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 : Structure

Etude et conception d'un bâtiment à usage d'habitation en Sous-sol + RDC + 08 étages

---

Présenté par

BEN DEBBES Kaouther

BENAZIZA Ihssen

Proposé et Dirigé par

Dr. KHELLADI Mohamed

Promotion Juin 2025

Remerciement

Nous tenons à remercier ALLAH, le tout puissant, pour nous avoir accordé la santé, le courage, la patience et la volonté jusqu'à l'aboutissement de nos études, et l'accomplissement de ce modeste travail

Nous remercions notre promoteur Dr. KHELLADI MOHAMED avec qui nous avons eu le privilège de travailler. Votre sérieux, votre compétence et votre sens du devoir nous ont énormément marqué. Aussi, ce travail est pour nous l'occasion de vous témoigner notre profonde gratitude.

Nous tenons à remercier les membres du jury pour leur présence, pour leur lecture attentive de notre thèse ainsi que pour les remarques qu'ils nous adresseront lors de cette soutenance
afin d'améliorer notre travail.

Nos sincères remerciements vont également à tous les enseignants du département de Génie civil de l'université de Médéa, et à tous les enseignants qui ont participé à notre formation.

Dédicace

Tout d'abord, je tiens à remercier DIEU de m'avoir donné la force et le courage de mener à bien ce modeste travail.

Je dédie ce travail :

A mon paradis, à la prunelle de mes yeux, à la source de ma joie et mon bonheur, ma lune et le fil d'espoir qui allumer mon chemin, ma moitié, maman.

A celui qui m'a fait une femme, ma source de vie, d'amour et d'affection, à mon support qui était toujours à mes côtés pour me soutenir et m'encourager, à mon prince papa.

A mon cher fiancé, qui n'ont pas cessé de conseiller, encourager et soutenir tout au long de mes études finales. Je te remercie du fond du cœur.

A mon éternelle amie « Wissal », je ne compte plus les fois où ta présence m'a sauvé le moral. Chaque souvenir avec toi est un trésor que je garde précieusement.

A mes adorables amies « Rihem, Khadouj, Imy », avec lesquelles j'ai partagé de merveilleux moment, de l'entraide et une belle complicité.

Sans oublier mon binôme « Ihssen » pour son soutien moral et sa compréhension tout au long de ce projet.

A tous les membres de ma famille, mes tantes, mes oncles, mes cousines et toutes les personnes que j'aime et qui m'aiment.

Kaouther

Dédicace

Tout D'abord je remercie mon Dieu qui m'a donné le courage pour arriver à ce stade de fin d'études.
Rien n'est aussi beau à offrir que le fruit d'un labeur qu'on dédie du fond du cœur à ceux qu'on aime et qu'on remercie en exprimant la gratitude et la reconnaissance durant toute notre existence.

À mes chers parents, source du courage et l'exemple du dévouement qui n'ont pas cessé de m'encourager et de prier pour moi. Aucune dédicace ne saurait être assez éloquente pour exprimer ce que vous méritez pour tous vos sacrifices et rien au monde ne vaut les efforts fournis jours et nuits pour mon éducation et mon bien être ; Que ce travail sois la réalisation de vos souhaits tant attendus.

À ma chère sœur, et mes chers frères pour leur soutien moral et leurs encouragements

Je tiens à remercier mon Binôme kaouther avec qui j'ai partagé des moments inoubliables pour la réalisation de ce modeste travail.
A mes collègues avec qui nous avons tracé le chemin du GÉNIE CIVIL tous ensemble ainsi que tous mes amis sans exception…. Je dis Merci.

Ihssen

ملخص

هذا المشروع يهدف إلى دراسة بناية من الخرسانة المسلحة مكونة من {طابق تحت الأرض+طابق أرضي+ثمنية طوابق} ذات استعمال سكني والمقرر بناءها في ولاية عين الدفلى المصنفة ذات زلزال متوسط (منطقة 2 أ.)
مقاومة البناية لكل الحمولات العمودية والأفقية مضمونة بواسطة نظام العارضات والأعمدة + الجدران المسلحة. قياس الأبعاد ونتائج كل العناصر المقاومة تم طبقا للمعايير والقوانين المعمولة بها في الجزائر.
(R.P.A 99 .القواعد الجزائرية المقاومة للزلازل) 2003اصدار -
(CBA93 .(قواعد الخرسانة المسلحة -
تمت الدراسة الزلزالية وفق الطريقة الرقمية التي تعتمد أساسا على طريقة العناصر المنتهية باستعمال تقنية حساب الهياكل (robot 2021)باستعمال برنامج
وفي الاخير قمنا بدراسة البنية التحتية وهذا بحساب الأساسات

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

Résumé

Ce projet consiste à étudier un bâtiment en béton armé à usage d'habitation en sous-sol + RDC + 08 étages, qui sera implanté à la willaya de Ain defla, classée comme une zone de moyen sismicité (Zone IIa).
La résistance de la structure aux charges horizontales et verticales est assurée par un système des portiques contreventés par des voiles.
Le dimensionnement et le calcul du ferraillage de tous les éléments résistants ont été établis conformément aux règlements algériens en vigueur :
- les règles parasismiques algériennes (RPA99) version 2003 et les règles de conception et de calcul des structures en béton armé (CBA93)
L'étude sismique a été menée suivant la méthode numérique basée sur la méthode des éléments finis moyennant le logiciel « robot 2021 »
En dernier lieu, nous avons étudié l'infrastructure en calculant les fondations.

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

Abstract

This Project aims to study the reinforced concrete structure, which contains (one basements + ground floor + 08floors), of a residential building. It will be built in the province of AIN DEFLA, which is classified as a seismic zone of a high level (ZONE IIa).
The resistance of the structure to horizontal and vertical loads is ensured by a system of frame and Shear walls.
The calculation of the dimensions and the results of all resistant elements was done according to the Algerian regulations and standards (RPA version 2003 and CBA 93).
The seismic study was done in the numerical method, which is based on the finite element with the help of software «robot 2021»
Finally, we have studied the infrastructure by calculating the foundations.

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

Sommaire

Chapitre I:**Présentation de l'ouvrage** 10
I.1 Présentation de l'ouvrage 10
I.2 Caractéristiques géométriques de l'ouvrage : 10
I.2.1 Dimensions en plan 10
I.2.2 Dimensions en élévation 10
I.3 Classification de l'ouvrage 10
I.3.1 Classification des zones sismiques [Art 3.1 RPA99 v2003] : 10
I.3.2 Classifications des ouvrages selon leur importance [Art 3.2 RPA99 v2003] : 10
I.3.3 Classification des sols [Art 3.3 RPA99 v2003] : 11
I.3.4 Classification des systèmes de contreventement [Art 3.4 RPA99 v2003]: 11
I.4 Description de l'ouvrage : 11
I.4.1 Planchers : 11
I.4.2 Les balcons : 11
I.4.3 Escaliers : 12
I.4.4 La terrasse : 12
I.4.5 Les Ascenseurs : 12
I.4.6 L'acrotère 12
I.4.7 Revêtement : 12
I.4.8 Maçonnerie : 12
I.5 Infrastructure : 12
I.6 Réglementation utilisée: 13
I.7 Caractéristiques mécaniques des matériaux : 13
I.7.1 BETON : 13
I.7.2 Acier « CBA93 Article A.2.2 » 14
Chapitre II: Prédimensionnement des éléments structuraux 16
II.1 INTRODUCTION : 16
II.2 Prédimensionnement des planchers (éléments portés) 16
II.2.1 Plancher en corps creux : 16
II.2.2 La dalle pleine 17
II.3 Evaluation des charges permanentes et surcharges d'exploitations 18

II.3.1 Maçonnerie 18
II.3.2 Plancher terrasse : 19
II.3.3 Plancher étage courant 21
II.4 Pré dimensionnement des poutres : 22
II.4.1 Les poutres principales : 22
II.4.2 Les poutres secondaires : 23
II.5 Prédimensionnement des poteaux (éléments porteurs) : 24
II.5.1 Étapes de prédimensionnement 24
II.5.2 Effort normal ultime de résistance 26
II.5.3 Calcul de la longueur de flambement Lf 27
II.5.4 Calcul de l'effort $\boldsymbol{Nu}$ 27
II.5.5 Détermination des charges permanentes 29
II.5.6 Vérification de l'effort normal ultime 30
II.5.7 Vérification selon le RPA99 version 2003 Article 7.5.1 30
II.6 Prédimensionnement des voiles 31
II.7 Conclusion 32
Chapitre III : Calcul Des Eléments Secondaires. 34
III.1 Introduction 34
III.2 Acrotère 34
III.2.1 Introduction 34
III.2.2 Principe de calcul 34
III.2.3 Evaluation des charges et surcharge d'exploitation 34
III.2.4 Calcul les efforts 35
III.2.5 Calcul de la section d'armatures 36
III.2.6 Calcul des armatures 36
III.2.7 Conclusion : 37
III.3 CALCUL DES PLANCHERS 37
III.3.1 Plancher à corps creux 38
III.3.2 Les poutrelles 38
III.3.3 Combinaisons de charges 39
III.3.4 Evaluation des charges et surcharges 40

III.3.5 Sollicitations de calcul 40
III.3.6 Calcul des Armatures longitudinales : 46
III.3.7 Dalle de compression « CBA93 B.6.8.4.2.3 » 48
III.4 Les escaliers : 50
III.4.1 Introduction : 50
III.4.2 Dimensionnement 51
III.4.3 Ferraillage des escaliers à l'ELU 54
III.4.4 Vérification à l'ELS 55
III.4.5 Vérification de la flèche 55
III.5 Calcul de la poutre brisée 56
III.5.1 Prédimensionnement 57
III.5.2 Evaluation des charges Poids propre de la poutre : 57
III.5.3 Calcul des efforts internes : 57
III.5.4 Ferraillage de la poutre brisée 57
III.5.5 Les balcons : 59
Chapitre IV : Etude Dynamique. 62
IV.1 Introduction 62
IV.2 Disposition des voiles 62
IV.3 Caractéristiques dynamiques de la structure 63
IV.3.1 Le centre de masse 63
IV.3.2 Le centre de torsion : 64
IV.3.3 Calcul de la rigidité des éléments résistants : 65
IV.3.4 Excentricité 66
IV.4 Choix de la méthode de calcul 67
IV.4.1 Méthodes utilisables [Art 4.1.1 RPA99v2003] 67
IV.5 Méthode dynamique modale spectrale 67
IV.5.1 Principe de la méthode 67
IV.5.2 Modélisation 68
IV.5.3 Spectre de réponse de calcul [ART 4.3.3 RPA99V2003] 68
IV.6 Résultats et vérifications de l’analyse dynamique : 73
IV.6.1 Vérification de comportement des trois premiers modes : 74

IV.6.2 Vérification de participation massique [Art 4.3.4.a RPA99v2003] 75
IV.6.3 Vérification de la force sismique V à la base [Art 4.3.6 RPA99v2003] 76
IV.6.4 Vérification au renversement 79
IV.6.5 Vérification des déplacements inter-étages [Art 4.4.1 RPA99v2003] 82
IV.6.6 Vérification des déplacements en tête [Art 4.4.1 RPA99v2003] : 83
IV.6.7 Vérification de cisaillement des éléments 84
IV.6.8 Vérification de l'effort normal réduit à la base : [Art 7.1.3.3 RPA99v2003] 84
IV.6.9 Vérification vis à vis de l'effet P-Δ [Art 5.9 RPA99v2003] 85
Chapitre V:Ferraillage Des Eléments Structuraux 89
V.1 Introduction 89
V.2 Ferraillage des poutres 89
V.2.1 Introduction 89
V.2.2 Recommandations du RPA99/version 2003 1) : 90
V.2.3 Ferraillage longitudinal des poutres 91
V.2.4 Vérification des contraintes à l'ELS 92
V.2.5 Vérification des poutres selon les conditions RPA et CBA 93
V.2.6 Calcul des armatures transversales : 94
V.3 Ferraillage des poteaux 95
V.3.1 Combinaison des charges 95
V.3.2 Armatures longitudinales 95
V.3.3 Armatures transversales [Art 7.4.2.2 RPA99v2003] 96
V.3.4 Calcul des armatures longitudinales à l'ELU 96
V.3.5 Vérification des contraintes à l'ELS 99
V.3.6 Détermination des armatures transversales 99
V.4 Ferraillage des voiles 103
V.4.1 Ferraillage des trumeaux 103
V.4.2 Vérification des contraintes à l'ELS 105
V.4.3 Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU ou L'ACC 107
V.4.4 Calcul des armatures horizontales 107
V.4.5 Armatures transversales 108
V.4.6 Ferraillage des voiles avec ouverture : 108

Chapitre VI: Etude de l'infrastructure. 117
VI.1 Introduction : 117
VI.2 Types de fondations : 117
VI.2.1 Caractéristiques du sol 117
VI.3 Méthode de calcul 118
VI.3.1 Semelle isolée sous poteaux 118
VI.3.2 Vérification de l'interférence entre deux semelles 120
VI.4 Calcule des semelles filantes : 121
VI.4.1 Dimensionnement des semelles filantes 121
VI.4.2 Vérification de la stabilité au renversement 122
VI.4.3 Vérification de poinçonnement de semelle filante 123
VI.4.4 Ferraillage des semelles filantes 123
VI.5 Poutre de libage 124
VI.5.1 Dimensionnement de la poutre de libage 124
VI.5.2 Vérification de Poinçonnement de la poutre de Libage « CBA91 Article A.5.2.4.2 » 125
VI.5.3 Vérification de cisaillement de poutre de libage à l'ELU 125
VI.5.4 Ferraillage Poutre de libage 125
VI.5.5 Armature calculée en travée et en appuis : 126
VI.5.6 Vérification de cisaillement de poutre de libage à l'ELU 127
VI.5.7 Vérification de la flèche a L'ELS 127
VI.6 Ferraillage des longrines 127
VI.6.1 Calcul de Ferraillage à L'ELU 127
VI.6.2 Vérification des contraintes normales à l'ELS 128
VI.7 Calcul de voile périphérique : 129
VI.7.1 Calcul de la poussée des terres : 129
VI.7.2 Vérification des contraintes à l'ELS : 130
VI.7.3 Vérification au cisaillement à ELU : 131

Liste des Figures

Figure 1 : vue en plan architecture sous-sol…….....3
Figure 2 : vue en plan architecture R.D.C…….....4
Figure 3 : vue en plan architecture étage courant …….....5
Figure 4 : vue en plan de la coupe ……..6
Figure 5 : vue en plan de la façade principale ……...7
Figure 6 : plan de toiture ……..…….8
Figure II.1 : Coupe du plancher à corps creux.....17
Figure II.2 : Surface reprise par le poteau le plus sollicité. 24
Figure II.3 : Coupe de voile. 32
Figure III.1 : Acrotère.....35
Figure III.2 : Ferraillage de l'acrotère. 37
Figure III.3 : Ferraillage des poutrelles. 48
Figure III.4 : Treillis soudé.....50
Figure III.5 : Représentation d'un escalier. 50
Figure III.6 : schéma statique de l'escalier.....51
Figure III.7 : Diagrammes des efforts internes isostatiques à l'E.L.U. 54
Figure III.8 : Diagrammes des efforts internes isostatiques a) à l'E.L.S. 54
Figure III.9 : Coffrage d'escalier. 56
Figure III.10 : ferraillage d'escalier. 56
Figure I.11 : ferraillage de la poutre brisée……..…58
Figure III.12 : schématisation des balcons……59

Figure IV : centre de masse et centre de torsion sans voile……..62
Figure IV.1 : Déposition des voiles. 63
Figure IV.2 : Le spectre de réponse suivant x, y.....68
Figure IV.3 : Vérification de comportement des trois premiers modes. 75
Figure V.1 : Ferraillage des Poutres. 94
Figure V.2 : Ferraillage les poteaux. 102
Figure I.3 : les voiles pleins……...104
Figure V.4 : Moments et efforts tranchants dans les linteaux. 113
Figure V.5 : Armatures du linteau selon le RPA 99 113
Figure I.6 : Ferraillage des voiles pleins……....116
Figure VI.1 : Semelle isolée.....119
Figure VI.2 : Les bulles de pression sous la semelle. 120
Figure VI.3 : Semelle filantes sous voiles. 121
Figure VI.4 : Semelle filantes sous plusieurs poteaux. 121
Figure VI.5 : Schéma présenté les semelles filantes……123
Figure VI.6: Ferraillage de poutre de libage.....127
Figure VI.7 : Ferraillage de longrine. 129

Liste des Tableaux

Tableau I-1 : Caractéristiques du béton. 13
Tableau I-2 : Caractéristiques de l'acier. 14
Tableau II-1 : Charge permanente des murs intérieurs « DTR B.C 2.2 » 18
Tableau II-2 : Charge permanente des murs extérieurs. 18
Tableau II-3 : Charge permanente du plancher terrasse corps creux « DTR B.C 2.2 » 19
Tableau II-4 : Charge permanente du plancher terrasse dalle pleine 20
Tableau II-5 : Charge permanente du plancher courant corps creux **« DTR B.C 2.2 »** 21
Tableau II-6 : Charge permanente du plancher courant dalle pleine. 22
Tableau II-7 : Pré dimensionnement des poutres. 23
Tableau II-8 : Détermination des charges d'exploitations 26
Tableau II-9 : calcul de Nu 28
Tableau II-10 : Les charges permanentes. 29
Tableau II-11 : Vérifications du $1{,}1N_{ultime}$ et N_U. 30
Tableau II-12 : Vérification vis-à-vis du RPA99 v 2003. 31
Tableau II-13 : Les dimensions des éléments structuraux. 32
Tableau III-1 : Combinaison des charges de L'acrotère. 35
Tableau III-2 : Les efforts à l'ELU et l'ELS. 36
Tableau III-3 : Armatures verticales et horizontales. 36
Tableau III-4 : Combinaison des charges. 38
Tableau III-5 : Actions de calcul des poutrelles après coulage. 40
Tableau III-6 : Calcul du moment des poutrelles à 6 travées de la terrasse à l'ELU. 41
Tableau III-7 : Calcul du moment des poutrelles à 6 travées de la terrasse à l'ELS. 41
Tableau III-8 : Calcul du moment et effort tranchant des poutrelles à 8 travées de la terrasse à l'ELU. 41
Tableau III-9 : Calcul du moment des poutrelles à 8 travées de la terrasse à l'ELS. 42
Tableau III-10 : Calcul du moment et effort tranchant des poutrelles à 6 travées de l'étage courant à l'ELU. 43
Tableau III-11 : Calcul du moment des poutrelles à 6 travées de l'étage courant à l'ELS. 43
Tableau III-12 : Calcul du moment et effort tranchant des poutrelles à 8 travées de l'étage courant à l'ELU. 44
Tableau III-13 : Calcul du moment des poutrelles à 8 travées de l'étage courant à l'ELS. 45
Tableau III-14 : Les moments maximums aux appuis et en travées. 45
Tableau III-15 : Calcul et vérification des armatures de plancher courant. 46
Tableau III-16 : Les armatures transversales dans les poutrelles et leur espacement 47
Tableau III-17 : Vérification de la contrainte de cisaillement à ELU. 48
Tableau III-18 : vérifications préliminaires de la flèche des poutrelles. 48
Tableau III-19 : Evaluation des charges permanentes de la paillasse de l'escalier. 52
Tableau III-20 : Evaluation des charges permanentes du palier de repos de l'escalier. 52
Tableau III-21 : Combinaison des charges de l'escalier. 53
Tableau III-22 : Les vérifications nécessaires selon le CBA. 54
Tableau III-23 : Vérification de la contrainte tangentielle. 54
Tableau III-24 : Vérification à l'E.L.S. 55

Tableau III-25 : Vérification de la flèche de l'escalier. 55
Tableau III-26 : Vérification de la flèche. 55
Tableau III-27 : Pré dimensionnement de la poutre brisée. 57
Tableau III-28 : Ferraillage de la poutre brisée. 57
Tableau III-29 : Vérification à l'E.L.S. de la poutre brisée. 57
Tableau III-30 : Vérification des contraintes de cisaillement a ELU. 58
Tableau III-31 : Charges et surcharges appliquées sur les balcons. 59
Tableau III-32 : Ferraillage de balcon. 59
Tableau III-33 : Vérification de contrainte de cisaillement. 60
Tableau IV-1 : Calcul centre de mass et centre de torsion avec voile. 65
Tableau IV-2 : calcul de l'excentricité théorique. 66
Tableau IV-3 : calcul de l'excentricité accidentelle. 67
Tableau IV-4 : Justification du coefficient de comportement R suivant X. 70
Tableau IV-5 : Justification du coefficient de comportement R en pourcentage. 71
Tableau IV-6 : Justification du coefficient de comportement R suivant X. 72
Tableau IV-7 : Justification du coefficient de comportement R en pourcentage. 72
Tableau IV-8 : Valeurs des pénalités Pq. 73
Tableau IV-9 : Vérification de comportement des trois premiers modes. 74
Tableau IV-10 : vérification de participation massique. 76
Tableau IV-11 : Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul. 78
Tableau IV-12 : Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul. 79
Tableau IV-13 : Valeurs des moments de stabilité et de renversement suivant la direction X. ...80
Tableau IV-14 : Valeurs des moments de stabilité et de renversement suivant la direction Y. ...81
Tableau IV-15 : Vérification des déplacements inter-étage suivant x. 82
Tableau IV-16 : Vérification des déplacements inter-étage suivant y. 83
Tableau IV-17 : Vérification des déplacements en tête. 83
Tableau IV-18 : Vérification de cisaillement des poutres. 84
Tableau IV-19 : Vérification de l'effort normal réduit à la base. 85
Tableau IV-20 : Vérification l'effet P-Δ suivant X 86
Tableau IV-21 : Vérification l'effet P-Δ suivant y 87
Tableau V-1 : Les données de calcul 90
Tableau V-2 : La section calculée et choisie d'armatures des poutres. 92
Tableau V-3 : La section choisie d'armatures des poutres. 92
Tableau V-4 : Vérification des contraintes des poutres à l'ELS. 93
Tableau V-5 : vérification de ferraillage des poutres avec les règlements. 93
Tableau V-6 : Calcul des armatures transversales des poutres principales et secondaires. 94
Tableau V-7 : résume les résultats des pourcentages minimaux et maximaux des sections d'armatures longitudinaux 97
Tableau V-8 : La section d'armatures des poteaux à l'ELU et l'ELA. 98
Tableau V-9 : Vérification des contraintes à l'ELS. 99
Tableau V-10 : Vérifications des contraintes de cisaillement dans les poteaux. 100
Tableau V-11 : Les armatures transversales et leurs espacements. 102
Tableau V-12: La section calculée d'armatures verticales des voiles. 104

Tableau V-13 : Vérification des contraintes normales des voiles.....105
Tableau V-14 : Vérification des contraintes de cisaillement. 107
Tableau V-15 : La section calculée et choisie d'armatures horizontales des voiles. 107
Tableau V-16 : diamètre des armatures transversales.....108
Tableau V-17 : calcul des armatures verticales des voiles. 108
Tableau V-18 : Vérification des armatures à ELS des trumeaux.....110
Tableau V-19 : Calcul des armateurs horizontaux des trumeaux. 111
Tableau V-20 : Détermination de la sollicitation de calcul des linteaux. 114
Tableau V-21 : Calcul d'armatures longitudinales et transversales des linteaux (V7). 115
Tableau VI-1 : Dimensionnement des semelles isolées à l'ELS 120
Tableau VI-2 : Dimensionnement des semelles filantes à l'ELS sous voile. 121
Tableau VI-3 : Dimensionnement des semelles filantes à l'ELS sous poteaux. 122
Tableau VI-4 : Vérification de renversement des semelles filantes. 122
Tableau VI-5 : Vérification de poinçonnement. 123
Tableau VI-6 : Choix de méthode de calcul. 123
Tableau VI-7 : Ferraillages des semelles filantes. 124
Tableau VI-8 : Armature de répartition des semelles filantes. 124
Tableau VI-9 : Dimensionnement poutre de la poutre de libage. 125
Tableau VI-10 : Vérification de poinçonnement de la poutre de libage. 125
Tableau VI-11 : Vérification de cisaillement des poutres de libage. 125
Tableau VI-12 : Détermination des valeurs de (F) des poutres de libage. 126
Tableau VI-13 : Ferraillage longitudinal des poutres de libage. 126
Tableau VI-14 : Vérification des contraintes à l'ELS. 126
Tableau VI-15 : Vérification de cisaillement des poutres de libage. 127
Tableau VI-16 : Vérifications préliminaire de la flèche. 127
Tableau VI-17 : Ferraillage des longrines. 128
Tableau VI-18 : Vérification des contraintes normales de longrines. 128
Tableau VI-19 : La section d'armatures du voile périphérique. 130
Tableau VI-20 : Vérification des contraintes à l'ELS. 130
Tableau VI-21: Vérification des contraintes de cisaillement de voile périphérique.....131

Notations

Majuscules romaines :

A : Section d'acier tendu.

