -Poutres principales :

En travées :

$$\begin{cases} M_u^t = 275.93\ KN.m \\ M_s^t = 200.5\ KN.m \end{cases}$$

En appuis :

$$\begin{cases} M_u^a = -276.79\ KN.m \\ M_s^a = -201.14\ KN.m \end{cases}$$

➢ **Ferraillage des poutres :**

❖ **Etat limite ultime (ELU) :**

- **En travée:** $M_u^t = 275.93\ KN.m$ $b = 40\ cm$ h= 55 cm $d = 0.9h = 49.5cm$

$\boldsymbol{A_1} = 18.04cm^2$

- **Condition de non fragilité** :

- $A_{min} = 0{,}23.b.d.\frac{f_{tj}}{f_e} = 0{,}23.40.0{,}9.55.\frac{2{,}1}{400} = 2.39\ cm^2$

$A_t = max(A_t^u; A_{min}) = 18.04\ cm^2$

- **Choix des armatures :**

(12T14/m$_L$ ⟶ A = 18.36 cm^2/m$_L$)

- **En appui :** $M_u^a = 276.79\ KN.m$

$\boldsymbol{A_1} = 18.10\ cm^2$

- **Condition de non fragilité** :

- $A_{min} = 0{,}23.b.d.\frac{f_{tj}}{f_e} = 0{,}23.40.55.\frac{2{,}1}{400} = 2.39\ cm^2/ml$

$A_t = max(A_t^u; A_{min}) = 18.1\ cm^2$

- **Choix des armatures :**

(12T14/m$_L$ ⟶ A = 18.36 cm^2/m$_L$)

➢ **Vérification au cisaillement :**

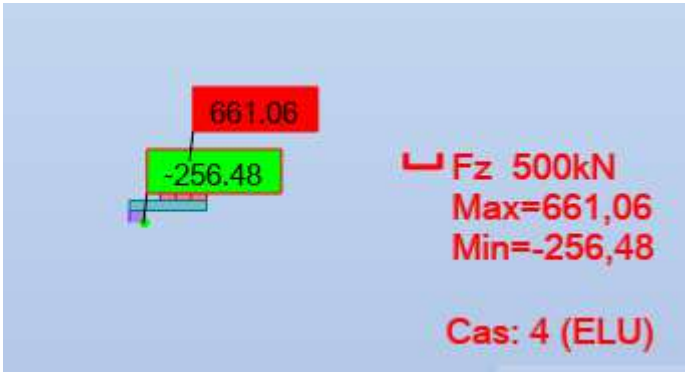


Figure VI.13: schéma des efforts tranchants sur les nervures à ELU

La fissuration est préjudiciable: $\tau_u \le \bar{\tau}_u = \min(0.1 f_{c28}; 3MPa) = 2.5MPa$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b \times d}$$

$Tu_{max} =$ KN

$\tau_u = \frac{661.06 \times 10^{-3}}{1 \times 0.45} = 1.46\ MPa \prec \bar{\tau}_u = 2.5MPa \ldots\ldots CV$

Conclusion Générale

D’après l’étude effectuée dans le cadre de ce projet de fin d’étude, il convient de souligner que pour une bonne conception parasismique, il est très important que l’ingénieur civil et l’architecte travaillent en étroite collaboration dès le début de projet afin de prendre en charge toutes les contraintes induites par la structure adoptée par rapport à l'architecture proposée et arriver à une sécurité maximale de l'ouvrage sans surcoût important.

Et pour la réalisation d’une construction dans une zone sismique, on établit d’abord la partie architecturale, en tenant compte de la fonction d’exploitation propre de cette construction, on recherche après, la disposition convenable des éléments de contreventement.

Parallèlement, on a fait, autant que possible d’avoir les principaux critères admis, à savoir : l’exploitation, l'esthétique et la sécurité.

On note que l’utilisation de l’outil informatique pour l’analyse et le calcul des structures est très bénéfique en temps et en effort à condition de maîtriser les notions de bases des sciences de l’ingénieur, ainsi que le logiciel lui-même.

Enfin ce projet, nous a beaucoup aidé à mettre en pratique toutes nos connaissances acquises durant notre cycle de formation de Master, d’approfondir nos connaissances en basant sur les documents techniques et même d’application des règlements et de certaines méthodes, de mettre en évidence quelques principes de base qui doivent être pris en considération dans la conception des structures.