A' : Section d'acier comprimé.

Amax, Amin : Section d'acier maximale et minimale.

$A_{rép}$: Armateur de réparation.

At: Section d'acier transversale.

B : Aire d'une section de béton.

Br : Section réduite du béton d'un poteau.

L_{tot} : Longueur total.

Lf : Longueur de flambement.

Lt : Largeur de la section tendue.

Lt: Largeur de la section comprimée.

E.L.S : Etat Limite de Service.

E.L.U : Etat Limite Ultime.

S.P.C : section partiellement comprimée.

S.E.C : section entièrement comprimée.

S.E.T: section entièrement tendue.

Evj : Module de déformation longitudinale différée du béton.

Evi: Module de déformation longitudinale instantanée du béton.

G : module d'élasticité transversale.

Es : Module de déformation longitudinale de l'acier.

I : Moment d'inertie.

K: Rigidité.

Z: bras de levier.

M : Moment fléchissant.

M0 : Moment isostatique.

Mt : Moment fléchissant en travée d'une poutre.

Ma : Moment fléchissant en appui d'une poutre.

Mu: Moment fléchissant à l'E.L.U.

Mser : Moment fléchissant à l'E.L.S

N : Effort normal.

Nser: Effort normal à l'E.L.S.

Nu: Effort normal ultime.

Tu, Vu : Effort tranchant ultime.

Tser, Vser: Effort tranchant à l'E.L.S.

F : effort de traction.

Ra: Réaction à gauche.

Rb: Réaction à droite.

G : Charge permanente.

Q : Charge d'exploitation.

E, V : Charge sismique.

Minuscules romaines :

h: Hauteur de la section du béton.

b : Largeur de la section du béton.

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

c, c' : Enrobage supérieur et inférieur.

d : Hauteur utile d'une section.

f : Flèche.

ep : épaisseur.

e0: Excentricité.

a : épaisseur du voile.

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

Fc28 : Résistance caractéristique du béton à la compression à « 28 » jours.

Fe: Limite d'élasticité de l'acier.

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

Ft28 : Résistance conventionnelle de la traction de béton à «28 » jours.

i : Rayon de giration.

If : Longueur de flambement.

Sl, t : Espacement d'armature transversale.

St, t: Espacement de répartition.

Srép : Espacement dans la zone nodale.

Szn: Espacement dans la courant.

ml : Mètre linéaire.

Majuscules grecques :

$\sum$ **:** sommation.

Δ : Variation.

W : poids.

Minuscules grecques :

α: Coefficient fonction de l'élancement du poteau.

β : bras de levier réduit.

γ : Coefficient de sécurité.

ε: Déformation relative.

η: Coefficient de fissuration.

λ: Élancement mécanique.

μ: Coefficient de frottement.

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

ν : Coefficient de POISSON.

ρ : Rapport de deux dimensions.

σ : Contrainte normale.

σm: Contrainte normale.

τ: Contrainte tangentielle.

δ: Déplacement d'un niveau.

ξ: Amortissement.

Autres notations :

BA : Béton armé.

FeE : Nuance de l'acier.

HA : Haut adhérence.

C.V : Condition vérifiée.

C.N.V : Condition non vérifiée.

RDC : Rez-de-chaussée.

EC : Etage courant.

Introduction générale

Toute étude de projet d'un bâtiment, a pour but d'assurer la stabilité et la résistance des éléments de ces bâtiments afin d'assurer leur sécurité. On sait que le développement économique dans les pays industrialisés privilégie la construction verticale dans un souci d'économie de l'espace.

Cependant, il existe un danger représenté par ce choix, à cause des dégâts qui peuvent lui occasionner les séismes et le vent. Pour cela, il y a lieu de respecter les normes et les recommandations parasismiques qui rigidifient convenablement la structure.

Quels que soient les types des bâtiments en béton armé, leurs études rencontrent des nombreuses difficultés dans le choix du modèle de comportement. Les règlements parasismiques Algériens définissent des modèles et des approches spécifiques à chaque type de bâtiment.

La stabilité de l'ouvrage est en fonction de la résistance des différents éléments structuraux (poteaux, poutres, voiles…) aux différentes sollicitations (compression, flexion…) dont la résistance de ces éléments est en fonction du type des matériaux utilisés et de leurs dimensions et caractéristiques.

Donc ; pour le calcul des éléments constituants notre ouvrage, on va suivre des règlements et des méthodes connues (BAEL91modifié99, RPA99 version 2003) qui se basent sur la connaissance des matériaux (béton et acier) et le dimensionnement et le ferraillage des éléments résistants dans la structure.

L'étude sera menée sur un bâtiment en RDC+8+ un sous-sol implanté en zone de moyenne sismicité (zone IIa), le bâtiment est constitué par des portiques (poteaux-poutres) contreventé par des voiles en béton armé. Pour ce faire, nous procéderons comme suit :

1. La première étape portera sur la présentation complète du bâtiment, la définition des différents éléments et le choix des matériaux à utiliser.
2. La deuxième étape sera la détermination des actions verticales affectant la structure et le pré dimensionnement des éléments structuraux du bâtiment.
3. La troisième étape sera le calcul des éléments non structuraux (l'acrotère, l'escalier, les poutrelles et les dalle pleine).

4. La quatrième étape consiste à l'application de la méthode dynamique pour déterminer les charges sismiques (horizontales).
5. La cinquième étape sera le calcul de ferraillage des éléments résistants (poutres, poteaux, voiles).
6. La sixième étape sera le calcul de l'infrastructure (type, dimensions et ferraillages)

PLANS ARCHITECTURAUX

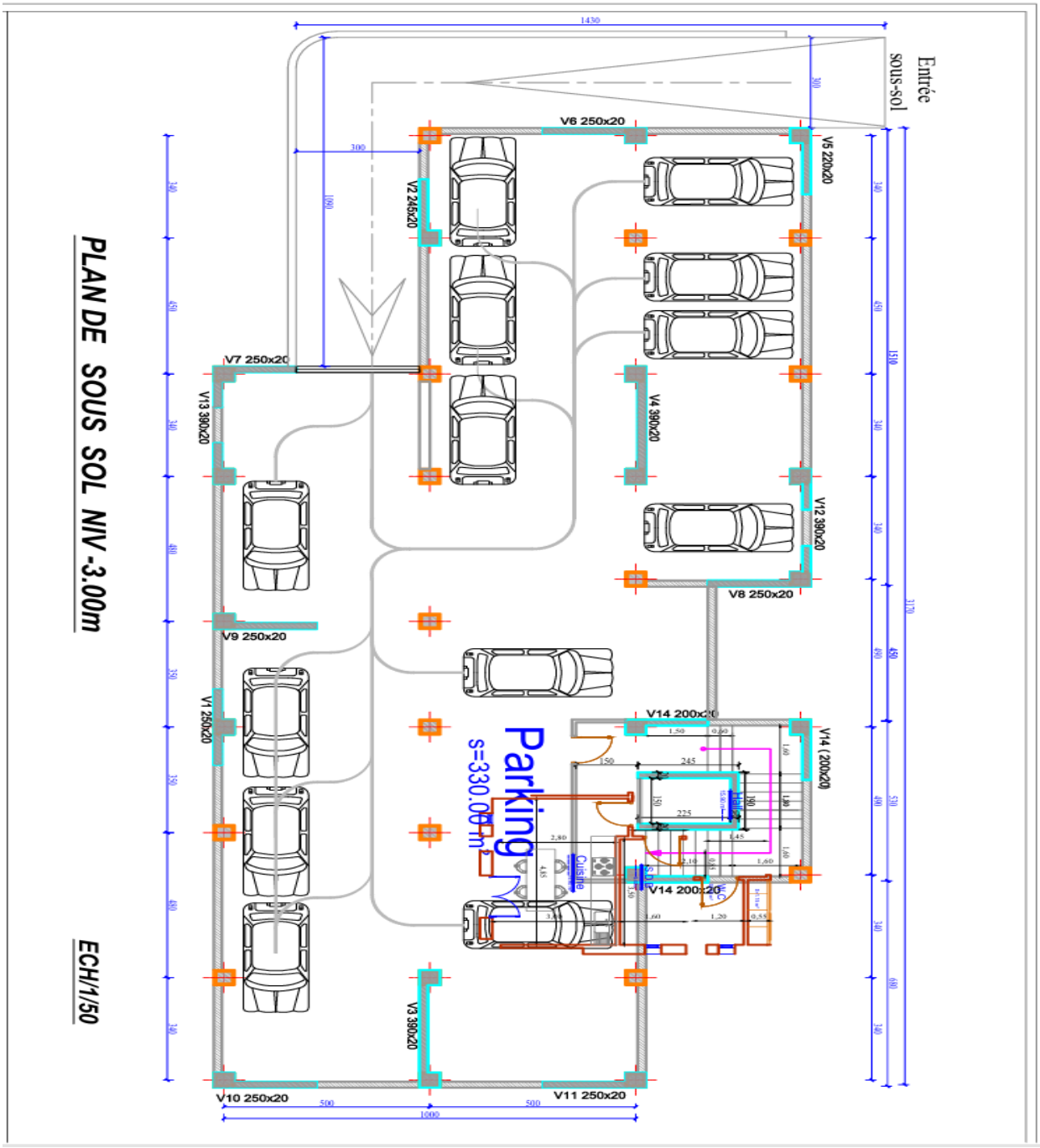


Figure 1 : vue en plan architecture sous-sol

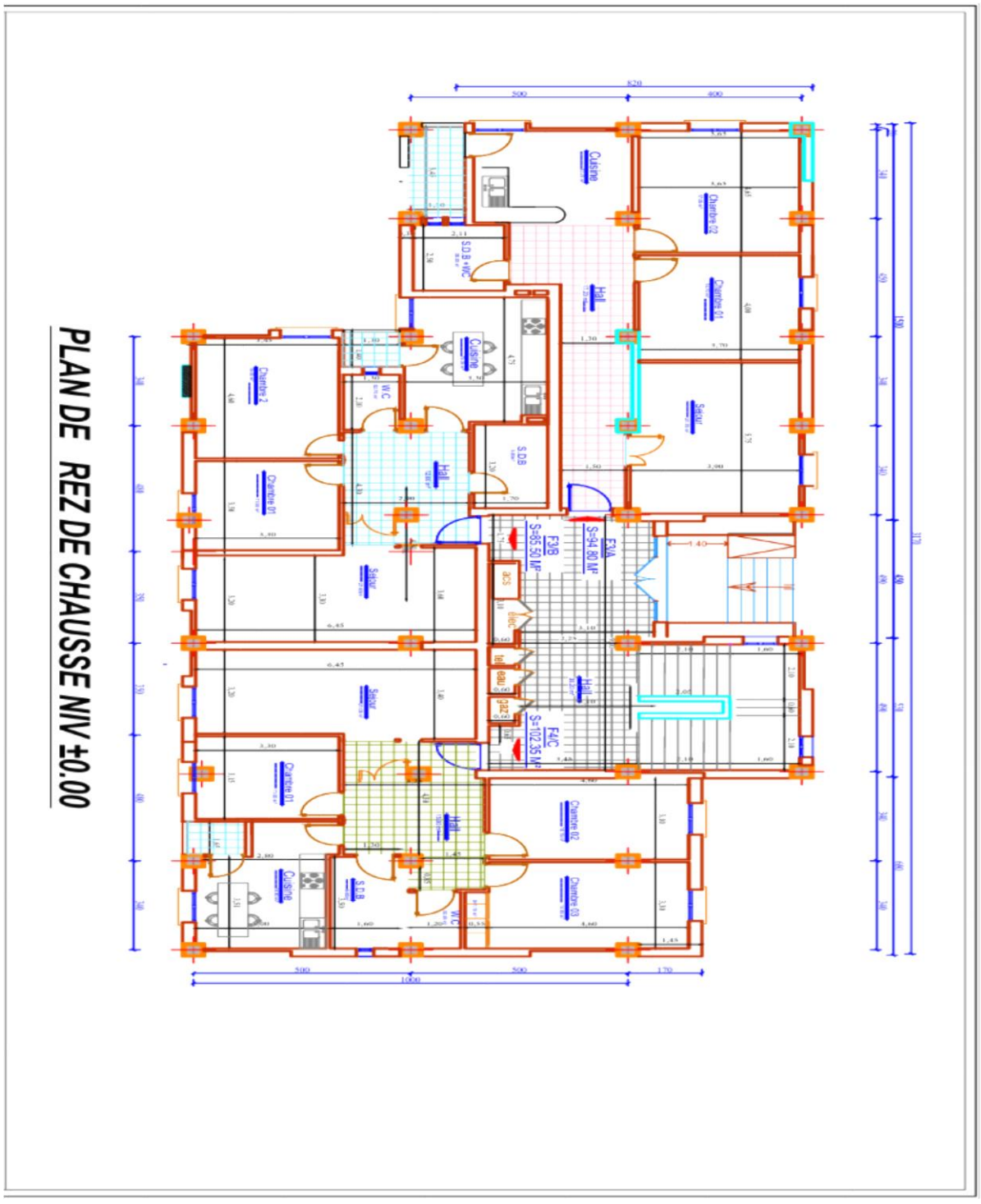


Figure 2 : vue en plan architecture R.D.C

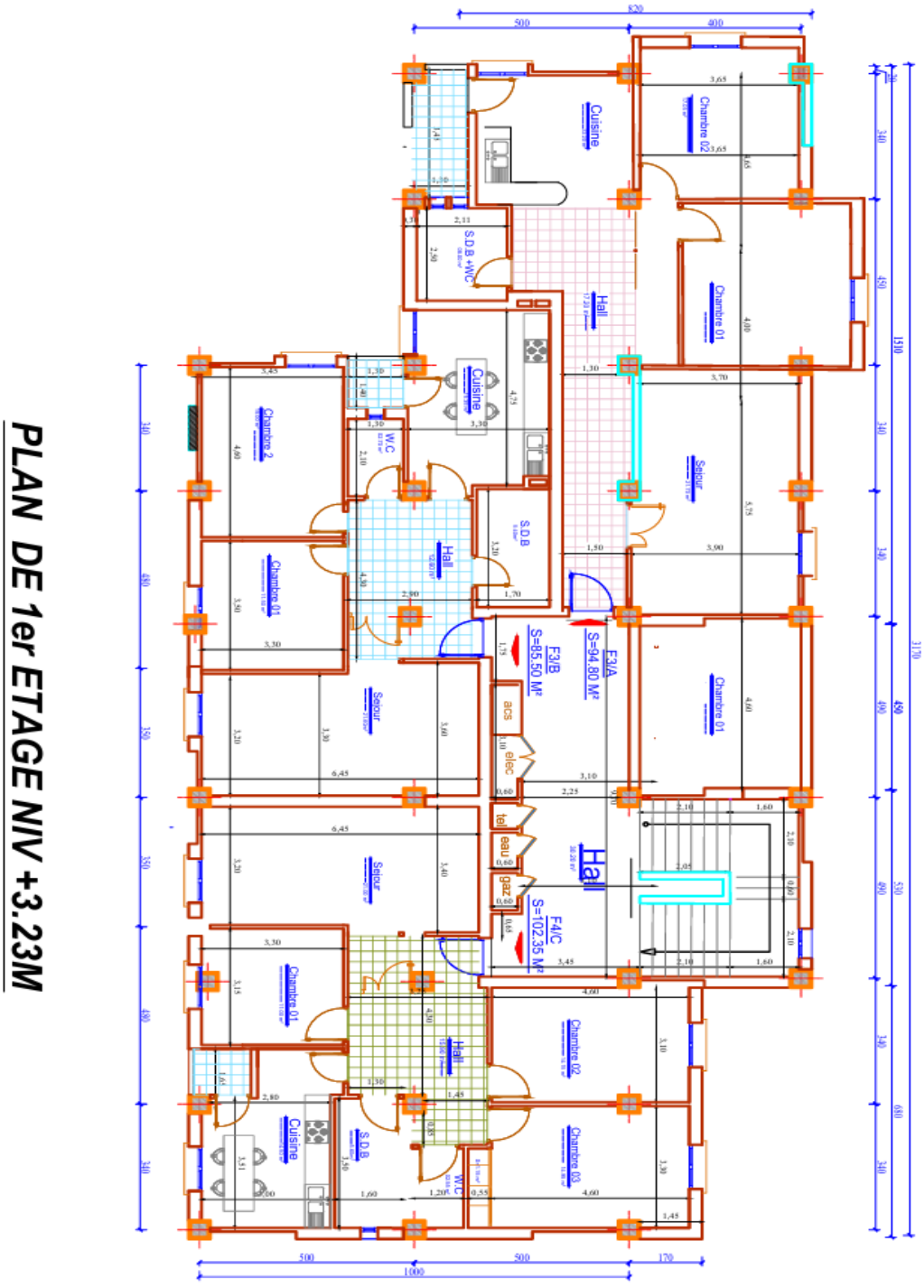


Figure 3 : vue en plan architecture étage courant

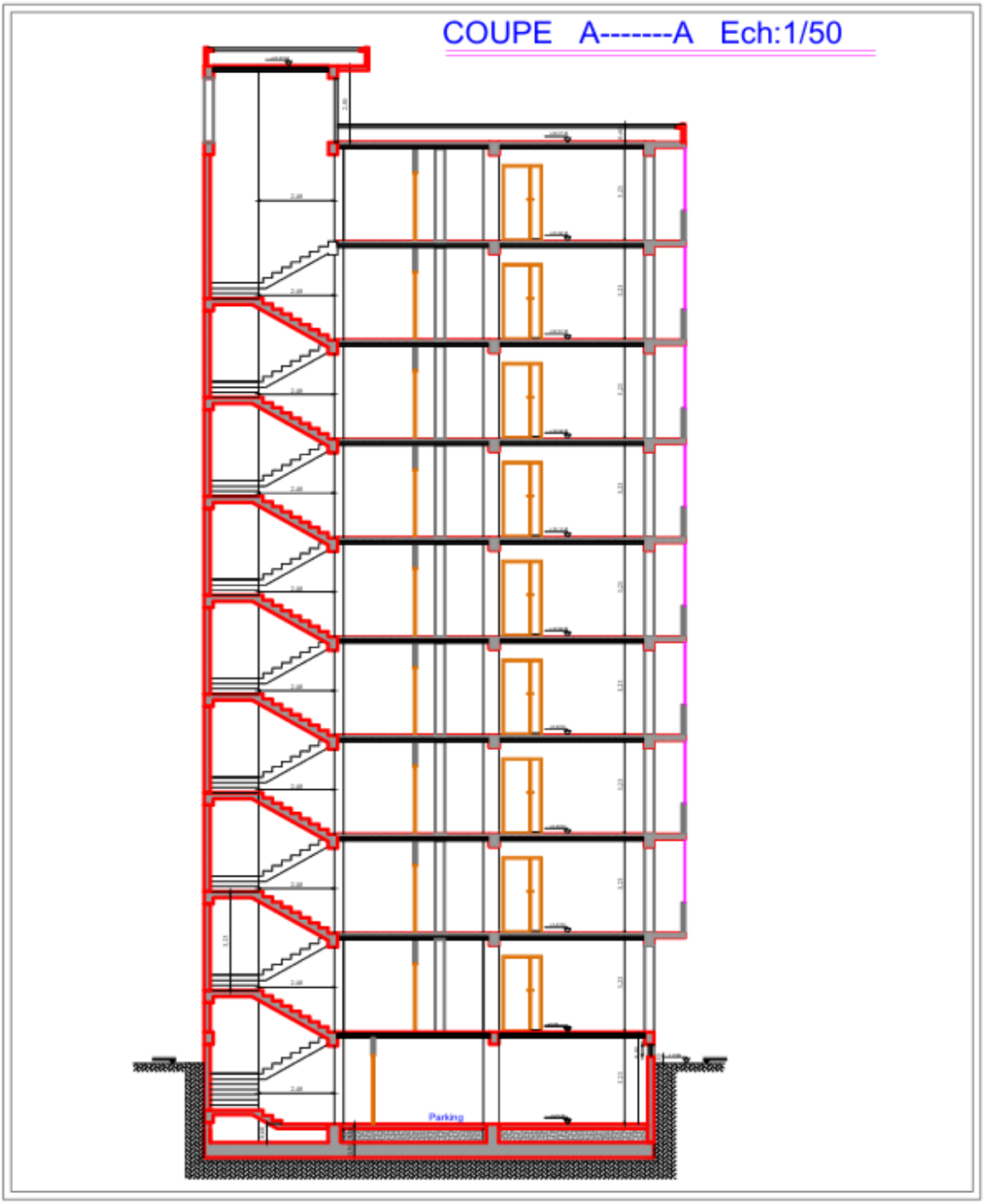


Figure 4 : vue en plan de la coupe

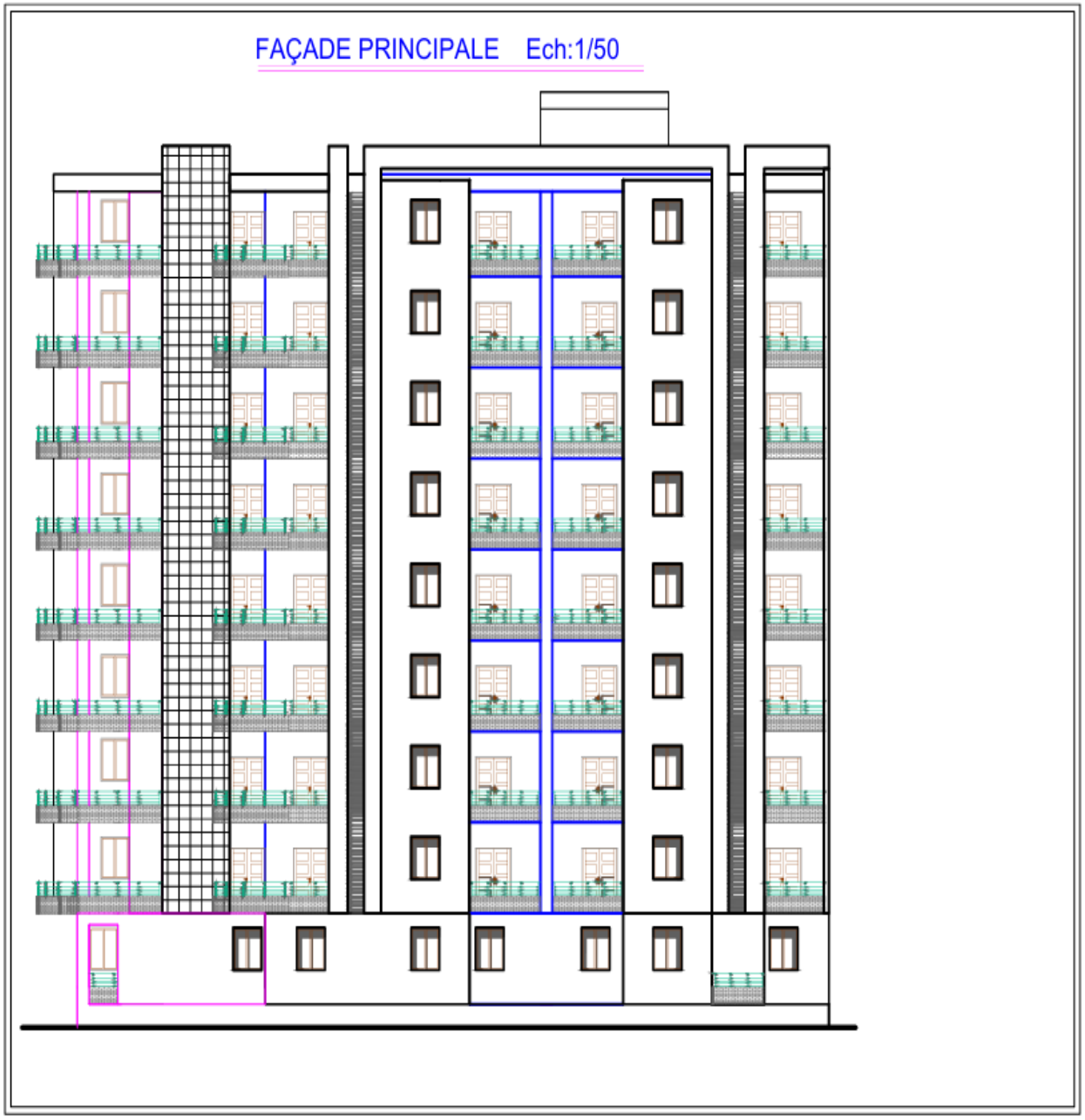


Figure 5 : vue en plan de la façade principale

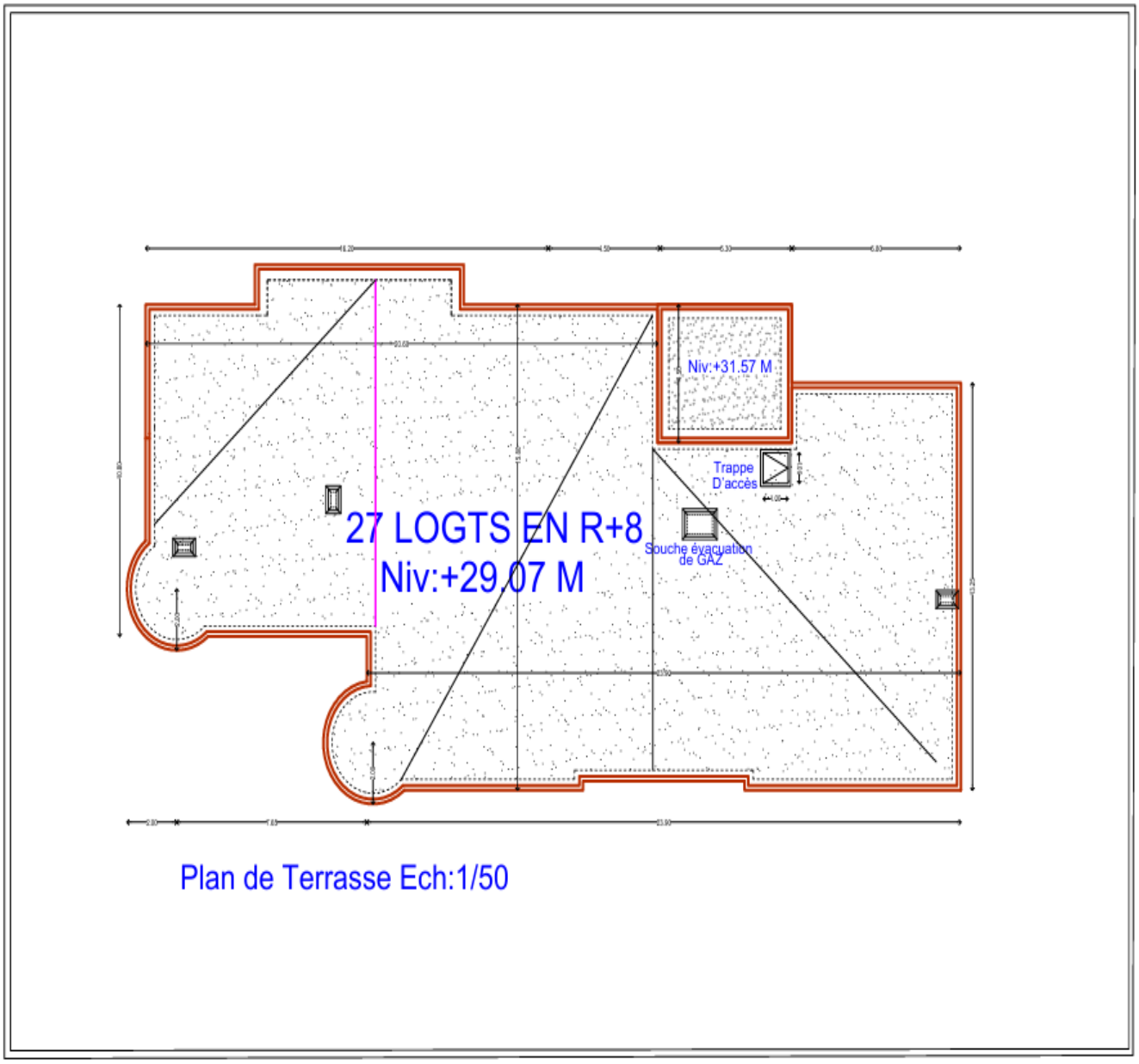


Figure 6 : plan de toiture

Chapitre 1

PRESENTATION DE L'OUVRAGE

Chapitre I.

I.1 Présentation de l'ouvrage

Notre projet consiste à étudier et calculer les éléments résistants d'un bâtiment (R+8+un sous-sol) à usage d'habitation à ossature mixte (portiques et voiles en béton armé) Cet ouvrage sera implanté à Ain-Defla qui est classée par les règles parasismiques algériennes (RPA 99/version 2003) comme zone de moyenne sismicité (zone IIa).

Le présent ouvrage appartient au groupe d'usage 2 « Ouvrage d'importance moyenne » Cette structure est composée :

- ❖ D'un (01) sous-sol (Parking)
- ❖ D'un RDC à usage d`habitation
- ❖ De huit (08) étages à usage d'habitation.

L'accès aux différents étages sera assuré par une cage d'escalier et un ascenseur

I.2 Caractéristiques géométriques de l'ouvrage :

Les dimensions de l'ouvrage sont relevées des plans d'architecture du projet qui sont les suivantes :

I.2.1 Dimensions en plan

- Longueur totale…… … ..31.7 m.
- Largeur totale …….....17.1m……. **(Figure 2)**

I.2.2 Dimensions en élévation

Hauteur totale (y compris l'acrotère) ……29.5m

Hauteur d'étage du R.D.C …….3.23m.

Hauteur d'étage courant ……...3.23m.

Hauteur de sous-sol ……3.23m

Hauteur de l'acrotère ……. 0.6m …….. **(Figure 4)**

I.3 Classification de l'ouvrage

I.3.1 Classification des zones sismiques [Art 3.1 RPA99 v2003] :

Le bâtiment sera implanté à Ain Defla, zone classée par le règlement parasismique Algérien [RPA99V2003] comme une zone de moyenne sismicité « **Zone IIa** ».

I.3.2 Classifications des ouvrages selon leur importance [Art 3.2 RPA99 v2003] :

L'ouvrage appartient au **groupe d'usage 2** bâtiments d'habitation dont la hauteur est de 29.5 m avec un niveau de sous-sol.

I.3.3 Classification des sols [Art 3.3 RPA99 v2003] :

A titre indicatif, le rapport du sol établi confirme le site comme **ferme (S2).**

I.3.4 Classification des systèmes de contreventement [Art 3.4 RPA99 v2003]:

Notre bâtiment dépasse 11.5 mètres, situé en zone IIa. Le contreventement par portique est donc insuffisant donc le règlement **[Art. 3.4.1-b RPA99 v2003]** préconise ce qui suit :

- ✓ Système de contreventement constitué par des voiles porteurs en béton armé **[Art. 3.4. A.2 RPA99 v2003]**.
- ✓ Système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification d'interaction portiques–voiles **[Art. 3.4. A.4-a RPA99 v2003] .**
- ✓ Système de contreventement de structures en portiques par des voiles en béton armé **[Art. 3.4. A.4-b RPA99 v2003].**

I.4 Description de l'ouvrage :

Le bâtiment est composé d'un RDC et de (08) étages identiques à usage habitation avec un niveau de sous-sol.

I.4.1 Planchers :

Le type de plancher a adopter pour tous les niveaux est :

A. planchers à corps creux

Pour les raisons suivantes :

- Facilité de réalisation.
- Les portées de notre projet ne sont pas grandes.
- Réduire le poids du plancher et par conséquence l'effet sismique
- Economie dans le coût de coffrage (coffrage perdu constitué par les poutrelles et les corps creux).

B. Plancher dalle pleine.

I.4.2 Les balcons :

Sont les parties saillantes de la structure ils sont constitués de dalle pleine.

I.4.3 Escaliers :

Notre bâtiment comporte escalier droit à trois volées ayant deux paliers de repos qui permet l'accès aux différents niveaux des étages courants

I.4.4 La terrasse :

La terrasse est inaccessible sauf uniquement pour les travaux d'entretien

I.4.5 Les Ascenseurs :

L'ascenseur est un appareil élévateur permettant le déplacement vertical et l'accès aux différents niveaux d'un bâtiment, il est composé essentiellement de la cabine et sa machinerie.

I.4.6 L'acrotère

L'étage terrasse sera entouré par un acrotère de 0.6 m de hauteur d'épaisseur de 10 cm

L'acrotère est un élément en béton armé coulé sur place, il joue le rôle de sécurité et de garde-corps

I.4.7 Revêtement :

- **Plancher :**

Carrelage pour les planchers et les escaliers.

- **Murs :**

Mortier de ciment pour les murs extérieurs.

Enduit de plâtre pour les plafonds et les murs intérieurs.

I.4.8 Maçonnerie :

La maçonnerie du bâtiment sera exécutée en briques creuses.

- Murs extérieurs (double cloison) Deux cloisons en briques creuses de 10cm d'épaisseur, séparées par une lame d'air de 5cm.

- Murs intérieurs (simple cloison) Sont des cloisons de séparations de 10cm d'épaisseur

I.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 transmis

par la structure au bon sol. Pour notre projet les fondations ont été adoptées conformément au rapport du sol

I.6 Réglementation utilisée:

Les règlements utilisés sont :

✓ Les règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et construction en béton armé suivant la méthode des états limites (BAEL 91 modifiées 99)

✓ Les règles parasismiques algériennes (RPA 99 version 2003).

✓ Les charges et surcharges d'exploitation (DTR-BC-2.2).

✓ Construction en béton armé (CBA 93).

I.7 Caractéristiques mécaniques des matériaux :

Les caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés dans la construction seront conformes aux règles techniques de conception et de calcul des ouvrages en béton armé.

I.7.1 BETON :

Tableau I-1 : Caractéristiques du 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]
Le module d'élasticité (instantané) : Le module d'élasticité (différé) :	Eij=32164.195 MPA Eij=10818.860MPA	[ART A.2.1.2 CBA93]
Coefficient de poisson - pour le calcul des sollicitations - pour le calcul des déformations	-υ= 0 -υ= 0.2	[ART A.2.1.2 CBA93]
Module de déformation transversal (module de cisaillement)	$G=\frac{E}{2(1+\upsilon)}$	/

I.7.2 Acier « CBA93 Article A.2.2 »

Tableau I-2 : Caractéristiques de l'acier.

	Valeur
Masse volumique « ρ »	78,5 KN/m^3
Limite d'élasticité « fe »	400 MPa
Module d'élasticité « E »	200000 MPa

Chapitre 2

PREDIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS STRUCTURAUX

Chapitre II.

II.1 INTRODUCTION

Le bâtiment est constitué d'éléments porteurs et d'éléments portés.

Le pré dimensionnement a pour but de définir les dimensions des différents éléments de la structure (planchers, poteaux, poutres, voiles…etc.) Ces dimensions sont choisies selon les exigences règlementaires du **L'RPA 99 version 2003 et BAEL91/99** afin d'assurer la stabilité et la résistance de l'ouvrage.

II.2 Predimensionnement des planchers (éléments portés)

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

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

Pour notre bâtiment, deux types de planchers sont a utilisés :

- Plancher à corps creux.
- Dalle pleine.

II.2.1 Plancher en corps creux

Le plancher est une paroi horizontale de la construction séparant deux niveaux d'un bâtiment, Il est constitué de corps creux et d'une dalle de compression ferraillée de treillis soudé, reposant sur des poutrelles préfabriquées en béton armé placées dans le sens de la petite Portée.

La hauteur des poutrelles est déterminée par les deux formules empiriques suivantes :

$$\frac{l_{max}}{25} \leq h_t \leq \frac{l_{max}}{20}$$

$h_t \geq \frac{l_{max}}{22,5}$ Avec: $h_t = d + e$ **[CBA 93 ART B.6.8.4.2.4]**

Avec :

- Lmax : la portée la plus longue de la poutrelle mesurée à nu des appuis.
- d : hauteur du corps ceux.
- e : la hauteur de la dalle de compression

Donc, On a : Lmax= 450

18 cm ≤ h_t ≤22.5cm

Avec : $h_t \geq \frac{450}{22,5}$ =20

On adopte h_t=20 cm = (16+4) tel que :

d= 16 cm (hauteur de corps creux).

e= 4 cm (hauteur de la dalle de compression).

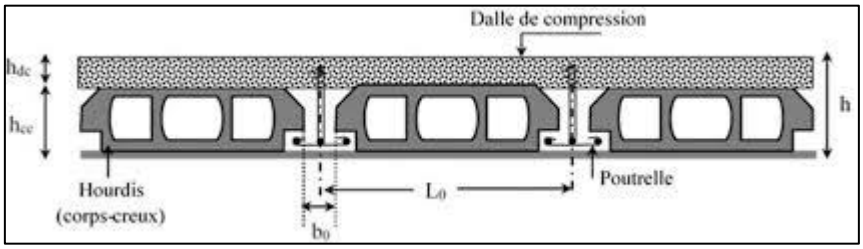


Figure II.1 : Coupe du plancher à corps creux.

II.2.2 La dalle pleine

Les dalles sont des plaques minces en béton armé dont l'épaisseur est faible par rapport aux autres dimensions.

Le pré dimensionnement de l'épaisseur des dalles dépend des critères suivants :

II.2.2.1 Critère de résistance

Dalle reposant sur trois ou quatre appuis : $\frac{Lx}{45} < e_p < \frac{Lx}{40}$

Avec :

- ep : épaisseur de la dalle
- Lx : la plus grande portée mesurée entre nus des appuis.

Alore : $\frac{460}{45} \leq e_p \leq \frac{460}{40} \quad \rightarrow : 10.22 \leq e_p \leq 11.5$

II.2.2.2 Sécurité contre l'incendie

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

e_p = 11cm : peut assurer un coupe-feu de deux heures.

Condition d'isolation acoustique : ep =15 cm.

On adopte **e_p = 15 cm.**

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

II.3.1 Maçonnerie

II.3.1.1 Murs intérieurs (simple cloison)

Tableau II-1 : Charge permanente des murs intérieurs « DTR B.C 2.2 »

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

II.3.1.1.1 Murs extérieurs (double cloison) : « DTR B.C 2.2 »

Tableau II-2 : Charge permanente des murs extérieurs.

N	Composant	Epaisseur(m)	Poids volumiques (KN/m^3)	Poids surfacique (KN/m^3)
1	Enduit en ciment	0.02	18	0.36
2	Brique creuse	0.10	9	0.90
3	Lame d`aire	0.05	-	-
4	Brique creuse	0.10	9	0.90
5	Enduit en ciment	0.02	18	0.36
TOTAL				**2.52**

II.3.2 Plancher terrasse

II.3.2.1 Plancher à corps creux

II.3.2.1.1 Charge permanente

Tableau II-3 : Charge permanente du plancher terrasse corps creux « DTR B.C 2.2 »

N	Composants	Épaisseur (m)	Poids volumiques (KN/m3)	Poids surfaciques (KN/m^3)
1	Gravillon roulé 40mm	0,04	20	0,80
2	Étanchéité multicouche	0,02	6	0,12
3	Papier kraft	-	-	0,05
4	Forme de pente	0,10	22	2,20
5	Film polyane	-	-	0,01
6	Liège (isolant thermique)	0,04	4	0,16
7	Pare vapeur	0,01	6	0,06
8	Planche corps creux	0,16+0,04	-	2,80
9	Enduit de plâtre	0,02	10	0,20
TOTAL				**6,40**

II.3.2.1.2 Charges d'exploitations

Terrasse inaccessible : Q = 1 KN/m^2. **« D.T.R B.C.2.2 ART 7.5 »**

II.3.2.2 Plancher dalle pleine (Balcon)

II.3.2.2.1 Charge permanente

Tableau II-4 : Charge permanente du plancher terrasse dalle pleine

N	Composants	Épaisseur (m)	Poids volumiques (KN /m^3)	Poids surfaciques (KN/m^2)
1	Gravillon roulé de protection	0.04	20	0.80
2	Étanchéité multicouche	0.02	6	0.12
3	Papier kraft	-	-	0.05
4	Forme de pente	0.1	22	2.2
5	Film polyane	-	-	0.01
6	Liège (isolant thermique)	0.04	4	0.16
7	Pare vapeur	0.01	6	0.06
8	Dalle pleine	0.15	25	3.75
9	Enduits en ciment	0.02	18	0.36
	G (charges permanentes)	7.69 KN/m^2		

II.3.2.2.2 Charges d'exploitations

Terrasse inaccessible : Q = 2.5 KN/m^2.

II.3.3 Plancher étage courant

II.3.3.1 Plancher à corps creux

II.3.3.1.1 Charge permanente

Tableau II-5 : Charge permanente du plancher courant corps creux **« DTR B.C 2.2 »**

N	**Composants**	**Épaisseur (m)**	**Poids volumiques (KN/m3)**	**Poids surfaciques (KN/m^3)**
1	Carrelage	0,02	20	0,40
2	Mortier de pose	0,02	20	0,40
3	Lit de sable	0,03	18	0,54
4	Planche corps creux	0,16+0,04	-	2,80
5	Enduit en ciment	0,02	18	0,36
6	Cloison légère (Simple cloison)	0,10	-	1,62
TOTAL				**6.12**

II.3.3.1.2 Surcharges d'exploitation

Le plancher courant à usage d'habitation : Q = 1.50 KN/m^2. **« D.T.R B.C.2.2 Article 7.2 ».**

Sous-sol (parking) : Q = 2.5 KN/m^2.

II.3.3.2 Plancher dalle pleine

II.3.3.2.1 Charge permanente

Tableau II-6 : Charge permanente du plancher courant dalle pleine.

	Composants	Épaisseur (m)	Poids volumiques (KN /m^3)	Poids surfaciques (KN/m^2)
1	Carrelage	0.02	22	0.44
2	Mortier de pose	0.02	20	0.40
3	Lit de sable	0.03	18	0.54
4	Etanchéité	0.02	6	0.12
5	Dalle pleine	0.15	25	3.75
6	Enduit en ciment	0.02	18	0.36
7	Mur simple cloison	0.10	09	1.62
TOTAL				**7.23 KN/m^2**

II.4 Pré dimensionnement des poutres

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

Choix des sections des poutres selon les formules empiriques données par le **« BAEL 91modifié 99 »** et vérification selon **« RPA 99 version 2003 »**.

II.4.1 Les poutres principales

Critères de rigidité : Elles sont disposées perpendiculairement aux poutrelles, selon le **BAEL 91** leurs hauteur et largeurs sont données selon les conditions suivantes

$$\frac{L_{max}}{15} \leq h_p \leq \frac{L_{max}}{10}$$

$$0.3h_p \leq b \leq 0.7h_p$$

$$\frac{h}{b} > 4cm$$

Avec :

- *hp*: Hauteur de la poutre principale.
- b : Largeur de la poutre principale.
- Lmax : Portée maximale au nu d'appuis, ($Lmax$ = 460 cm)

II.4.2 Les poutres secondaires

Critères de rigidité : Elles sont disposées parallèlement aux poutrelles, on, détermine leurs hauteur et largeur sont données avec la condition de flèche :

$$\frac{L_{max}}{15} \leq h_p \leq \frac{L_{max}}{10}$$

$$0.3h_p \leq b \leq 0.7h_p$$

$$\frac{h}{b} > 4cm$$

Avec :

- hp: Hauteur de la poutre secondaire.
- b : Largeur de la poutre secondaires.
- Lmax : Portée maximale au nu d'appuis, ($Lmax$ = 450 cm)

Tableau II-7 : Pré dimensionnement des poutres.