A-Béton

A.1. Définition

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

A.2.Composition du béton

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

- 350 Kg de ciment CPA 325
- 400 l (17-19 KN/ m^3) de sable Dg ≤ 5 mm
- 800 l (17 KN/ m^3) de gravillon 5 mm ≤ Dg ≤ 25 mm
- 175 l d'eau de gâchage.

Pour sa mise en œuvre, le béton doit être maniable et il doit présenter certaines qualités à savoir :

1. Une résistance mécanique élevée.
2. Un retrait minimum.
3. Une bonne tenue dansle temps

A.3.Résistance du béton à la compression

Dans les cas courants, au point de vue technique un béton est défini par la valeur caractéristique requise (ou spécifiée) de sa résistance à la compression à 28 jours d'âge, notée fc28. Cette valeur est déterminée par des essais sur des éprouvettes cylindriques de 16cm de diamètre et de 32 cm de hauteur

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

$$\begin{cases} f_{cj} = \dfrac{j}{4{,}76 + 0{,}83.j}.f_{c28} & si\ \ j < 60\,jours \\ f_{ci} = 1{,}1.f_{c28} & si\ \ j > 60\,jours \end{cases}$$

Pour notre étude on a : **fc28 =25 MPa**

A.4.Résistance du béton à la traction

La résistance caractéristique à la traction d'un béton à j jours, notée f_{tj} , est conventionnellement définie par :

$$f_{tj} = 0{,}6 + 0{,}06.f_{cj} \qquad si\ \ j < 60\ \ jours$$

f_{c28} =25 MPa, on trouve alors f_{t28} = 2,1 MPa

A.5.déformation longitudinale du béton

Le module de déformation longitudinale instantané

Il est mesuré à partir de la courbe ($\sigma - \varepsilon$) d'un test de courte durée, il représente le module d'élasticité sous chargement accidentel.

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

Le module de déformation longitudinale différé:

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

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

Pour notre cas: $f_{cj} = f_{c28} = 25MPa \Rightarrow \begin{cases} E_{ij} = 32164{,}2MPa \\ E_{vj} = 10818{,}87MPa \end{cases}$

Coefficient de Poisson

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

- E.L.U : $v = 0{,}0$ calcul des sollicitations
- E.L.S : $v = 0{,}2$ calcul des déformations

A.6.Diagramme contrainte déformation du béton:

Pour les calculs relatifs à l'ELU on utilisera pour le béton un diagramme conventionnel dit : parabole rectangle

Il comporte un arc de parabole du second degré d'axe parallèle à l'axe des contraintes de compression σ_{bc} suivi d'un segment de droite parallèle à l'axe des déformations σ_{bc} et tangente à la parabole en son sommet. Ce segment s'étend entre les valeurs $2^0/_{00}$ et $3.5^0/_{00}$ de la déformation.

L'arc de parabole s'étend de l'origine des coordonnées jusqu'à son sommet de coordonnées $\sigma_{bc} = 2^0/_{00}$ et $\sigma_{bc} = 0.85f_{cj}/\gamma_b$

Le diagramme ci-après schématise ces dispositions :

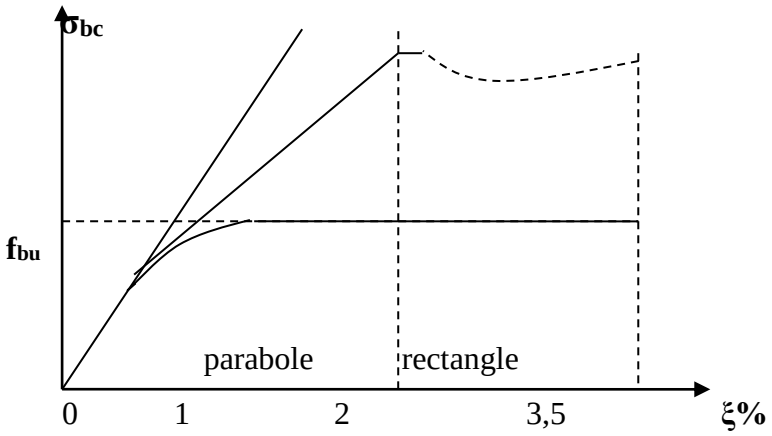


Diagramme contrainte déformation du béton

B- L'acier

B.1.Définition

Le matériau acier est un alliage Fer + Carbone en faible pourcentage, l'acier est un matériau caractérise par une bonne résistance aussi bien en traction qu'en compression. Donc la solution du problème de non résistance du béton à la traction est d'intégrer dans les pièces de béton des armatures d'acier pour reprendre les efforts de traction.