	Poutre principales	Poutre secondaires
Condition de résistance	L_{max}**=460cm** 30.66≤ $h_p \leq 46cm$ **On adopte h=35** 10.5≤ $b \leq$24.5 **On adopte b=30cm**	L_{max}**=450cm** 30≤ $h_p \leq 45cm$ **On adopte h=30** 9 ≤ $b \leq$13.5 **On adopte b=30cm**
Vérification selon RPA	H=35≥ 30 B=30≥30 H/b=1.16≤ 4 Condition vérifiée	H=30≥ 30 B=30≥30 H/b=1 ≤ 4 Condition vérifiée
Condition de rigidité	h/l=0.07≥ $\frac{1}{16} = 0.0625$ Condition vérifiée	h/l=0.07≥ $\frac{1}{16} = 0.0625$ Condition vérifiée

II.5 Prédimensionnement des poteaux (éléments porteurs) :

Ce sont des éléments porteurs verticaux en béton armé, ils constituent les points d'appuis pour transmettre les charges aux fondations.

On dimensionne les poteaux, en utilisant un calcul basé sur la descente des charges permanentes et des surcharges exploitation à l'état limite ultime (Nu=1,35G+1,5Q), et selon le cette charge peut être majorée de 10% pour les poteaux intermédiaires voisins des poteaux de rive dans le cas des bâtiments comportant au moins trois travées donc dans notre cas cette charge devienne (Nu=1,1Nu).

II.5.1 Étapes de prédimensionnement

- Choix du poteau le plus sollicité ;
- Calcul de la surface reprise par le poteau ;
- Détermination des charges permanentes et d'exploitation revenant à ce poteau ;
- Les dimensions de la section transversale des poteaux doivent répondre aux conditions du **« RPA99 version 2003 Art 7.4.1 »**

Pour les poteaux rectangulaires (carrés) :

Min (a, b)$\geq 25cm$

min (a, b)$\geq \frac{h_e}{20}$ il faut verifier poure toutes section de poteaux

$0.25 \leq \frac{a}{b} \leq 4$

Avec h_e:la hauteur libre d`étage

II.5.1.1 Choix du poteau le plus sollicité

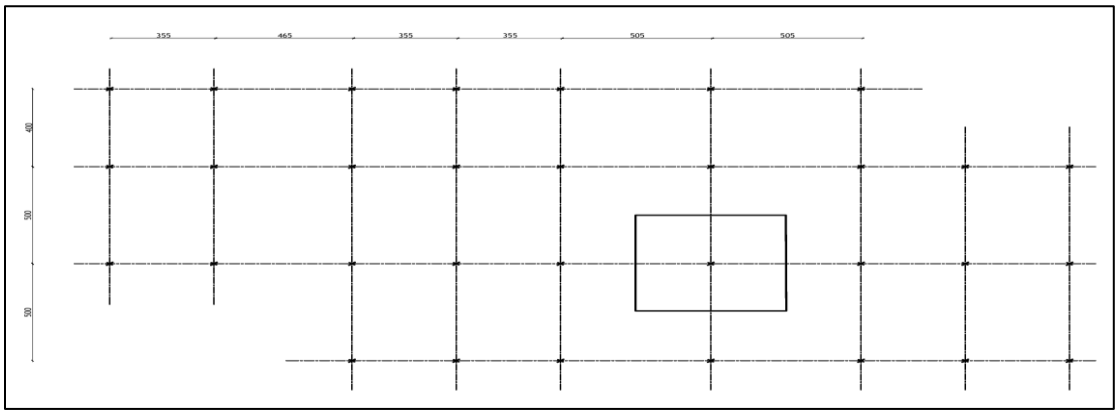


Figure II.2 : Surface reprise par le poteau le plus sollicité.

II.5.1.2 La surface reprise par le poteau le plus sollicité

♦ La surface du plancher supporter par le poteau :

St =19.6m^2

♦ La surface complète : Sp

Sp=17.25m^2

II.5.1.3 Descente des charges : « DTR B.C 2.2. Art 6.3»

II.5.1.3.1 Charges d'exploitation

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

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

8^{eme} : Q_0

7^{eme} : Q_0+2Q_1

6^{eme} : $Q_0+1.25\ (Q_1+Q_2)$

5^{eme} : $Q_0+(Q_1+Q_2+Q_3)$

4^{eme} : $Q_0+0.85(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4)$

3^{eme} : $Q_0+0.8(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5)$

2^{eme} : $Q_0+0.75(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6)$

1^{ere} : $Q_0+0.71(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6+Q_7)$

RDC : $Q_0+0.68(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6+Q_7+Q_8)$

Sous-sol : $Q_0+0.66\ (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6+Q_7+Q_8+Q_9)$

Tableau II-8 : Détermination des charges d'exploitations.

	q (kN/m²)	Q (kN)		$\frac{3+n}{2n}$	Q cum (kN)
8^{eme}	1	Q_0	19.6		19.6
7^{eme}	1.5	Q_1	29.4	2	49
6^{eme}	1.5	Q_2	29.4	1.25	78.4
5^{eme}	1.5	Q_3	29.4	1	107.8
4^{eme}	1.5	Q_4	29.4	0.88	137.2
3^{eme}	1.5	Q_5	29.4	0.80	166.6
2^{eme}	1.5	Q_6	29.4	0.75	196
1^{ere}	1.5	Q_7	29.4	0.71	225.4
RDC	1.5	Q_7	29.4	0.68	254.8
Sous-sol	1.5	Q_8	29.4	0.66	284.2

II.5.2 Effort normal ultime de résistance

D'après **« CBA 93 Art B.8.4.1»** : l'effort normal agissant ultime Nu d'un poteau

On a:$N_{ultime} \leq \alpha \left[\frac{B_r \cdot f_{c28}}{0.9\gamma_b} + A\frac{f_e}{\gamma_s}\right]$

Avec :

♦ **N**u: Effort normal admissible à l'ELU.

♦ **Br** : Section réduite du poteau obtenue en déduisant de sa section réelle 1cm d'épaisseur sur toute sa périphérie « Br = (b-2cm)*(h-2cm) ».

♦ γb**= 1,50** et γs **= 1,15** : Coefficients de sécurité du béton et de l'acier (Situation durable).

♦ **fc28** et **fe** : Résistances caractéristiques du béton et de l'acier

♦ **As** : Section d'armatures dans le poteau prise égale à 0,1% de la section réelle du poteau (A=$\frac{B}{1000}$

♦ α : Coefficient fonction de l'élancement du poteau à calculé:

$\alpha = \frac{0.85}{1+0.2\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2}$ pour $\lambda \leq 5$

$\alpha = 0.6(\frac{50}{\lambda})^3$ pour $50 \leq \lambda \leq 70$

Avec : $\lambda = \frac{l_f}{i}$; $i = \frac{b}{\sqrt{12}}$ (section carré)

Où :

i : Rayon de giration.

λ: L'élancement géométrique.

Lf : Longueur de flambement. Effort normal de résistance

Effort normal de résistance :

N_u=1.35G+1.5Q

$\overline{N_u} = N_u + 10\% N_u = 1.1 N_u$

II.5.3 Calcul de la longueur de flambement Lf

Le règlement CBA93 défini la longueur de flambement Lf comme suit :

- ✓ 0.7*L0 : si le poteau est à ses extrémités
- ✓ Soit encastré dans un massif de fondation
- ✓ Soit assemblé à des poutres de planchers ayant au moins la même raideur que lui dans le sens considéré et le traversant de part en part
- ✓ L0 : dans les autres cas.
- ✓ Dans ce projet on a : $L_f = 0.7 * L0$.

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

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

Tableau II-9 : calcul de $\overline{N_u}$

	Dimension (cm^2)	$B_r(mm^2)$	L_f(mm)	λ	α	A_s(mm)	$\overline{N_u}$
Le $8^{eme}\ etage$	30×30	784	2.016	23.3	0.78	0.9	1156.86
Le $7^{eme}\ etage$	30×30	784	2.016	23.3	0.78	0.9	1156.86
Le $6^{eme}\ etage$	35×35	1089	2.016	19.95	0.8	1.225	1647.42
Le $5^{eme}\ etage$	35×35	1089	2.016	19.951	0.8	1.225	1647.42
Le $4^{eme}\ etage$	40×40	1444	2.016	17.46	0.809	1.6	2208.34
Le $3^{eme}\ etage$	40×40	1444	2.016	17.46	0.809	1.6	2208.34
Le $2^{eme}\ etage$	45×45	1849	2.016	15.52	0.818	2.025	2858.51
le $1^{er}\ etage$	45×45	1849	2.016	15.52	0.8180	2.025	2858.51
RDC	50×50	2304	2.016	13.97	0.82	2.5	3569.97
Sous-sol	50×50	2304	2.016	13.97	0.821	2.5	3569.97

- Une section de (50x50) cm^2 pour le sous-sol et le RDC.
- Une section de (45x45) cm^2 pour le 1er et le 2éme étage.
- Une section de (40x40) cm^2 pour le 3ème et 4éme étage.
- Une section de (35x35) cm^2 pour le 5ème et 6éme étage.
- Une section de (30x30) cm^2 pour le 7éme et 8éme étage.

II.5.5 Détermination des charges permanentes

● G plancher = poids de plancher × S plancher.

●G (poutres principales ou secondaires) = b × h × L× ρ

●G Poteau = b × h × he × ρ

Avec : ρ : Poids volumique du béton armé = 25 KN/m3

Tableau II-10 : Les charges permanentes.

Niv	ρ	Hpt	Section (cm^2)	Gpt	Gpp	G.ps	G plancher	G étage	Gcumul
Le 8^{eme}	25	3.23	30×30	7.3	12.34	10.5	110.4	140.54	140.54
Le 7^{eme}	25	3.23	30×30	7.3	12.34	10.5	105.57	135.71	236.56
Le 6^{eme}	25	3.23	35×35	9.9	12.34	10.5	105.57	138.31	414.56
Le 5^{eme}	25	3.23	35×35	9.9	12.34	10.5	105.57	138.31	552.87
Le 4^{eme}	25	3.23	40×40	12.92	12.34	10.5	105.57	141.33	694.2
Le 3^{eme}	25	3.23	40×40	12.92	12.34	10.5	105.57	141.33	835.53
Le 2^{eme}	25	3.23	45×45	16.35	12.34	10.5	105.57	144.76	980.29
le 1^{ere}	25	3.23	45×45	16.35	12.34	10.5	105.57	144.76	1125.05
RD C	25	3.23	50×50	20.2	12.34	10.5	105.57	148.61	1273.66
Sous -sol	25	3.23	50×50	21,25	12.34	10.5	105.57	149.66	1423.32

II.5.6 Vérification de l'effort normal ultime

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

Niv	G(KN)	Q(KN)	N ultime	1,1Nultime	$\overline{N_u}$	$1{,}1N_{ultime} \leq \overline{N_u}$
Le 8^{eme}	140.54	19.6	219.129	241.04	1156.86	Condition vérifiée
Le 7^{eme}	276.25	29.4	446.43	491.073	1156.86	
Le 6^{eme}	414.56	29.4	677.25	744.97	1647.42	
Le 5^{eme}	552.87	29.4	908.07	988.88	1647.42	
Le 4^{eme}	694.2	29.4	1142.97	1257.26	2208.34	
Le 3^{eme}	835.53	29.4	1377.865	1515.65	2208.34	
Le 2^{eme}	980.29	29.4	1617.39	1779.12	2858.51	
le 1^{ere}	1125.05	29.4	1856.917	2042.60	2858.51	
RDC	1273.66	29.4	2101.64	2311.804	3569.97	
Sous-sol	1423.32	29.4	2347.781	2582.56	3569.97	

II.5.7 Vérification selon le RPA99 version 2003 Article 7.5.1

D'après **« RPA99version2003 Art 7.5.1»**

On doit vérifier les conditions suivantes concernant les dimensions des poteaux (selon Nu) :

Min (b, h) ≥ 25

Min (b, h) ≥ he/20 en zone II_a

1/4≤ b/h ≤ 4

Tableau II-12 : Vérification vis-à-vis du RPA99 v 2003.

Condition à vérifier	Application de condition		Vérification
Min (b1, h1) ≥ he /20	Min (b1, h1) = 30 cm ≥ 30 cm		Condition vérifiée
	$7^{éme}$ et $8^{éme}$ étages	(30×30) ≥30	Condition vérifiée
	$5^{éme}$ et $6^{éme}$ étages	(35×35) ≥30	
	$3^{éme}$ et $4^{éme}$ étages	(40×40) ≥30	
	1^{er} et $2^{éme}$	(45×45) ≥30	
	RDC et sous- sol	(50×50) ≥30	
0.25 ≤ (b1/h1) ≤ 4	0.25≤ (b1/h1) =1 ≤4		Condition vérifiée

II.6 Prédimensionnement des voiles

Notre bâtiment dépasse 11.5 mètres, situé en zone IIa.

Le pré dimensionnement des murs en béton armé est justifié par l'article 7.7.1 du RPA99/version 2003. Ils servent d'une part a contreventer le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux (séisme et vent) et d'autre part à reprendre les efforts verticaux qu'ils transmettent aux fondations.

Les charges verticales sont les charges permanentes et surcharges.

- Les actions horizontales sont celles dues au séisme ou au vent.
- Les voiles assurant le contreventement sont continus jusqu'aux fondations.
- Seuls les efforts de translation seront pris en compte. Ceux de la rotation ne sont pas connus dans le cadre du pré dimensionnement.) D'âpres le RPA 99/version 2003, article7.7.1≪les éléments satisfaisants la condition (L ≥ 4 e) sont considères comme des voiles, contrairement aux éléments linéaires. ≫ Avec :

L : voile avec ouverture (Porte), voile plein. Tous les voiles de notre structure sont entre les poteaux dans les deux directions.

Un voile est appelé voile lorsque sa longueur dépasse quatre fois son épaisseur.

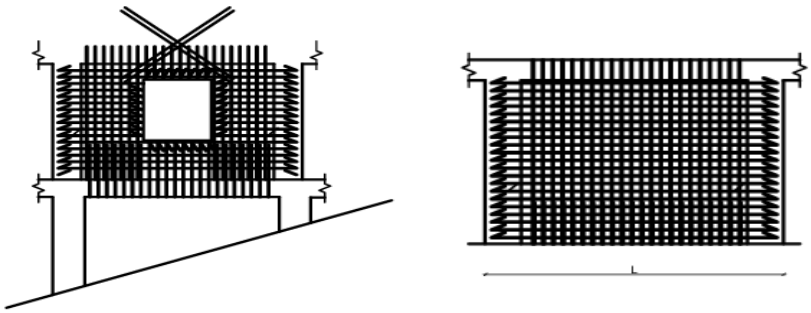


Figure II.3 : Coupe de voile.

- L : porté du voile.

Voiles de contreventement :

Pour tous les étages : h_e=2.23m

a ≥ Max (15cm,$\frac{h_e}{25}$, $\frac{h_e}{22}$, $\frac{h_e}{20}$)

a ≥ Max (15cm; 12 cm; 13,14cm; 14,45cm)

On adopte a=15cm

II.7 Conclusion

Les résultats obtenus ne sont pas définitifs. Ils peuvent faire l'objet d'un changement de dimensionnement après le calcul dynamique. Pour récapituler, toutes les dimensions des éléments structuraux sont résumées sur le Tableau II.13.

Tableau II-13 : Les dimensions des éléments structuraux.

Etages	Sous-sol	RDC	1er	2éme	3éme	4éme	5éme	6éme	7éme	8éme
Section poteaux	50×50		45×45		40×40		35×35		30×30	
Poutre principal	30×35cm^2									
Poutre secondaire	30×30 cm^2									
Voile	Epaisseur 15 cm									
Plancher	Corps creux 16+4 cm									
	Dalle pleine 15 cm									

CHAPITRE 3

CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES

Chapitre III.

III.1 Introduction

Les éléments secondaires, dépourvus de rôle porteur ou de contreventement, sont généralement calculés en considérant les charges permanentes et les surcharges d'exploitation. Ils doivent également respecter les dispositions constructives du règlement parasismique.

Dans le présent chapitre ; on va aborder le calcul des éléments secondaires suivants :

- ➢ L'acrotère
- ➢ Les planchers à corps creux (poutrelles et table de compression)
- ➢ Les escaliers
- ➢ Les dalles plaines

III.2 Acrotère

III.2.1 Introduction

L'acrotère est un élément secondaire non structural en béton armé situé au niveau du plancher terrasse. Il forme une barrière servant de garde-corps pour faire face à toute chute accidentelle. Il est considéré comme une console encastrée à sa base, soumise à son poids propre et à une surcharge horizontale.

IL a pour rôle de :

Eviter les débordements des eaux pluviales du niveau des murs extérieurs.

III.2.2 Principe de calcul

L'acrotère est soumis à son poids propre et une surcharge de 1KN/m due à la main courante. Le calcul de ferraillage se fait pour une bande de 1m de largeur, 10 cm d'épaisseur, 60 cm de hauteur.

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

III.2.3 Evaluation des charges et surcharge d'exploitation

Pour le plancher terrasse, la section dangereuse se trouve au niveau de l'encastrement.

Tableau III-1 : Combinaison des charges de L'acrotère.

Poids propre G(KN)
G1=$[(0.6 \times 0.1) + (0.15 \times 0.07) + (0.15 \times 0.03/2] \times 25$=1.818kN
Surcharge d'exploitation Q (KN)
Q = 1 KN

III.2.4 Calcul les efforts

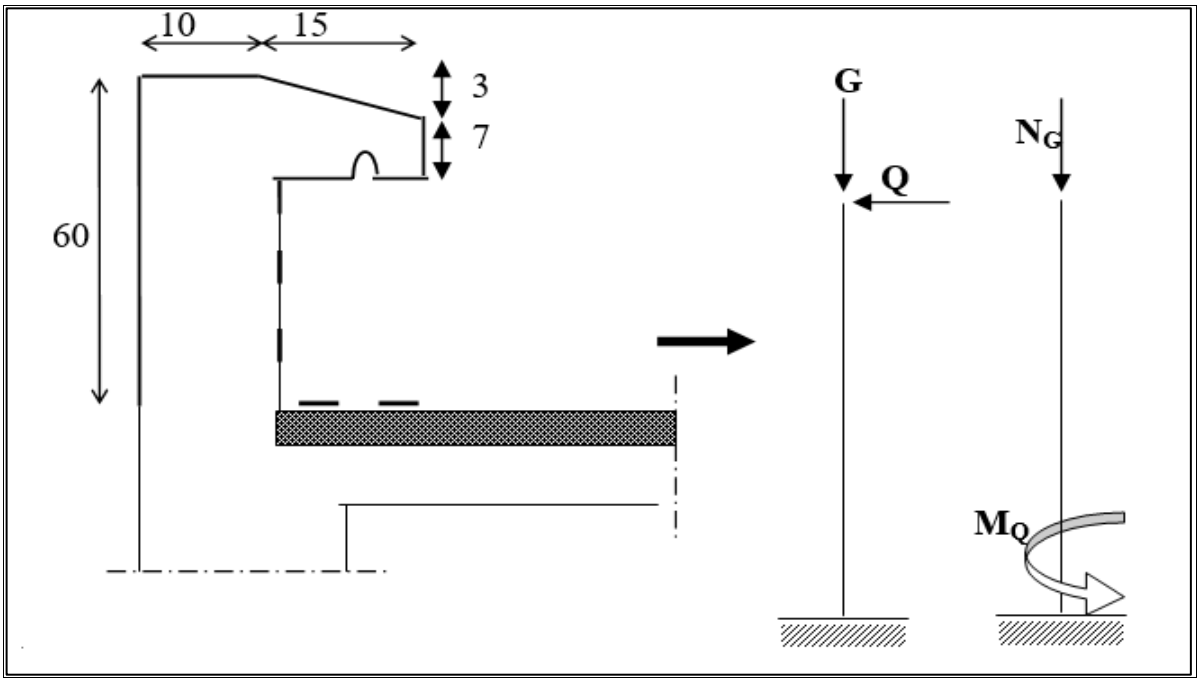


Figure III.1 : Acrotère.

Tableau III-2 : Les efforts à l'ELU et l'ELS.

	ELU	**ELS**
Effort Normal de compression	Nu =1,35xG =2.52 KN/ml	Ns = G = 1.87 KN/ml
Moment fléchissant	Mu = 1,5×Q x h =1 ,5×1×0,6=0,9 kN.m	Ms = Q×h =1×0,6=0,6K N.m
Effort tranchant	Tu = 1,5×Q =1,5KN	Tser= Q = 1 KN

III.2.5 Calcul de la section d'armatures

Calcul de l'excentricité calcul : e0 = e1 + ea + e2

e_1=$\frac{M_u}{N_u}$=0.35m

$\frac{h}{2}$-c=0.03m

Donc : eu =0,35m> h/2 – c = 0,03m.

Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section délimité par les aciers, donc une section partiellement comprimée.

III.2.6 Calcul des armatures

Tableau III-3 : Armatures verticales et horizontales.

	A (cm^2)	Amin (cm^2)	Arep (cm^2)
Calculer	0.21	0.90	0.63
Choisie	4HA8	5HA8	5HA8
Espacement	20	20	25

Espacement des barres : (art.8.2.42 BAEL 91 modifié 99)

- Les armatures principales : St = 20 cm ≤ min 2h ; 25 cm = 20 cm
- Les armatures de répartition : St = 25 cm ≤ min 3h ; 33cm = 33 cm

III.2.7 Conclusion :

Suite aux différents calculs et vérifications effectués, nous adoptons pour le ferraillage de l'acrotère celui adopté précédemment :

- Armatures principales : 5HA8 avec un espacement St = 20cm.
- Armatures de répartitions : 5HA8 avec un espacement St = 25cm

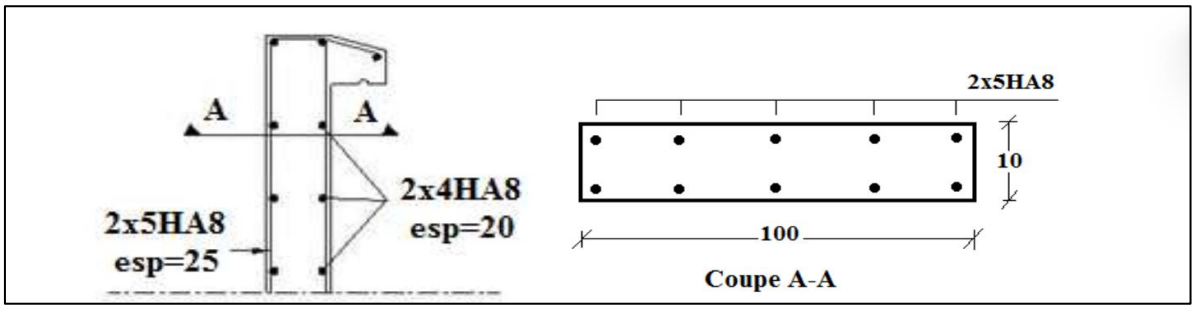


Figure III.2 : Ferraillage de l'acrotère.

III.3 CALCUL DES PLANCHERS

Les planchers sont les parties horizontales séparant deux niveaux d'une construction, il est destiné aussi à supporter les revêtements de sol, Ils s'appuient sur les éléments porteurs (poutres, murs, porteurs.)

Ils jouent plusieurs rôles dans la construction :

- Résister à la totalité des charges permanentes et surcharge d'exploitation.
- Reprendre des efforts horizontaux dus aux séismes, et transmettre ces efforts aux éléments porteurs.
- Séparer entre les différents niveaux et assurer une bonne isolation thermique acoustique.
- Protéger les personnes contre les risques d'incendie

Notre projet comporte deux types de planchers : **planchers à corps creux**, et **planchers dalle pleine**.

III.3.1 Plancher à corps creux

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

- Poutrelles préfabriquées en BA, disposées parallèlement de 65cm d'espacement
- Corps creux (Entrevous) en béton de forme adaptée aux poutrelles
- Une dalle de compression supérieure en béton de 4 cm d'épaisseur.

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

- Les poutrelles
- La dalle de compression.

III.3.2 Les poutrelles

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

- Avant coulage.
- Après coulage

a) Avant coulage

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

- Son poids propre.
- Le poids de corps creux (entrevous).
- Une charge concentrée à son milieu dont l'intensité est la plus grande de 1 kN ou (0,5*L) kN, qui représente le poids d'un ouvrier. **« CBA ART B.6.8.4.1.2 »**

Q = max [1 KN ; 0,5L = 2,450] = 2,40 KN

Tableau III-4 : Combinaison des charges.

	G [kN/ml]	**Q [kN/ml]**
Poutrelle (0,12×0,04)	0,12	2,45
Corps creux	0,65	2,45
Total :	0,77	2,45

III.3.3 Combinaisons de charges

ELU :

Pu = 1.35G + 1.5 Q = 3.60 KN/ml

ELS :

Pser = G + Q = 3.22KN/ml

Nous avons dit préalablement que les sollicitations dans cette étape sont calculées comme pour une poutre isostatique

- **Calcul des moments :**

Mu = 1.35 MG + 1.5 MQ

MG = $\frac{Gl^2}{8}$=$\frac{0.77.4,9^2}{8}$ = 2.31 kN.m

MQ = $\frac{Q.l}{4}$= $\frac{2.45.4,9}{4}$= 3 kN.

Avec : l = 4.9 m

Mu = 7.62 kN.m

μ= $\frac{Mu}{\delta b.b.d^2}$ = $\frac{7.62.10^3}{14.2.120.30^2}$= 4.96 > 0.392

⇒ A' ≠ 0 donc d'après la vérification, il faut prévoir des étaiements le long de la travée, on arrive à une distance égale à 1,00 m entre les étaiements. Pour que la poutrelle supporte les charges avant coulage de la dalle de compression.

Mais, il est impossible pratiquement de placer des armatures de compression (section très faible). On prévoit un échafaudage ou des étaiements verticaux pour que la poutrelle supporte les charges avant le coulage. on rajoute des étaiements jusqu'on obtient **μ ≤ μl .**

On est en dehors du domaine de flexion simple.

b) Après coulage

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

- Poutrelle à 6 travées (travée de 3,4 m ; 4,50m ; 3,40m ; 3,40m ; 4,90m et 4,9m)
- Poutrelle à 8 travées (travée de 3,4 m ; 4,50m ; 3,40m ; 3,40m ; 4,90m et 4,9m ; 3,40m ; 3,40m)

Pour étudier les poutrelles, on passe d'abord par la méthode forfaitaire (annexe 03), Si ses conditions ne sont pas remplies, on fait le calcul par une méthode plus rugueuse. Dans ce cas, il s'agit de la méthode de Caquot (Voir annexe 04).

III.3.4 Evaluation des charges et surcharges

- qu = 1.35 G + 1.5 Q
- qser = G + Q

Tableau III-5 : Actions de calcul des poutrelles après coulage.

Niveau	G[kN/ml]	Q[kN/ml]	qu (kN/m)	q ser(kN/m)
Terrasse	4,16	0,65	6,591	4,81
Plancher courant	3,978	0,975	6,534	4,953

III.3.5 Sollicitations de calcul

Pour calculer les poutrelles on utilise la méthode forfaitaire ou la méthode de Caquot, on vérifie si la méthode forfaitaire est applicable si non on passe à méthode de Caquot.

$$0{,}8 < \frac{\text{LAB}}{\text{LBC}} < 1{,}25 \quad \rightarrow \quad 0{,}8 < \frac{3{,}4}{4{,}5} = 0{,}75 < 1{,}25 \textbf{ (C.N.V)}$$

$$0{,}8 < \frac{\text{LBC}}{\text{LCD}} < 1{,}25 \quad \rightarrow \quad 0{,}8 < \frac{4{,}5}{3{,}4} = 1{,}32 < 1{,}25 \textbf{ (C.N.V)}$$

Dans ce cas, il s'agit de la **méthode de Caquot** (annexe C)

➢ **Exposé de la méthode**

a) Plancher terrasse

- **Poutrelle à 6 travées :**

Tableau III-6 : Calcul du moment des poutrelles à 6 travées de la terrasse à l'ELU.

Travée	G	Q	p ELU	L	L'	M_0 (kN.m)	Mw (kN.m)	M_e (kN.m)	M_t (kN.m)	Tw (kN)	T_e (kN)
1—2	4,16	0,65	6,59	3	3	7,41	1,48	7,69	2,83	7,82	-11,96
2—3	4,16	0,65	6,59	4,1	3,28	13,85	7,69	6,70	6,65	13,75	-13,27
3—4	4,16	0,65	6,59	3	2,4	7,41	6,70	4,47	1,83	10,63	-9,14
4—5	4,16	0,65	6,59	3	2,4	7,41	4,47	7,82	1,27	8,77	-11,00
5—6	4,16	0,65	6,59	4,5	3,6	16,68	7,82	13,19	6,18	13,64	-16,02
6—7	4,16	0,65	6,59	4,5	4,5	16,68	13,19	3,34	8,42	17,02	-12,64

Tableau III-7 : Calcul du moment des poutrelles à 6 travées de la terrasse à l'ELS.

Travée	G	Q	p ELS	L	L'	M_0 (kN.m)	Mw (kN.m)	M_e (kN.m)	M_t (kN.m)
1—2	4,16	0,65	4,81	3	3	5,41	1,08	5,61	2,06
2—3	4,16	0,65	4,81	4,1	3,28	10,11	5,61	4,89	4,85
3—4	4,16	0,65	4,81	3	2,4	5,41	4,89	3,26	1,34
4—5	4,16	0,65	4,81	3	2,4	5,41	3,26	5,70	0,93
5—6	4,16	0,65	4,81	4,5	3,6	12,18	5,70	6,69	5,98
6—7	4,16	0,65	4,81	3,25	3,25	6,35	6,69	1,27	2,37

- **Poutrelle à 8 travées**

Tableau III-8 : Calcul du moment et effort tranchant des poutrelles à 8 travées de la terrasse à l'ELU.

Travée	G	Q	p ELU	L	L'	M_0 (kN.m)	Ma (kN.m)	M_e (kN.m)	M_t (kN.m)	Tw (kN)	T_e (kN)
1—2	4,16	0,65	6,59	3	3	7,41	1,48	7,69	2,83	7,82	-11,96
2—3	4,16	0,65	6,59	4,1	3,28	13,85	7,69	6,70	6,65	13,75	-13,27
3—4	4,16	0,65	6,59	3	2,4	7,41	6,70	4,47	1,83	10,63	-9,14
4—5	4,16	0,65	6,59	3	2,4	7,41	4,47	7,82	1,27	8,77	-11,00
5—6	4,16	0,65	6,59	4,5	3,6	16,68	7,82	13,19	6,18	13,64	-16,02
6—7	4,16	0,65	6,59	4,5	4,5	16,68	13,19	12,21	3,98	15,05	-14,61
7—8	4,16	0,65	6,59	3	3	7,41	12,21	6,98	-2,18	11,63	-8,14
8—9	4,16	0,65	6,59	3	3	7,41	6,98	1,48	3,18	11,72	-8,05

Tableau III-9 : Calcul du moment des poutrelles à 8 travées de la terrasse à l'ELS.

Travée	G	Q	p ELS	L	L'	M_0 (kN.m)	Mw (kN.m)	M_e (kN.m)	M_t (kN.m)
1—2	4,16	0,65	4,81	3	3	5,41	1,08	5,61	2,06
2—3	4,16	0,65	4,81	4,1	3,28	10,11	5,61	4,89	4,85
3—4	4,16	0,65	4,81	3	2,4	5,41	4,89	3,26	1,34
4—5	4,16	0,65	4,81	3	2,4	5,41	3,26	5,70	0,93
5—6	4,16	0,65	4,81	4,5	3,6	12,18	5,70	7,33	5,66
6—7	4,16	0,65	4,81	4,5	3,6	12,18	7,33	5,70	5,66
7—8	4,16	0,65	4,81	3	2,4	5,41	5,70	4,28	0,42
8—9	4,16	0,65	4,81	3	3	5,41	4,28	1,08	2,73

b) Plancher étage courant

- **Poutrelle à 6 travées**

Tableau III-10 : Calcul du moment et effort tranchant des poutrelles à 6 travées de l'étage courant à l'ELU.

Travée	G	Q	p ELU	L	L'	M_0 (kN.m)	Mw (kN.m)	M_e (kN.m)	M_t (kN.m)	Tw (kN)	T_e (kN)
1—2	3,978	0,975	6,8328	3	3	7,69	1,54	7,97	2,93	8,10	-12,39
2—3	3,978	0,975	6,8328	4,1	3,28	14,36	7,97	6,95	6,90	14,26	-13,76
3—4	3,978	0,975	6,8328	3	2,4	7,69	6,95	4,63	1,90	11,02	-9,48
4—5	3,978	0,975	6,8328	3	2,4	7,69	4,63	8,10	1,32	9,09	-11,41
5—6	3,978	0,975	6,8328	4,5	3,6	17,30	8,10	13,67	6,41	14,14	-16,61
6—7	3,978	0,975	6,8328	4,5	4,5	17,30	13,67	3,46	8,73	17,64	-13,10

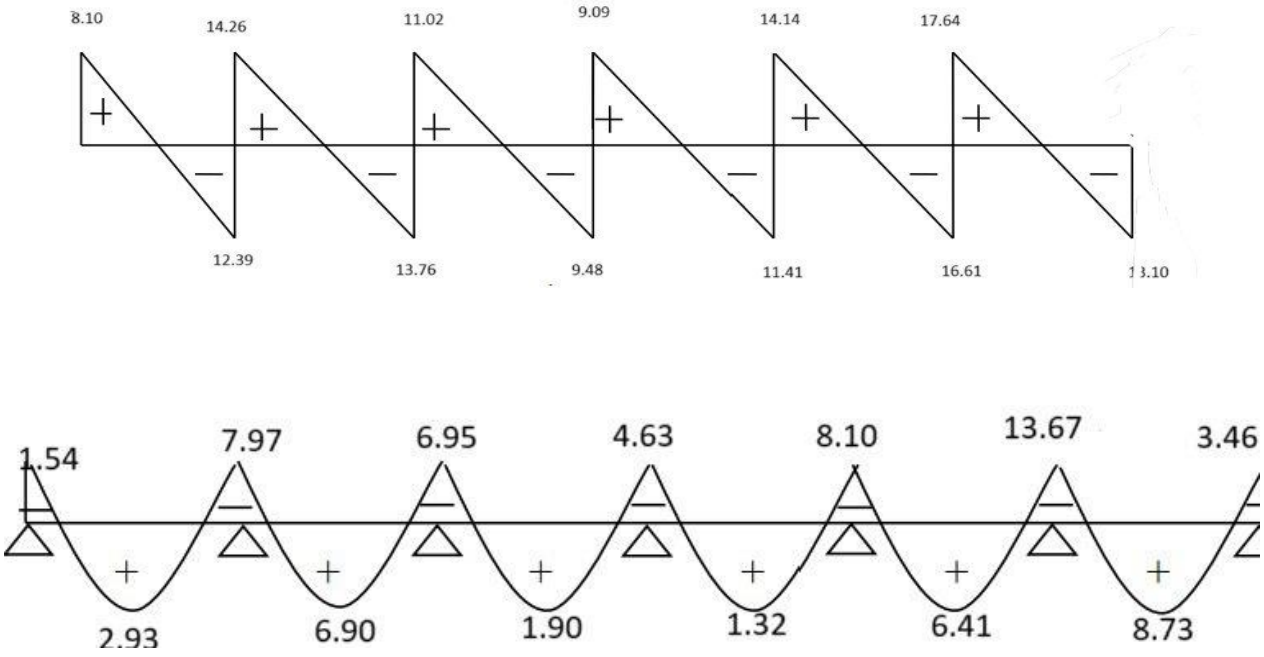


Figure 3 : Diagrammes de l'effort tranchant et des moments du plancher courant à 6 travées

Tableau III-11 : Calcul du moment des poutrelles à 6 travées de l'étage courant à l'ELS.

Travée	G	Q	p ELS	L	L'	M_0 (kN.m)	Mw (kN.m)	M_e (kN.m)	M_t (kN.m)
1—2	3,978	0,975	4,953	3	3	5,57	1,11	5,78	2,13
2—3	3,978	0,975	4,953	4,1	3,28	10,41	5,78	5,04	5,00
3—4	3,978	0,975	4,953	3	2,4	5,57	5,04	3,36	1,37
4—5	3,978	0,975	4,953	3	2,4	5,57	3,36	5,87	0,96
5—6	3,978	0,975	4,953	4,5	3,6	12,54	5,87	9,91	4,64
6—7	3,978	0,975	4,953	4,5	4,5	12,54	9,91	2,51	6,33

- **Poutrelle à 8 travées**

Tableau III-12 : Calcul du moment et effort tranchant des poutrelles à 8 travées de l'étage courant à l'ELU.

Travée	G	Q	p ELU	L	L'	M_0 (kN.m)	M_w (kN.m)	M_e (kN.m)	M_t (kN.m)	T_w (kN)	T_e (kN)
1—2	3,978	0,975	6,84	3	3	7,70	1,54	7,98	2,93	8,11	-12,41
2—3	3,978	0,975	6,84	4,1	3,28	14,37	7,98	6,96	6,90	14,27	-13,77
3—4	3,978	0,975	6,84	3	2,4	7,70	6,96	4,64	1,90	11,03	-9,49
4—5	3,978	0,975	6,84	3	2,4	7,70	4,64	8,11	1,32	9,10	-11,42
5—6	3,978	0,975	6,84	4,5	3,6	17,31	8,11	10,43	8,04	14,87	-15,91
6—7	3,978	0,975	6,84	4,5	3,6	17,31	10,43	8,11	8,04	15,91	-14,87
7—8	3,978	0,975	6,84	3	2,40	7,70	8,11	6,08	0,60	10,94	-9,58
8—9	3,978	0,975	6,83	3	3,00	7,69	6,08	1,54	3,88	11,76	-8,74

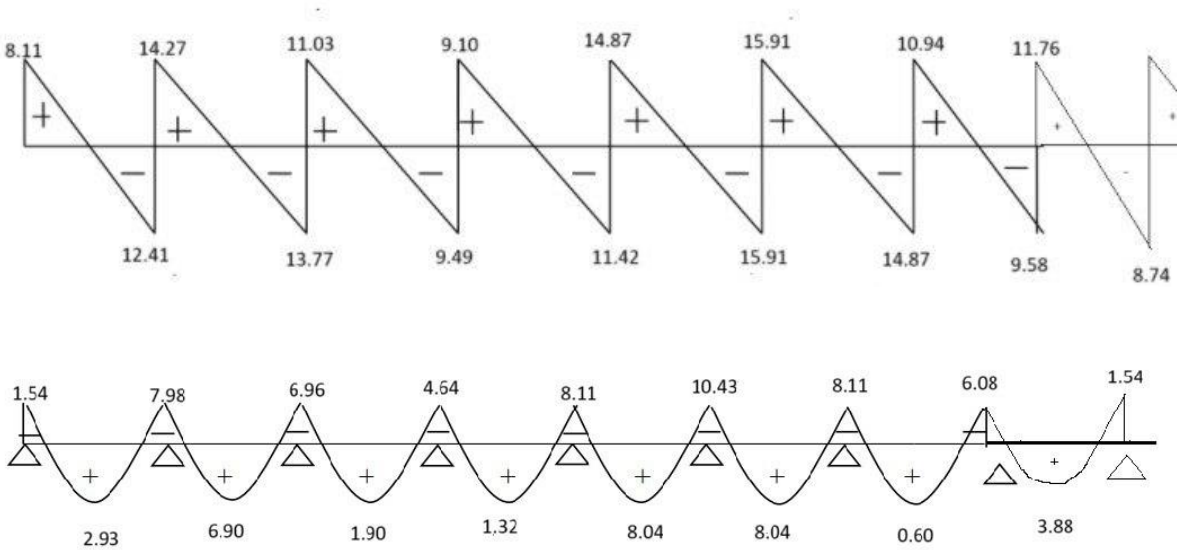


Figure 4: Diagrammes de l'effort tranchant et des moments du plancher courant à 8 travées

Tableau III-13 : Calcul du moment des poutrelles à 8 travées de l'étage courant à l'ELS.

Travée	G	Q	p ELS	L	L'	M_0 (kN.m)	M_w (kN.m)	M_e (kN.m)	M_t (kN.m)
1—2	3,978	0,975	4,953	3	3	5,57	1,11	5,78	2,13
2—3	3,978	0,975	4,953	4,1	3,28	10,41	5,78	5,04	5,00
3—4	3,978	0,975	4,953	3	2,4	5,57	5,04	3,36	1,37
4—5	3,978	0,975	4,953	3	2,4	5,57	3,36	5,87	0,96
5—6	3,978	0,975	4,953	4,5	3,6	12,54	5,87	7,55	5,82
6—7	3,978	0,975	4,953	4,5	3,6	12,54	7,55	5,87	5,82
7—8	3,978	0,975	4,953	3	2,4	5,57	5,87	4,41	0,43
8—9	3,978	0,975	4,953	3	3	5,57	4,41	1,11	2,81

D'après ce qui précède, les sollicitations maximales aux appuis et en travées sont données par le Tableau III.14

Tableau III-14 : Les moments maximums aux appuis et en travées.

Etage	Moment Max aux appuis		Moment Max en travées		Effort tranchant max (kN)
	ELU (kN.m)	ELS (kN.m)	ELU (kN.m)	ELS (kN.m)	
Terrasse	13,19	7,33	8,48	5,98	17,02
Etage courant	13,67	9,91	8,73	6,33	17,64
Référence	Type 1	Type 1	Type 1	Type 1	Type 1

III.3.6 Calcul des Armatures longitudinales :

On a la Position de l'axe neutre :

Le moment équilibré par la table : $M0= b*h_0*s$

Avec :

b=65 cm ; h0=4 cm ; h=24cm ; σbc=14.2 MPa ; d=18 cm ; σs=348 MPa ; FeE400 MPa ; b0=12 cm ; c= 2 cm

M_0 = 59,1 kN .m

Tableau III-15 : Calcul et vérification des armatures de plancher courant.

	En travée	**Aux appuis**
Mu (kN.m)	8.73	13,67
Mu (KN.m)	M0 = b. h0. σ_{badm} (d - $h0$ /2) =59.1 KN.m	
	Mu > M0 L'axe neutre appartient à la table → Etude d'une section rectangulaire (b*h) →Calcul en flexion simple	Mu > M0 L'axe neutre Appartient à la table → Etude d'une section rectangulaire (b*h) → Calcul en flexion simple
μ	0.049	0.045
μ_l	0.392	
μ≤ μ_l	Condition vérifiée	Condition vérifiée
β	0.986	0.982

A (cm²)	1.41	2.22
A choisi	2HA10=1.57	2HA12=2.26
Mser (kN.m)	9.91	8.55
σb adm (MPa)	14.2	
y1 (cm)	2.62	3.17
IG (cm4)	5711.91	8709.04
σb (MPa)	0.0045	0.0031
σb ≤ σb adm	Condition vérifiée	Condition vérifiée

III.3.6.1 Calcul des Armatures transversale

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

On a: ϕt ≤ Min= [h /35 ; b0/10 ; ϕl] =6mm

$a_t=\frac{\pi\varphi_t}{4}$=0.28

At =at.nt= 0,56cm2

At min ≤ RPA99Version2003 ►►Art [7.5.2.2] ◄◄

➢ **Escapement St**

St ≤ min [0,9. d; 40 cm]

Donc St=15cm

Tableau III-16 : Les armatures transversales dans les poutrelles et leur espacement

A transversales	Espacement
2ϕ6	15cm

III.3.6.2 Vérification des contraintes de cisaillement à ELU

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

Tableau III-17 : Vérification de la contrainte de cisaillement à ELU.

τu **(**MPa**)**	$\tau \bar{u}$ **(**MPa**)**	**Vérification**
1.5	3.33	Condition vérifiée

III.3.6.3 Vérifications préliminaires de la flèche « Annexe A »

Tableau III-18 : vérifications préliminaires de la flèche des poutrelles.

1er condition	2éme condition
$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{15M_0}$	$\frac{A}{b_0 d} \leq \frac{3.6}{f_e}$
0.053≥ 0.009	0.006≤ 0.009
Condition vérifiée	Condition vérifiée

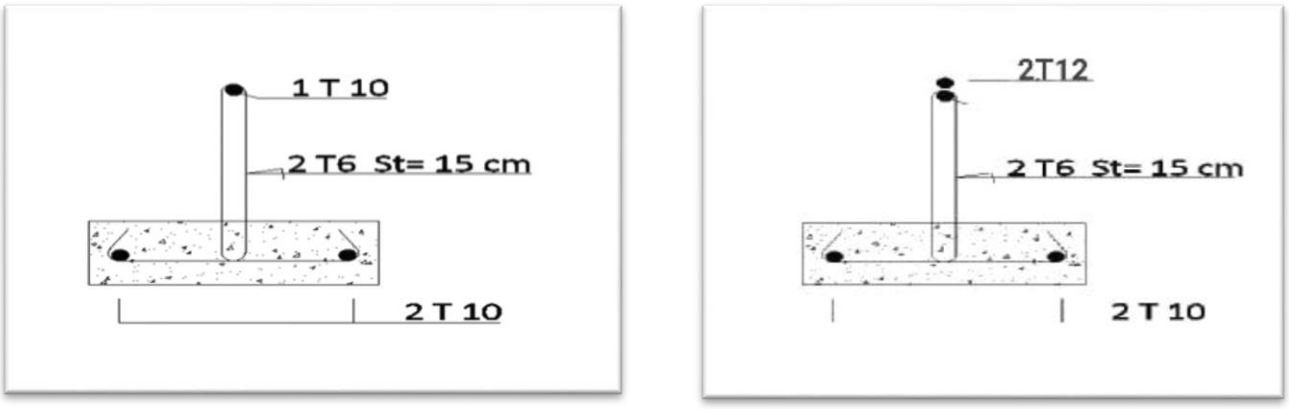


Figure III.3 : Ferraillage des poutrelles (gauche travée ; droite appuis).