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

- Ronds lisses (R.L) : FeE24
- Barres à haute adhérences (HA) : FeE40
- Treillis soudés (TS) : FeE520

B.2. Les limites élastiques

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

B.3. Module d'élasticité des aciers

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

Es = 2.10^5 MPa

B.4. Les contraintes limites de calcul

On est amené à effectuer une vérification des contraintes de traction de l'acier dans le but de limiter l'ouverture des fissures, les risques de corrosion sont la déformation de la pièce.

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

On adopte le diagramme contrainte- déformation suivant :

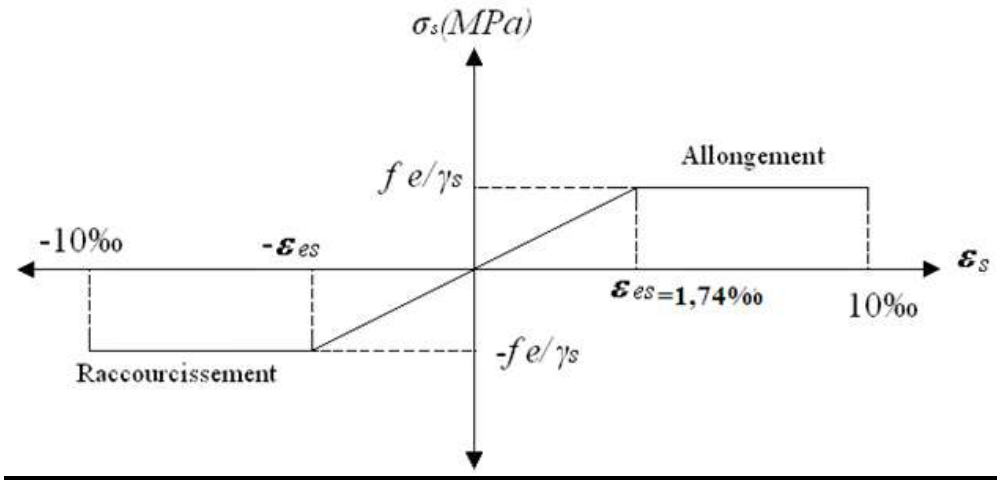


Diagramme contrainte- déformation de l'acier à l'ELU

fe : Contrainte limite élastique.

ε_s : Déformation (allongement) relative $\rightarrow \varepsilon_s = \dfrac{\Delta L}{L}$, $\sigma_s = \dfrac{f_e}{\gamma_s}$

L'abscisse limite de la droite d'élasticité vaut :

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

Pour les aciers FeE400 on a : $\varepsilon_{es} = \dfrac{400}{1{,}15 \times 2.10^5} = 1{,}74‰$

γ_s: Coefficient de sécurité de l'acier.

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

σ_s : Contrainte de l'acier. : - $\varepsilon_s \leq \varepsilon_{es} \Rightarrow \rho_s = E_s.\varepsilon_s$

$$- \ \varepsilon_{es} \le \varepsilon_s \le 10‰ \Rightarrow \rho_s = \frac{fe}{\gamma_s}$$

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

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

Fissuration peu nuisible :

Pas de vérification.

Fissuration préjudiciable : $\sigma_s = \min(\frac{2}{3} fe; 110 \times \sqrt{\eta . f_{tj}})$

Fissuration très préjudiciable : $\sigma_s = \min(\frac{1}{2} fe; 90 \times \sqrt{\eta . f_{tj}})$

η : Coefficient de fissuration qui dépend de type d'acier

η =1,00 pour les aciers ronds lisse.

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

η =1,30 pour les aciers à haute adhérence <6mm

Bibliographie

REGLEMENTS :

- **[1]** : Charges permanentes et surcharges d'exploitations.
- **[2]** : Règle de conception et de calcul de structures CBA93.
- **[3]** : Règles parasismiques Algérienne R.P.A.99.

LOGICIELS :

- Logiciel de ferraillage ROBOT EXPERT 2021.
- WORD 2016.
- AutoCAD 2019.
- EXCEL 2016.