III.3.7 Dalle de compression «CBA93 B.6.8.4.2.3 »

Le calcul se fera pour le plancher le plus sollicité, le plancher à corps creux est d'épaisseur (16 + 4) avec une dalle de compression de 4cm. Le plancher à corps creux est constitué de :

- ✓ Nervures : appelées poutrelles de section en T, elles assurent la fonction de portance; la distance entre axes des poutrelles est de 65 cm.
- ✓ Remplissage en corps creux ; sont utilisés comme coffrage perdu et comme isolant phonique, sa hauteur est de 16 cm.
- ✓ Une dalle de compression en béton de 4 cm d'épaisseur, elle est armée d'un quadrillage d'armatures ayant pour but :

A. Limiter les risques de fissuration dus au retrait.
B. Résister aux efforts dus aux charges appliquées sur des surfaces réduites
C. Réaliser un effet de répartition entre poutrelles voisines des charges localisées, notamment celles correspondantes aux cloisons

III.3.7.1 Ferraillage de la dalle de compression :

La dalle de compression est coulée sur place, elle est de 4 cm d'épaisseur armée d'un quadrillage de treillis soudé de nuance (TLE 520) dont les dimensions des mailles doivent satisfaire les conditions suivantes « : BAEL91 B.6.8, 423 » :

- 20 cm pour les armatures perpendiculaires aux nervures.

- 33 cm pour les armatures parallèles aux nervures.

- **Armatures perpendiculaires aux poutrelles :**

l : entraxe des poutrelles

On optera pour 5T5=0.98 cm2 avec un espacement St = 20 cm

- **Armatures parallèles des poutrelles :**

A_{rep}=$\frac{A_t}{2}$=0.49cm^2/ml

Soit : 5T5=0.98 cm2 avec un espacement St= 20 cm

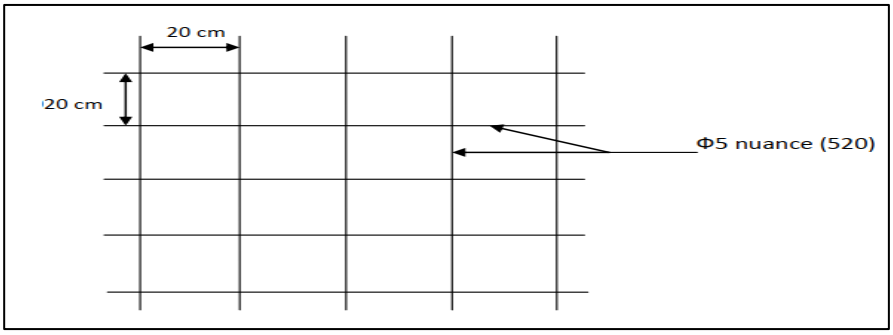


Figure III.4 : Treillis soudé.

III.4 Les escaliers :

III.4.1 Introduction :

Un escalier est une suite de plans horizontaux disposés en gradins, afin de permettre aux usagers du bâtiment de se déplacer à pied d'un niveau à un autre, un escalier sert donc à monter et descendre, la montée et la descente doivent se faire aussi aisément que possible et sans danger.

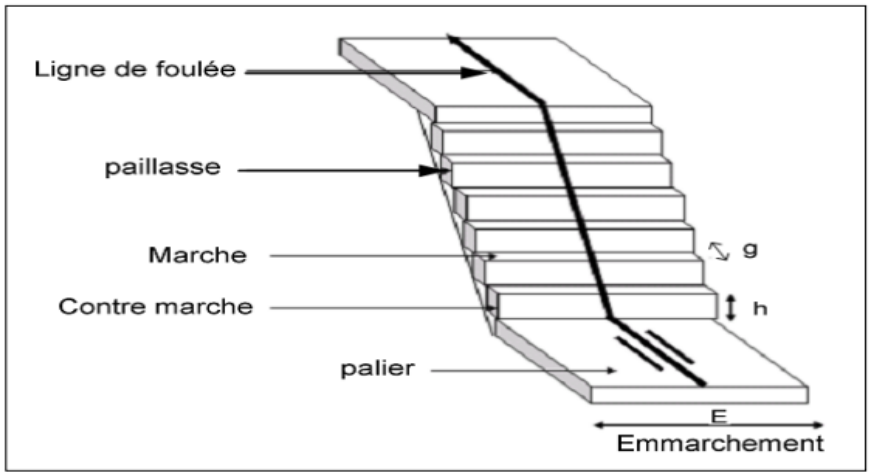


Figure III.5 : Représentation d'un escalier.

Avec :

- h : Hauteur de la marche.

- g : Largeur de la marche.

- L : Longueur horizontale de la paillasse.

- H : Hauteur verticale de la paillasse.

Pour notre cas, on a 01 type d'escalier.

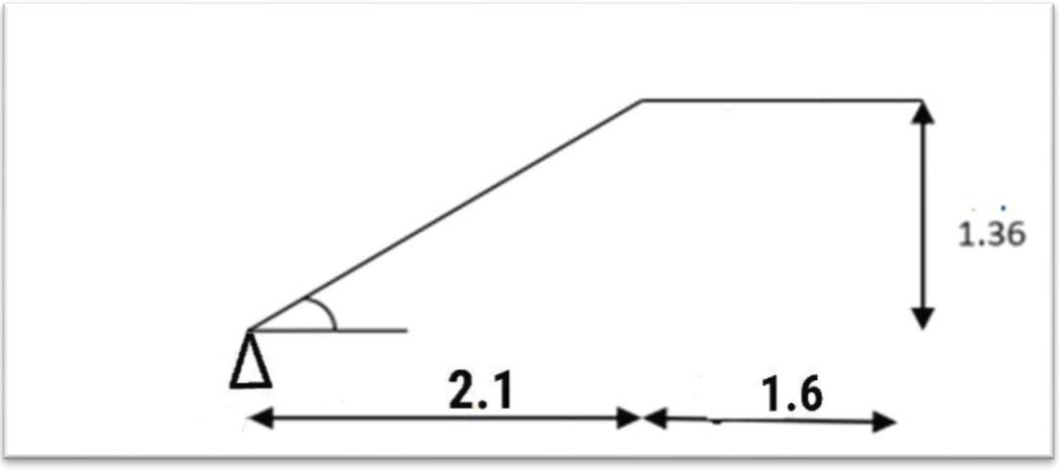


Figure III.6 : schéma statique de l'escalier

III.4.2 Dimensionnement

On a un seul type d'escalier droit à 3 volées avec 2 paliers intermédiaires.

On a : H=1.36m l=2.1m

Calcul de l'angle d'inclinaison **α** : tan α $=\frac{H}{l}$ α=32.92° ; Avec $l_{incliné}$ =2.5 m

Détermination de n, g, h

Nombre de marches n – 1 = 8

Nombre de contremarches n = 9

Hauteur de la contremarche h=17cm

Largeur de la marche g=$\frac{l}{n-1}$=30 cm.

III.4.2.1 Vérification de la formule de BLONDEL

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

III.4.2.2 Epaisseur de la paillasse

$\frac{2.5+1.6}{35} \leq ep \leq \frac{2.5+1.6}{30}$ $\Rightarrow$ 11.71 ≤ ep ≤ 13.66

On prendra : **e = 15 cm**

III.4.2.3 Evaluation des charges et surcharges :

III.4.2.3.1 Charges permanentes :

Tableau III-19 : Evaluation des charges permanentes de la paillasse de l'escalier.

N	Composantes	Epaisseur	Poids volumique (KN/m^3)	Poids surfacique (KN/m^2)
1	Carrelage	0.02	20	0.4
2	Mortier de pose	0.02	20	0.4
3	Poids propre de la marche	0.17 / 2	25	2.13
4	Poids propre de la palliasse	0.15/Cos α	25	4
5	Enduite en ciment	0.02	18	0.36
	TOTAL			7.29

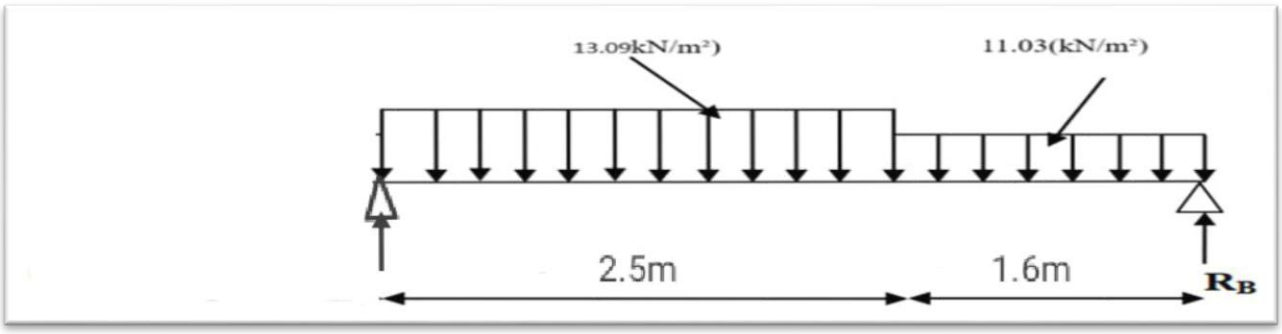
Tableau III-20 : Evaluation des charges permanentes du palier de repos de l'escalier.

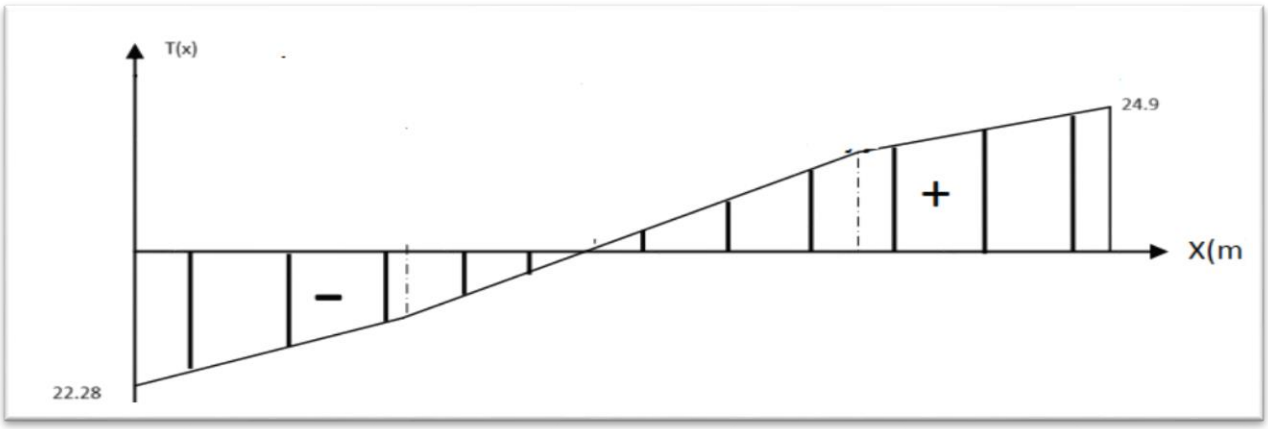
N	Composantes	Epaisseur	Poids volumique (KN/m3)	Poids surfacique (KN/m2)
1	Carrelage	0.02	20	0.4
2	Mortier de pose	0.02	20	0.4
3	Lit de sable	0.03	18	0.54
4	Poids propre du palier	0.15	25	3.75
5	Enduite en ciment	0.02	18	0.36
	TOTAL			5.45

- **Combinaison des charges :**

Tableau III-21 : Combinaison des charges de l'escalier.

	G (kN/m²)	Q (kN/m²)	Pu (kN/m²)	Pser (kN/m²)
Palier	5.45	2.5	11.11	7.95
Paillasse	7.59	2.5	13.09	10.09





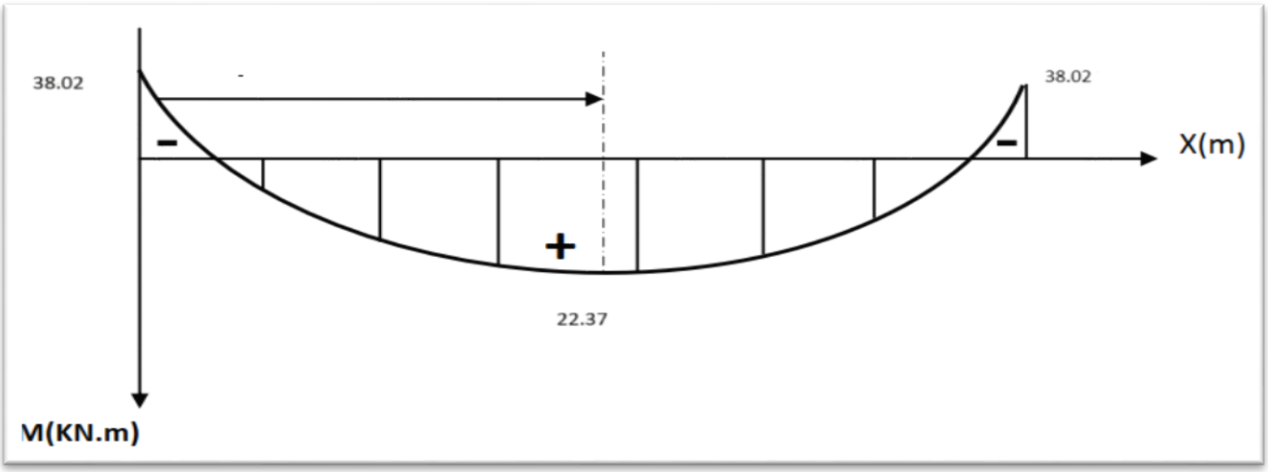


Figure III.7 : Diagrammes des efforts internes isostatiques à l'E.L.U.

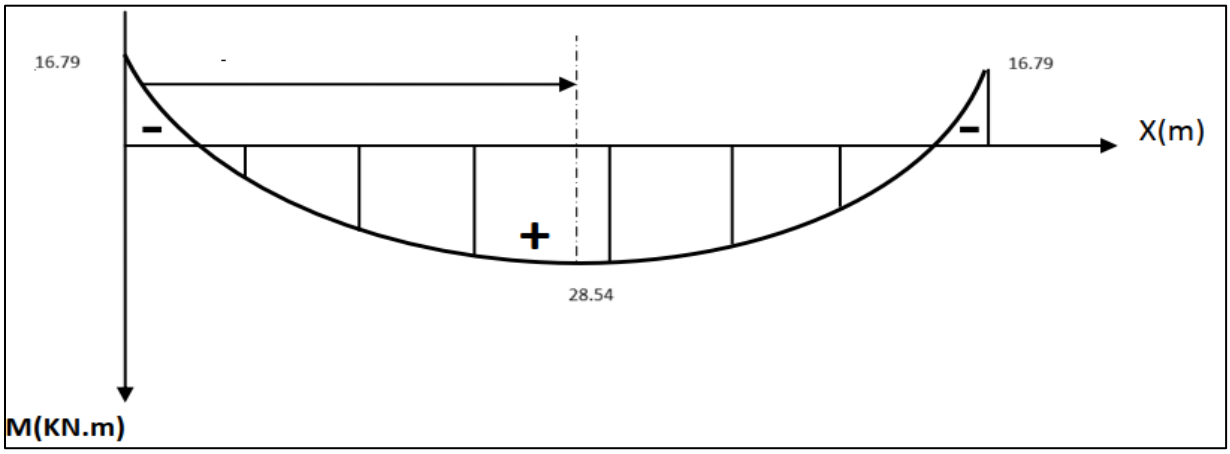


Figure III.8 : Diagrammes des efforts internes isostatiques à l'E.L.S.

III.4.3 Ferraillage des escaliers à l'ELU

Les résultats du ferraillage en flexion simple d'une bande de 1,0 m sont résumés dans ce tableau

Tableau III-22 : Les vérifications nécessaires selon le CBA.

	Mu (kN.m)	A calculée (cm²)	A' (cm²)	Amin (cm²) (CBA)	A adoptée (cm²)	A rép A/4 (cm²)	A adoptée (cm²)
En travée	38.02	7.6	0	1.84	8HA12=9.05	2.26	4HA10=3.14
Aux appuis	22.37	4.35	0		7HA10=5.49	1.37	3HA10=2.35

La vérification de la contrainte tangentielle selon les conditions du règlement CBA93 est vérifiée

Tableau III-23 : Vérification de la contrainte tangentielle.

	St (cm) armatures longitudinales	St (cm) armature de répartitions	τ_u(MPa)	$\overline{\tau_u}$(MPa)	Vérification
Travée	16cm≤ $33cm$	20cm≤ $45cm$	0.20	1.16	Condition vérifiée
Appuis	20cm≤ $33cm$	20cm≤ $45cm$			

III.4.4 Vérification à l'ELS

La vérification à l'ELS selon annexe D fissuration peu nuisible donc on vérifie $\sigma b \leq \overline{\sigma b}$ (Voir tableau III.43)

Tableau III-24 : Vérification à l'E.L.S.

Section (cm²)	Position	Mser (kN.m)	A (cm²)	A' (cm²)	σb (MPa)	$\overline{\sigma b}$ (MPa)	Vérification
	Travée	28.54	5.61	0	9.56	15	Cv
	Appui	16.79	3.23	0	8.25	15	Cv

III.4.5 Vérification de la flèche

Puisque les conditions préliminaires présentées à (annexe A), ne sont pas vérifiées, donc la vérification de la flèche est nécessaire. Elle est donnée par le tableau III.3.8 selon la méthode présentée à (annexe B)

Tableau III-25 : Vérification de la flèche de l'escalier.

1 ère condition		**2éme condition**		**3éme condition**	
0.039	0.043	0.003	0.01	0.040	0.062
Condition non vérifiée		**Condition vérifiée**		**Condition non vérifiée**	

Vu que la condition n'est pas vérifiée, on passe au calcul de la flèche. Il faut avoir : $\Delta f t \leq f$limite (ANNEXE A)

Tableau III-26 : Vérification de la flèche.

A (cm²)	**M (KN.m)**	**ρ%**	**σs (MPa)**	**μ**	**y (cm)**	**I0 (cm4)**
5.61	-28.54	0.031	2.91.37	0.563	8.01	30640.63
Ifi (cm4)	Ifv (cm4)	Fi (mm)	Fv (mm)	ΔF (mm)	Fadm (mm)	ΔF < Fadm
24473.17	29257.29	3.96	4.15	0.19	4.2	Condition vérifiée

Donc, on garde l'épaisseur de l'escalier choisie en prédimensionnement : e=15cm

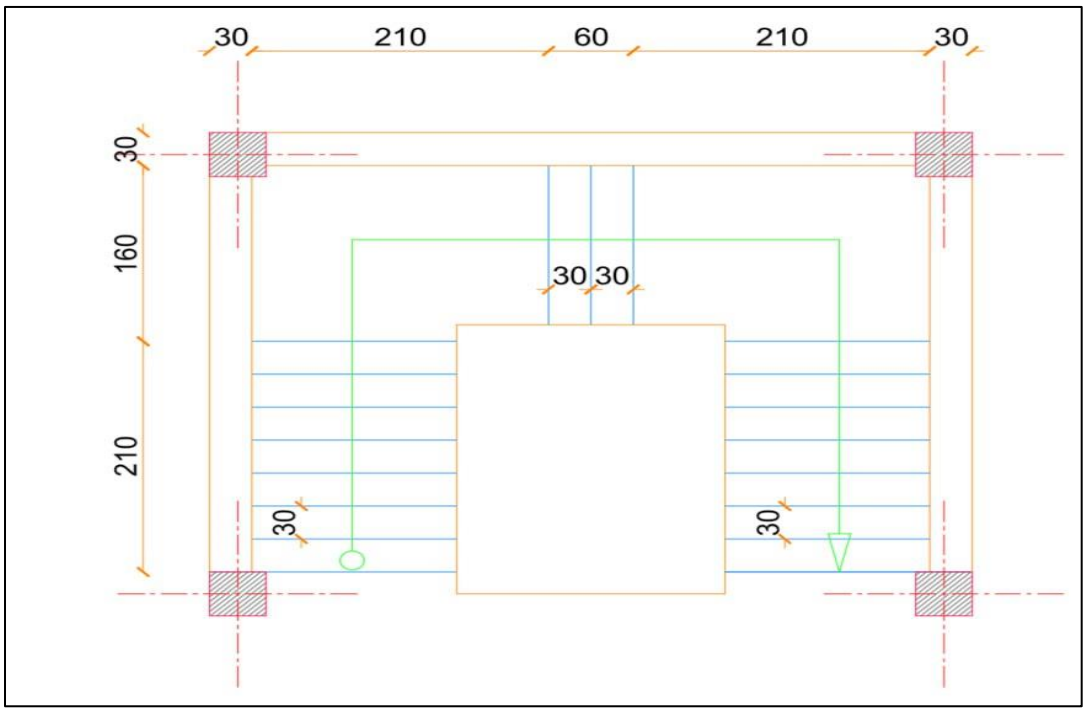


Figure III.9 : Coffrage d'escalier.

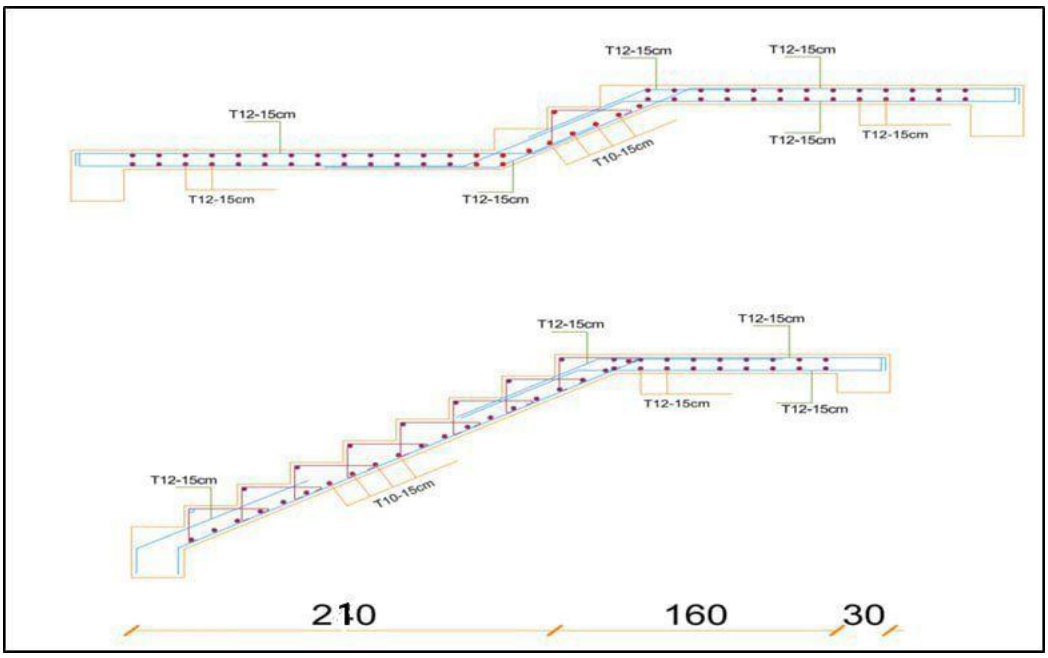


Figure III.10 : ferraillage d'escalier.

III.5 Calcul de la poutre brisée

La poutre brisée a pour rôle de supporter le poids d'escalier, elle sera calculée en flexion simple. Ainsi, toutes les vérifications nécessaires pour les poutres porteuses exigées par les règlements en

vigueur, en l'occurrence CBA 93 et RPA99, de pré dimensionnement jusqu'au ferraillage devront être remplies.

III.5.1 Prédimensionnement

Tableau III-27 : Pré dimensionnement de la poutre brisée.

Conditions de résistance	$\frac{l}{15} < h < \frac{l}{10}$ et $0.4h_t \leq b \leq 0.7h_t$
Vérification selon le RPA 99	h=305m≥30cm ; b=30 cm≥20cm ; h/b =1≤4
Condition de rigidité (h/L ≥ 1/16)	(h/L=0,11) ≥ (1/16=0,0625) (CV)
Conclusion	**b = 30 cm ; h = 35 cm**

III.5.2 Evaluation des charges Poids propre de la poutre :

$Gpoutre$ =0,30 ×0,35×25=2,62kN/ml

III.5.3 Calcul des efforts internes :

Le calcul s'effectue comme pour une poutre parfaitement encastrée sur les deux côtés, logiciel ROBOT 2021 est donne les diagrammes des efforts internes

III.5.4 Ferraillage de la poutre brisée

III.5.4.1 Calcul des Armatures longitudinales

Le calcul des armatures longitudinales et transversales, bien entendu avec les vérifications nécessaires sont donnés comme suit

Tableau III-28 : Ferraillage de la poutre brisée.

	Mu (kN.m)	A (cm²)	A' (cm²)	A min CBA (cm²)	A adoptée (cm²)
En travée	6.15	0.66	0	0.9	3HA12
Aux appuis	12.31	1.34	0	0.9	3HA12

Tableau III-29 : Vérification à l'E.L.S. de la poutre brisée.

Section (cm²)	Position	Mser (kN.m)	A (cm²)	A' (cm²)	$\overline{\sigma b}$ (MPa)	Σb (MPa)	Condition
30×35	Travée	5.85	3HA12	0	1.34	14.2	Cv
	Appuis	11.17	3HA12	0	2.55	14.2	Cv

Tableau III-30 : Vérification des contraintes de cisaillement a ELU.

Section (cm²)	Tu (kN)	τu (MPa)	τuadm (MPa)	τu<τuadm	Ø (mm)	At
30×35	36.93	0.547	3.33	Cv	8.57	3HA10

III.5.4.2 Vérification de la flèche :

Il n'est pas nécessaire de calculer la flèche, si les trois conditions suivantes sont vérifiées.

$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} = 0.15 \geq 0.062$ cv

$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10.M_0} = 0.15 \geq 0.12$ cv

$\frac{A}{b_0.d} \leq \frac{4.2}{f_e} = 0.0022 \leq 0.015$ cv

Les trois conditions du CBA sont vérifiées, donc la flèche est vérifiée.

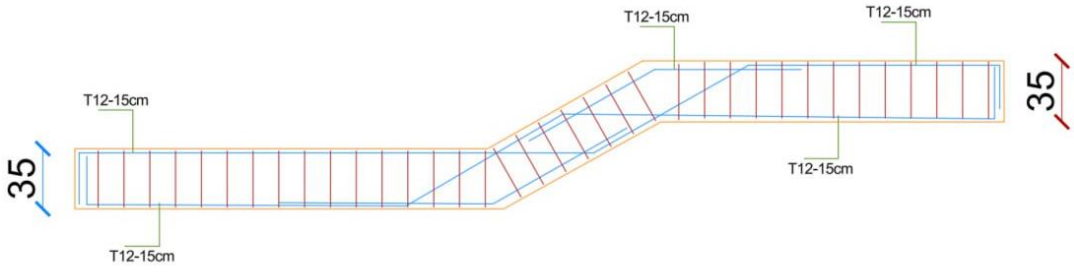


Figure III.11 : ferraillage de la poutre brisée.

III.5.5 Les balcons :

Le balcon est en dalle pleine faisant suite à la dalle plancher. Il travaille comme une console encastrée au niveau de la poutre de rive, et libre de l'autre extrémité. Il est soumis à son poids propre, au poids du revêtement et au poids du garde-corps (en brique creuse de 10 cm d'épaisseur).

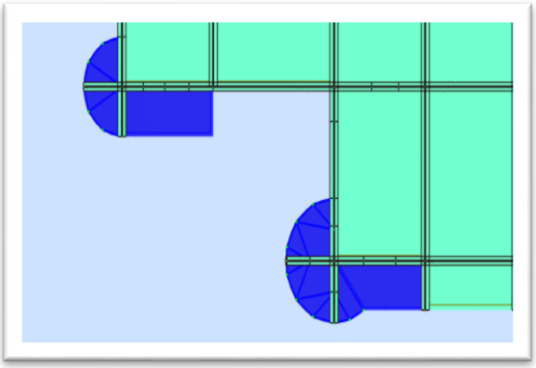


Figure III.12 : schématisation des balcons

Le calcule se fera pour une bande de 1m de largeur.

III.5.5.1 Dimensionnement :

On adopte **e=15cm**

III.5.5.2 Déterminations des sollicitations

III.5.5.2.1 Charges et surcharges appliquées :

Tableau III-31 : Charges et surcharges appliquées sur les balcons.

	G (KN/m²) Etage courant	**G (KN/m²)** Terrasse	**Q (KN/m²)**
Balcon	6.87	7.35	3.5

III.5.5.2.2 Calcul du ferraillage

Le calcul du ferraillage se fait en flexion simple pour une bande de 1 .8m de largeur, et de

18 cm d'épaisseur, avec une fissuration préjudiciable

On a ρ=0.5 une dalle travaille suivant 2 directions

Tableau III-32 : Ferraillage de balcon.

		Mu (kN.m)	μ	β	A (cm²)	Amin (cm²)	A choisi	A final (cm²)
Suivant X	Travée	2.88	0.018	0.991	0.46	1.5	4HA10	3.14
	Appuis	1.44	0.009	0.995	0.23	1.5	4HA10	3.14
Suivant Y	Travée	2.88	0.022	0.989	0.46	1.5	4HA10	3.14
	Appuis	1.44	0.011	0.994	0.23	1.5	4HA10	3.14

Condition de non fragilité :

On vérifie que: A≥$Amin$=$\frac{B}{1000}$

En travée et aux appuis : A= 3.14 ≥ $Amin$=1.5 Condition vérifiée

III.5.5.3 Vérification de l'effort tranchant a ELU

On doit vérifier que : τ<τ

Tableau III-33 : Vérification de contrainte de cisaillement.

	Suivant X		Suivant Y	
	Mt=1.92	Ma=0.95	Mt=1.92	Ma=0.95
$\overline{\sigma_b}$	15			
σb (MPa)	1.008	0.80	1.008	0.80
σb ≤σ badm	Condition vérifiée		Condition vérifiée	
v_u	10.48		8.73	
τ_u	0.08		0.06	
$\overline{\tau_u}$	1.16			
$\tau_u \leq \overline{\tau_u}$	Condition vérifiée		Condition vérifiée	

III.5.5.4 Vérification de la flèche :

$\frac{h}{l_x} = 0.1 \geq \frac{M_t}{15M_0} = 0.066$ **Condition vérifiée**

$\frac{A_x}{d_x.b} = 0.0017 \leq \frac{2}{FeE} = 0.010$ **Condition vérifiée**

Lorsque les deux conditions sont vérifiées. Donc, la vérification de la flèche n'est pas nécessaire

Chapitre 4

Etude Dynamique

Chapitre IV.

IV.1 Introduction

L'objectif principal de l'étude dynamique consiste à déterminer les caractéristiques dynamiques propres de la structure (périodes propres, déplacements, … (lorsqu'elle est soumise à une action dynamique comme pour le cas de séismes.

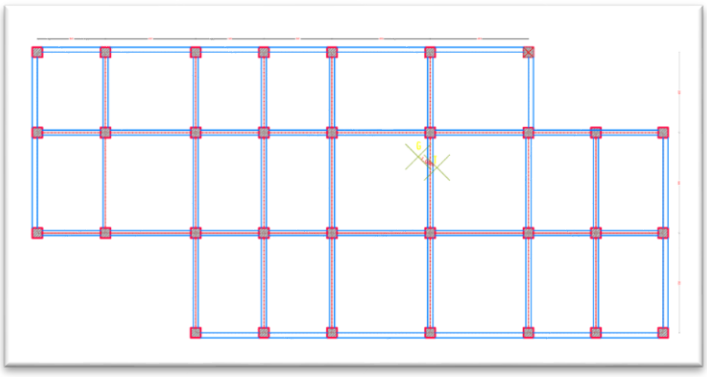


Figure IV : centre de masse et centre de torsion sans voile

Le séisme est une action extérieure provoquant la vibration de l'ouvrage ; cette vibration engendrera des déplacements et des sollicitations les quelles si elles ne sont pas prises correctement en considération peuvent provoquer la ruine de la structure.

IV.2 Disposition des voiles

Les ouvrages doivent en général comporter des contreventements dans au moins les deux directions horizontales. Ces contreventements doivent être disposés de façon à :

a. Reprendre une charge verticale suffisante pour assurer leur stabilité
b. Assurer une transmission directe des forces aux fondations
c. Minimiser les effets de torsion

La structure que nous nous proposons de modéliser est un bâtiment qui se distingue par sa forme irrégulière en plan et en élévation, contreventée par un système mixte (portique voiles).

En effet le choix du positionnement des voiles doit satisfaire un certain nombre de conditions :

- Disposer les voiles d'une façon symétrique dans les deux directions.
- Minimiser l'excentricité entre le CM et le CR.
- Assurer la continuité des voiles verticalement.
- La disposition des voiles est établie selon un comportement modal convenable.
- Eviter les rez-de-chaussée ou les étages flexibles.
- Minimiser le nombre d'ouvertures par voile.
- Disposer les voiles de façon à assurer :

- Une ductilité suffisante.
- La capacité de dissiper l'énergie vibratoire transmise à la structure par des secousses sismiques majeures.

Après plusieurs changements de dispositions des voiles par logiciel de calcule « Robot 2021 » des résultats vérifiant les conditions de sécurité, imposée par le RPA et évitant également la Torsion au niveau du premier mode.

❖ Meilleure Disposition des voiles

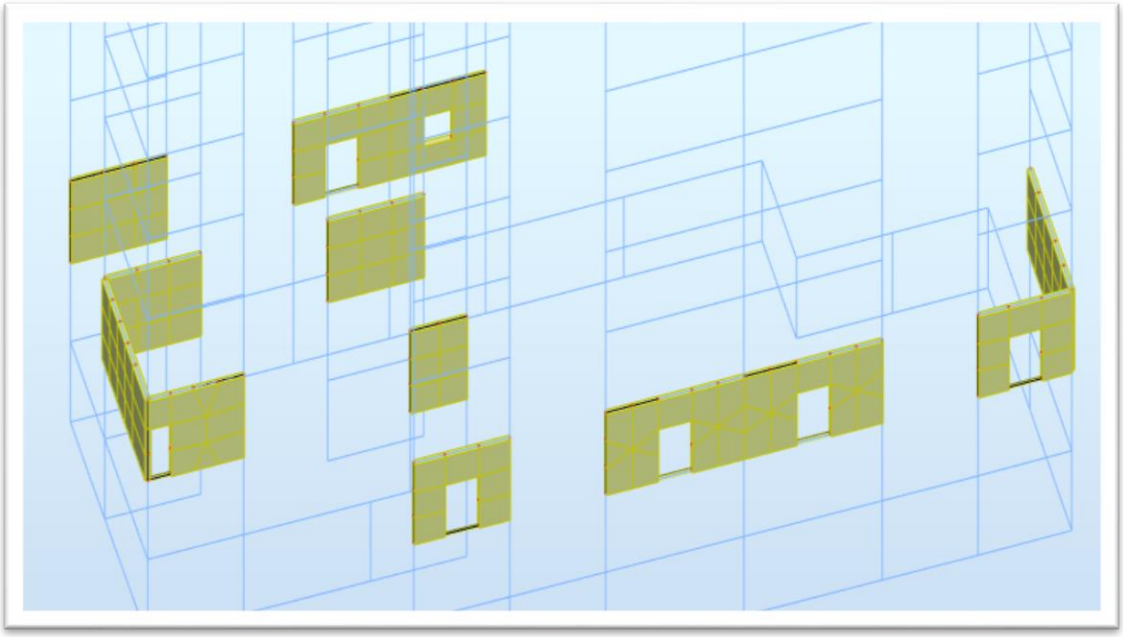


Figure IV.1 : Déposition des voiles.

IV.3 Caractéristiques dynamiques de la structure

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

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

IV.3.1 Le centre de masse

C'est le point d'application de la résultante des forces horizontales d'un niveau donné. On détermine pour chaque niveau le centre de masse, de ses éléments constitutifs, qui ont une influence sur la stabilité du bâtiment (poteaux, poutres, murs, escaliers, voiles…), par la formule suivante :

$$XG=\frac{\sum Wi*Xi}{\sum Wi} \quad , \quad YG=\frac{\sum Wi*Yi}{\sum Wi}$$

Avec :

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

IV.3.2 Le centre de torsion :

Il se présente dans le plan horizontal. C'est le point 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 que les 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.

$$X_r = \frac{\sum I_{Yi} * X_i}{\sum I_{Yi}} \quad , \quad Y_r = \frac{\sum I_{xi} * Y_i}{\sum I_{xi}}$$

Avec :

- Ix et Iy : Les inerties suivant les axes x et y respectivement de chaque élément de Contreventement (poteau, voile).
- Xi et Yi : Coordonnées du centre de gravité des éléments de contreventement par rapport au repère global choisi.
- XR et YR : Coordonnées du centre de torsion du niveau par rapport au repère global choisi.

IV.3.3 Calcul de la rigidité des éléments résistants :

- **Les poteaux**

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

$$K= \frac{12*E*\text{Ix,y}}{H3}$$

Avec :

Ix, y : moment d'inertie de la section transversale par rapport à " ox " et / ou " oy ".

E : module de YOUNG.

L : longueur du poteau

Pour un poteau carré :

Tableau IV-1 : Calcul centre de mass et centre de torsion avec voile.

Niveau (m)	centre de torsion		centre de Masse	
	XR (m)	YR (m)	XG (m)	YG (m)
29.07	15,19	6,73	14,72	5,8
25.84	15,2	6,7	14,72	5,84
22.61	15,2	6,71	14,72	6,3
19.38	15,2	6,71	14,72	6,3
16.15	15,23	6,72	14,72	6,31
12.92	15,2	6,72	14,71	6,31
9.69	15,24	6,73	15,19	6,57
6.46	15,22	6,72	15,18	6,57
3.23	15,24	6,72	15,19	6,57
0.00	15,91	7,24	16,42	7,44

IV.3.4 Excentricité

IV.3.4.1 Excentricité théorique

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

$$E_x = |X_T - X_G| \qquad E_Y = |Y_T - Y_G|$$

Tableau IV-2 : calcul de l'excentricité théorique.

Niveau (m)	Ex = |XR-XG| (m)	Ey = |YR-YG| (m)
29.07	0.470	0.930
25.84	0.780	0.860
22.61	0.780	0.410
19.38	0.780	0.410
16.15	0.510	0.410
12.92	0.799	0.410
9.69	0.05	0.160
6.46	0.04	0.150
3.23	0.05	0.150
0.00	0.51	0.20

IV.3.4.2 Excentricité accidentelle : [RPA 99 version 2003 Art 4.2.7]

Selon l'article 4.3.7 du RPA2003, on doit ajouter à la valeur de l'excentricité théorique dans les deux directions une excentricité accidentelle qui est égale à :

$$Ex_{acc} = 5\% \times LX$$

$$Ey_{acc} = 5\% \times LY$$

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

Les valeurs des excentricités accidentelles sont représentées dans le tableau suivant :

Tableau IV-3 : calcul de l'excentricité accidentelle.

Niveau (m)	Lx (m)	Ly (m)	Ex (m)	Ey (m)
29.07	24	24	1.2	1.2
25.84	24	24	1.2	1.2
22.61	24	24	1.2	1.2
19.38	24	24	1.2	1.2
16.15	24	24	1.2	1.2
12.92	24	24	1.2	1.2
9.69	24	24	1.2	1.2
6.46	24	24	1.2	1.2
3.23	24	24	1.2	1.2

IV.4 Choix de la méthode de calcul

IV.4.1 Méthodes utilisables [Art 4.1.1 RPA99v2003]

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

- Par la méthode statique équivalente
- Par la méthode d'analyse modale spectrale
- Par la méthode d'analyse dynamique par accélérographes

Pour notre structure, la hauteur (H = 32.3m) dépassant le 23 m, Car notre bloc étudié présente une configuration irrégulière dans la Zone IIa et groupe d'usage 2 donc selon le RPA99V2003, la Méthode statique équivalente n'est pas applicable, on utilise donc la méthode modale spectrale

IV.5 Méthode dynamique modale spectrale

IV.5.1 Principe de la méthode

La méthode modale spectrale est la méthode la plus fréquemment utilisée pour l'analyse sismique des structures. Cette méthode peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas applicable.

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

IV.5.2 Modélisation

Notre structure sera représentée par un modèle tridimensionnel (3DDL), encastré à la base où les masses sont concentrées au niveau des centres des gravités des planchers.

La modélisation et le calcul se fait par le logiciel d'analyse structurelle : « **ROBOT 2021** ».

IV.5.3 Spectre de réponse de calcul [ART 4.3.3 RPA99V2003]

La pratique actuelle la plus répandue consiste à définir le chargement sismique par un spectre de réponse. Aussi, pour des accélérogrammes données ; si nous évaluons les réponses maximales en fonction de la période (T), nous obtiendrons plusieurs points sur un graphe qui est nommé spectre de réponse (**Figure IV.2)** et qui aide à faire une lecture directe des déplacements maximaux d'une structure

Selon **le RPA99v2003**, l'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25A\left(1+\frac{T}{T_1}\left(2.5\eta\frac{Q}{R}-1\right)\right) \dots\dots\dots 0 \le T \le T_1 \\ 2.5\eta(1.25A)\frac{Q}{R} \dots\dots\dots T_1 \le T \le T_2 \\ 2.5\eta(1.25A)\frac{Q}{R}\left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} \dots\dots\dots T_2 \le T \le 3.0s \\ 2.5\eta(1.25A)\frac{Q}{R}\left(\frac{T_2}{3}\right)^{\frac{2}{3}}\left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{2}{3}} \dots\dots\dots T \ge 3.0s \end{cases}$$

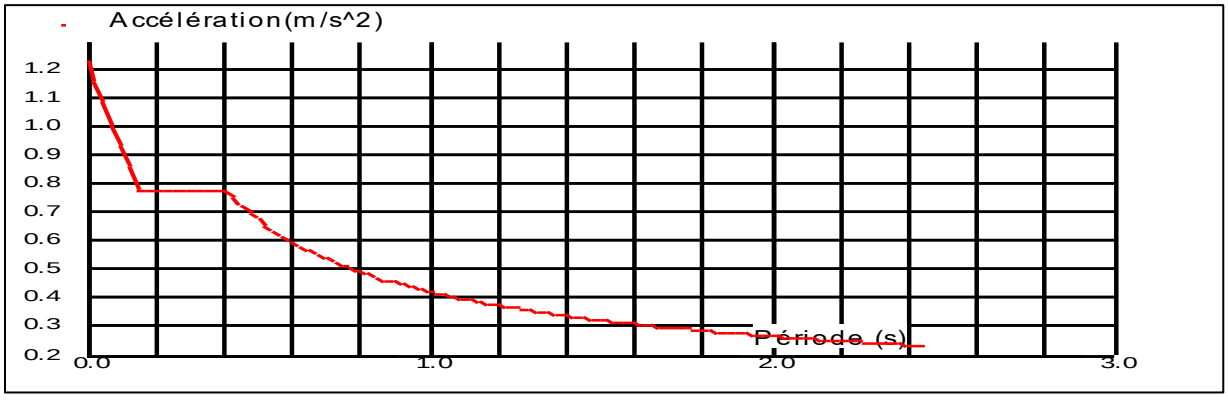


Figure IV.2 : Le spectre de réponse suivant x, y.

IV.5.3.1 Coefficient d'accélération A [TAB.4.1 RPA99V2003] :

Donné par la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment.

L'ouvrage est du groupe 2 (Bâtiments d'habitation collective).

L'implantation de ce bâtiment se fera dans la wilaya "Ain Defla "(zone IIa).

Donc : **A=0,15**

IV.5.3.2 Facteur de correction d'amortissement η :

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

ξ : Pourcentage d'amortissement critique, selon RPA99v2003, remplissage dense (ξ=7%) d'après [TAB.4.2 RPA99V2003].

IV.5.3.3 Coefficient de comportement R [Art 3.4 RPA99 v2003]:

Conformément à l'article 3.4.A.2 du RPA 99v2003, ce type de contreventement doit vérifier les conditions suivantes :

Le système est constitué des voiles et des portiques. Dans ce cas les voiles reprennent plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales. On considère que la sollicitation horizontale est reprise uniquement par les voiles.

- **Justification du coefficient de comportement R :**

Suivant X :

Tableau IV-4 : Justification du coefficient de comportement R suivant X.

Niveau (m)	Sollicitations dues aux charges verticales		
	Poids Nz (kN)	Nz /Poteaux (kN)	Nz /Voiles (kN)
29.07	-5134.58	-3696,04	-1438,54
25.84	-11089.04	-7794,71	-3294,33
22.61	-17051.28	-11900,99	-5150,29
19.38	-23013.51	-16155,84	-6857,67
16.15	-29078.68	-20922,24	-8156,44
12.92	-35216.02	-25395,34	-9820,68
9.69	-41353.34	-30076,18	-11277,16
6.46	-47605.73	-35462,87	-12142,86
3.23	-53938.77	-40495,42	-13443,35
0.00	-62069.45	-47313,36	-14756,09

Tableau IV-5 : Justification du coefficient de comportement R en pourcentage.

Niveau (m)	Sollicitations dues aux charges verticales		
	Poids Nz (kN)	Nz /Poteaux (kN)	Nz /Voiles (kN)
29.07	100%	71.98%	28.02%
25.84	100%	70.29%	29.7%
22.61	100%	69.79%	30.2%
19.38	100%	70.2%	29.79%
16.15	100%	71.95%	28.04%
12.92	100%	72.11%	27.88%
9.69	100%	72.73%	27.27%
6.46	100%	75.93%	24.07%
3.23	100%	75.08%	24.92%
0.00	100%	76.22%	23.77%

Suivant Y :

Tableau IV-6 : Justification du coefficient de comportement R suivant X.

Niveau (m)	Sollicitations dues aux charges verticales		
	Poids Nz (kN)	Nz /Poteaux (kN)	Nz /Voiles (kN)
29.07	-5101.71	-3696,04	-1405.67
25.84	-11006.89	-7794,71	-3212.18
22.61	-17001.42	-11900,99	-5100.43
19.38	-22983.63	-16155,84	-6827.79
16.15	-29038.48	-20922,24	-8116.24
12.92	-35193.98	-25395,34	9798.65
9.69	41294.57	-30076,18	11218.89
6.46	47578.17	-35462,87	12115.3
3.23	53888.12	-40495,42	13392.7
0.00	42034.16	-27313,36	14720.8

Tableau IV-7 : Justification du coefficient de comportement R en pourcentage.

Niveau (m)	Sollicitations dues aux charges verticales		
	Poids Nz (kN)	Nz /Poteaux (kN)	Nz /Voiles (kN)
29.07	100%	72.45%	27.55%
25.84	100%	70.82%	29.18%
22.61	100%	70%	30%
19.38	100%	70.29%	29.71%
16.15	100%	72.05%	27.95%
12.92	100%	72.16%	27.84%
9.69	100%	72.83%	27.16%
6.46	100%	74.54%	25.46%
3.23	100%	75.15%	24.85%
0.00	100%	65.0%	35.0%

Donc **R = 3.5** [Tab 4.3 RPA99v2003]

IV.5.3.4 Facteur de qualité Q [Tab.4.4 RPA99V2003]

Le facteur de qualité est égal à 1 additionné à la somme de 6 pénalités selon que les critères de qualité sont satisfaits ou non :

$(Q = 1 \pm \sum_{1}^{6} P_q)$.

Ces pénalités sont rappelées dans le tableau suivant :

Tableau IV-8 : Valeurs des pénalités Pq.

	P_q			
Critère "q"	Observé	N/Observé	Q_x	Q_y
1. Conditions minimales sur les files de contreventement	0	0.05	0	0
2. Redondance en plan	0	0.05	0	0
3. Régularité en plan	0	0.05	0.05	0.05
4. Régularité en élévation	0	0.05	0	0
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0	0.05	0.05	0.05
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0	0.10	0	0
			1.1	**1.1**

IV.5.3.5 Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site T1, T2 [Tab4.7 RPA99v2003]

D'après le rapport du sol : **Site S2**

$$\begin{cases} T_1 = 0.15 \text{ s} \\ T_2 = 0.40 \text{ s} \end{cases}$$

IV.6 Résultats et vérifications de l'analyse dynamique :

Communément aux deux méthodes de calcul (statique et dynamique), le RPA99 version2003 [1] exige les vérifications suivantes :

- Stabilité de la structure

1. Vérification du comportement modale de la structure.

2. Vérification de la participation massique (dissipation énergétique).

3. Vérification de la force sismique V à la base.

4. Vérification de la stabilité au renversement.

5. Vérification de l'effet P-Δ.

- Résistance des éléments

6. Vérifications du déplacement en tête du bâtiment.

7. Vérifications des déplacements inter-étage.

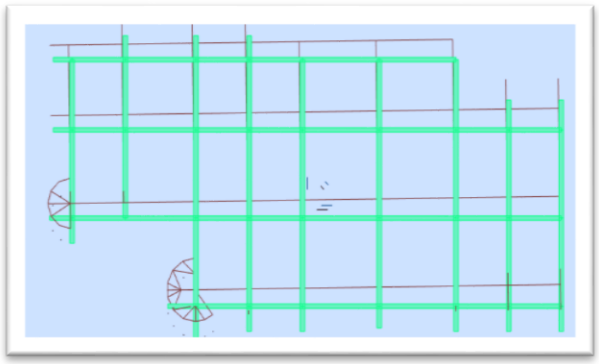
8. Vérification du cisaillement des éléments.

9. Vérification de l'effort normal réduit dans les poteaux.

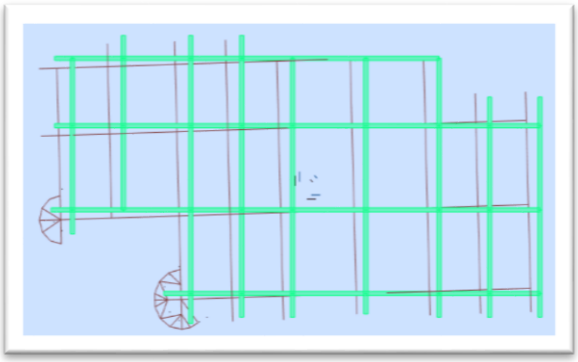
IV.6.1 Vérification de comportement des trois premiers modes :

Tableau IV-9 : Vérification de comportement des trois premiers modes.

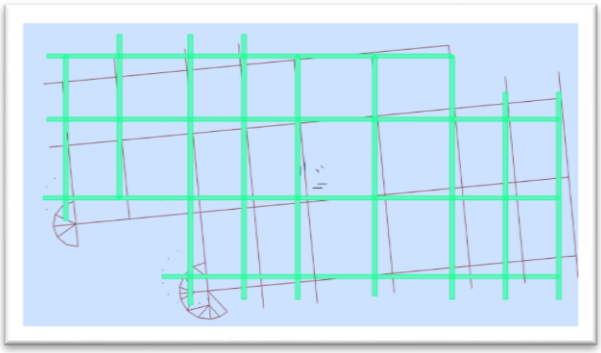
Modes	Mode 1 / T1 = 0,87 s	Mode 2 / T2 = 0,60 s	Mode 3 / T3 = 0,44 s
Suivant X	1,52	50,83	9,14
Suivant Y	58,58	3,3	1,31
Autour de Z	0,00	0,00	0,00
Comportement	Translation suivant (Y)	Translation suivant (X)	Rotation autour de (Z)



Mode 1



Mode 2



Mode 3

Figure IV.3 : Vérification de comportement des trois premiers modes.

Le 1er mode donne une translation suivante l'axe Y car le sens de faible rigidité $\sum Kx < \sum Ky$.

Le 2eme mode donne une translation suivante l'axe X car le sens de forte rigidité $\sum Kx < \sum Ky$.

Le 3eme mode donne une rotation autour de l'axe Z, cette torsion due à l'excentricité, cette excentricité est provoquée par la géométrie de la structure, est la position de la cage d'escalier.

IV.6.2 Vérification de participation massique [Art 4.3.4.a RPA99v2003]

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.

- Le minimum de modes à retenir est de trois (03) dans chaque direction considérée.

Tableau IV-10 : vérification de participation massique.

Mode	Période (s)	Cumulée Ux	Cumulée Uy
Mode 1	0.86	1.50	58.39
Mode 2	0.6	52.10	61.66
Mode 3	0.44	61.23	62.95
Mode 4	0.21	61.49	80.87
Mode 5	0.14	77.45	81.56
Mode 6	0.13	77.45	81.57
Mode 7	0.12	77.47	81.57
. . .	. . .	. . .	. . .
Mode 27	0.06	88.04	**90.56**
Mode 30	0.06	**90.24**	91.87
$\sum$ T	**4.38 s**		

La participation massique atteint plus de 90% suivant x dans le 30 éme mode

La participation massique atteint de plus de 90% suivant y au 27 éme mode

Le mode retenu = 30 modes

La période de cette dissipation T=somme de période 1 vers 30 : T=4.36 s

IV.6.3 Vérification de la force sismique V à la base [Art 4.3.6 RPA99v2003]

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

Donc il faut vérifier que : $\frac{E_d}{V} \geq 0.8$

- **Calcul de la force sismique totale [Art 4.2.3 RPA99v2003] :**

La force sismique totale V doit être calculée dans les deux directions X, Y selon la formule :

$$V_x = \frac{A.Dx.Qx}{R}.W \qquad V_x = \frac{A.Dy.Qy}{R}.W$$

Tel que :

A : coefficient d'accélération de zone

A = 0,15 …… [TAB.4.1 RPA99V2003]

D : facteur d'amplification dynamique moyen

$$D = \begin{cases} 2.5\eta \ldots\ldots\ldots 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(\frac{T_2}{T})^{\frac{2}{3}} \ldots\ldots\ldots T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta\left(\frac{T_2}{3}\right)^{\frac{2}{3}}(\frac{3}{T})^{\frac{5}{3}} \ldots\ldots\ldots T \geq 3.0s \end{cases}$$ ……. [Art 4.2.3.(4.2) RPA99v2003]

T2 = 0,4 s, (site S2) ……. [Tab 4.7 RPA99v2003]

η : facteur de correction d'amortissement :

$$\eta = \sqrt{7/(2+\xi)}$$

ξ = 7 % (remplissage dense) → η = 0,882 ……. [TAB.4.2 RPA99V2003].

T : période fondamentale suivant les deux directions on utilise la formule :

$$T = C_T h_n^{\frac{3}{4}} \Longrightarrow \ldots\ldots\ldots \text{[Art 4.2.4(4.6) RPA99v 2003]} \Longrightarrow \begin{cases} C_T = 0.050 \\ h_n = 23.3\ m \end{cases}$$

$$T = \frac{0.09 \times h_n}{\sqrt{D}} \ldots\ldots\ldots\ldots \text{[Art 4.2.4(4.7) RPA99v 2003]} \Longrightarrow \begin{cases} Dx = 31.3m \\ Dy = 14m \\ h_n = 23.3\ m \end{cases}$$

$$T = C_T h_n^{\frac{3}{4}} = 0.67s$$

$$Tx = \frac{0.09 \times h_n}{\sqrt{Dx}} = 0.52s \qquad Ty = \frac{0.09 \times h_n}{\sqrt{Dy}} = 0.78s$$

Dans ce cas de figure il y a lieu de retenir dans chaque direction considérée la plus petite des deux valeurs données respectivement par (4.6) et (4.7)

Donc :

T=0.52 s

$D = 2.5\eta(T2/T)^{2/3} \dots\dots\dots T2 \leq 0.52 \leq 0.30$

$\begin{cases} Dx = 1.851 \\ Dy = 1.56 \end{cases}$

R : coefficient de comportement global de la structure

R = 3.5……. [Tab 4.3 RPA99v2003]

Q : facteur de qualité [Tab.4.4 RPA99V2003] :

Q_x=1.1 ; Q_y=1.1

W : poids total de la structure

$W = \sum_{i=1}^{n} W_i$ avec $W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$ ……. [Art 4.2.3. (4.5) RPA99v2003]

β = 0.2 … … … [Tableau 4.5 RPA99v2003]

Poids de la structure W= 56954.37 KN

$V_x = \frac{A.D.Q}{R}.W = \frac{0.25 \times 1.85 \times 1.1}{3.5} \times 56954.37 = 4967.33$ KN

$V_y = \frac{A.D.Q}{R}.W = \frac{0.25 \times 1.56 \times 1.1}{3.5} \times 56954.37 = 4188.59$ KN

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

	Charge statique (KN)	Charge dynamique (KN)	Ed/V	Vérification
Suivant x	4967.33	2451,48	0.50	**Non Vérifiée**
Suivant y	4188.59	1964,09	0.470	**Non Vérifiée**

Pour les deux direction (x,y) la condition n'est pas vérifiée, donc il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse dans le rapport $\frac{0.8\times v}{Ed}$.

C'est-à-dire on en amplifier la force dynamique par le coefficient

$\frac{V_x}{E_{dx}} \times 0.8 = 1.62$

$\frac{V_y}{E_{dy}} \times 0.8 = 1.71$

Donc : $\begin{cases} E_{dx} = 4182.22KN \\ E_{dy} = 3350.75KN \end{cases}$

- **Vérification :**

Tableau IV-12 : Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul.

	Charge dynamique (KN)	Charge statique (KN)	Ed/V	Vérification
Suivant x	4967.33	4182.22	0.84	**Vérifiée**
Suivant y	4188.59	3358.59	0.801	**Vérifiée**

Alors la condition vérifiée suivant les deux directions

IV.6.4 Vérification au renversement

Cette condition d'équilibre s'intéresse à la stabilité d'ensemble de la structure sous l'effet d'un chargement sismique. Il s'agit de vérifier que le moment stabilisant sur le moment renversant soit supérieur ou égal à 1.5

a) Le moment de renversement

Le moment de renversement qui peut être causé par l'action sismique doit être calculé par rapport au niveau de contact sol fondation.

Le moment de renversement est égal à :

$M_{Rx} = h_i . F_{iy}$

$M_{Ry} = h_i . F_{ix}$

Avec :

- Fix, Fiy : la force distribuée en hauteur suivant X et Y

- hi : la hauteur de l'étage par rapport à la base 0

b) Le moment stabilisant

Le moment stabilisant sera calculé en prenant en compte le poids total équivalent au poids de la construction, au poids des fondations et éventuellement au poids du remblai.

Le moment de stabilité est égal à :

$M_{sx} = W.X_{Gy}$

Et $M_{sy} = W.Y_{Gx}$

Avec :

- XG, YG : les coordonnées du centre de géométrie de la structure
- Wi : la masse de plancher dans chaque niveau

Il faut vérifier que : $\frac{M_S}{M_R} \geq 1.5$

Tableau IV-13 : Valeurs des moments de stabilité et de renversement suivant la direction X.

ETAGE	Vx (KN)	h (m)	Fx (KN)	W(KN)	Mr (KN.m)	Xg(m)	Ms (KN.m)
1	3971,72	3,23	15,58	56954,37	50,3224	15,91	906144,0267
2	3956,14	3,23	86,75		560,405		
3	3869,39	3,23	184,01		1783,057		
4	3685,38	3,23	286,57		3469,924		
5	3416,81	3,23	328,02		5297,525		
6	3088,79	3,23	378,2		7329,516		
7	2710,59	3,23	448,38		10137,87		
8	2262,21	3,23	569,12		14706,06		
9	1693,09	3,23	735,38		21377,5		
10	957,71	3,23	957,71		30934,03		
					∑Mr=95646,211		

Tableau IV-14 : Valeurs des moments de stabilité et de renversement suivant la direction Y.

ETAGE	Vy (KN)	h (m)	FY	W(KN)	Mr (KN.m)	Yg(m)	Ms (KN.m)
1	3363,79	3,23	36,8	56954,37	118,864	7,24	412349,6388
2	3326,99	3,23	147,17		950,7182		
3	3179,82	3,23	223,57		2166,3933		
4	2956,25	3,23	247,22		3194,0824		
5	2709,03	3,23	263,2		4250,68		
6	2445,83	3,23	290,79		5635,5102		
7	2155,04	3,23	320,34		7242,8874		
8	1834,7	3,23	394,99		10206,542		
9	1439,71	3,23	574,19		16691,703		
10	865,52	3,23	865,52		27956,296		
					∑Mr=78413,676		

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

$\frac{\text{Msx}}{\text{Mrx}} = \frac{906144,0267}{95646,211} = 9.4 \geq 1.5$ **CV**

$\frac{\text{Msy}}{\text{Mry}} = \frac{412349,6388}{78413,676} = 5.25 \geq 1.5$ **CV**

- **Commentaire**

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

IV.6.5 Vérification des déplacements inter-étages [Art 4.4.1 RPA99v2003]

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

$\delta_k = \delta_{ek} \times R$ [Art 4.4.3 RPA99V2003]

Avec :

δek: Déplacement du aux forces séismiques Fi.

R : coefficient de comportement.

Le déplacement relatif au niveau K par rapport au niveau K-1 est égal à :

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

Le déplacement horizontal relatif d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doit pas dépasser $0.01h_e$

➢ **Suivant X :**

Tableau IV-15 : Vérification des déplacements inter-étage suivant x.

	DEPLACEMENT						DEFORMATION	
Niveau(m)	δek (cm)	R	δk (cm)	Δδ (cm)	δ adm (cm)	Vérification	ε	[ε]
29.07	2.9	3.5	10,15	1.4	3.23	**Vérifiée**	0.433	3.5
25.84	2.5	3.5	8.75	1.4	3.23	**Vérifiée**	0.433	3.5
22.61	2.1	3.5	7.35	1.4	3.23	**Vérifiée**	0.433	3.5
19.38	1.7	3.5	5.95	1.4	3.23	**Vérifiée**	0.433	3.5
16.15	1.3	3.5	4.55	1.05	3.23	**Vérifiée**	0.32	3.5
12.92	1	3.5	3.5	1.4	3.23	**Vérifiée**	0.43	3.5
9.69	0.6	3.5	2.1	1.07	3.23	**Vérifiée**	0.33	3.5
6.46	0.4	3.5	1.4	1.07	3.23	**Vérifiée**	0.33	3.5
3.23	0.2	3.5	0.7	0.7	3.23	**Vérifiée**	0.21	3.5

➢ **Suivant Y :**

Tableau IV-16 : Vérification des déplacements inter-étage suivant y.

	Déplacement						Déformation	
Niveau(m)	δek (cm)	R	δk (cm)	Δδ (cm)	δ adm (cm)	Vérification	ε	[ε]
29.07	3.6	3.5	12.6	2.1	3.23	**Vérifiée**	0.65	3.5
25.84	3.5	3.5	12.25	2.1	3.23	**Vérifiée**	0.65	3.5
22.61	3.2	3.5	11.2	1.75	3.23	**Vérifiée**	0.54	3.5
19.38	2.7	3.5	9.45	2.1	3.23	**Vérifiée**	0.65	3.5
16.15	2.1	3.5	7.35	1.75	3.23	**Vérifiée**	0.54	3.5
12.92	1.6	3.5	5.6	1.75	3.23	**Vérifiée**	0.54	3.5
9.69	1.1	3.5	3.85	1.75	3.23	**Vérifiée**	0.54	3.5
6.46	0.6	3.5	2.1	1.05	3.23	**Vérifiée**	0.32	3.5
3.23	0.3	3.5	1.05	1.05	3.23	**Vérifiée**	0.32	3.5

➢ **Commentaire :**

Le déplacement inter étage est satisfait à tous les niveaux (y'a pas de changement de masse ni de rigidité)

IV.6.6 Vérification des déplacements en tête [Art 4.4.1 RPA99v2003] :

Pour le calcul des déplacements en tête en suppose notre structure comme une console encastre à la base et soumise à une force verticale (force sismique) et on vérifié le déplacement en tête avec la flèche admissible de cette console.

Avec : $\bar{\delta} = \frac{H}{250}$

$\bar{\delta}$: Déplacement admissible de la structure.

Tableau IV-17 : Vérification des déplacements en tête.

	δek (cm)	R	δk (cm)	δ adm (cm)	Vérification
Δx	2.9	3.5	10.15	12.92	**Vérifiée**
Δy	3.6	3.5	12.6	12.92	**Vérifiée**

- **Commentaire :**

Les déplacements (en tête et inter étage) sont inférieurs aux déformations admissibles

IV.6.7 Vérification de cisaillement des éléments

IV.6.7.1 Les poutres [Art A.5.1 CBA93]

On doit vérifier :

$$\tau = \frac{Tu}{b.d} \leq \bar{\tau}$$

$$\bar{\tau} = \min\left(\frac{0.2xfc28}{\gamma b}; 5MPA\right) \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \text{ fissuration peu nuisible}$$

$$\bar{\tau} = \min\left(\frac{0.15xfc28}{\gamma b}; 4MPA\right) \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \text{fissuration préjudiciable, ou très préjudiciable}$$

Tableau IV-18 : Vérification de cisaillement des poutres.

Elément	b (cm)	d (cm)	T (KN)	Combinaison	τ_{max} (Mpa)	$\bar{\tau}$ (Mpa)	Vérification $\tau_{max} \leq \bar{\tau}$
PP 30x35	30	32.5	156.2	G+Q+EY	1.602	3.33	Vérifiée
PS 30x30	30	32.5	86.32	ELU	1.06	3.33	Vérifiée
Pb 30x35	30	32.5	86.8	G+Q+EY	0.89	3.33	Vérifiée

IV.6.7.2 Les poteaux [Art 4.3.2 RPA99v2003]

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)

IV.6.8 Vérification de l'effort normal réduit à la base : [Art 7.1.3.3 RPA99v2003]

On entend par effort normal réduit, le rapport :

$$\upsilon = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0{,}3$$

Où :

Nd : désigne l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton.

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

fcj : est la résistance caractéristique du béton.

- **Remarque :**

Les résultats obtenus dans le choix de pré dimensionnement des poteaux a la base **ne sont pas satisfaites** d'après faire l'analyse dynamique à la vérification d'effort normale réduit à la base on a décidé **d'augmenter les sections des poteaux** de la structure jusqu'à **60 cm** est faire les vérifications.

Tableau IV-19 : Vérification de l'effort normal réduit à la base.

	N_d (KN)	Bc(cm^2)	Combinaison	υ	$\upsilon \leq 0.3$
Sous-sol Pt 60	2271.12	3364	G+Q-EdY	0.270	**Vérifiée**
RDC Pt 55	2127.01	2809	G+Q+EdX	0.300	**Vérifiée**
1er Pt 55	2001.60	2809	G+Q+EdX	0.280	**Vérifiée**
2ème Pt 50	1682.80	2304	G+Q-EdY	0.292	**Vérifiée**
3ème Pt 45	1302.10	1849	G+Q-EdX	0.281	**Vérifiée**
4ème Pt 45	1237.98	1849	G+Q-EdY	0.267	**Vérifiée**
5ème Pt 40	985.33	1444	G+Q+EdX	0.272	**Vérifiée**
6ème Pt 40	745.53	1444	G+Q-EdX	0.206	**Vérifiée**
7ème Pt 35	494.11	1089	G+Q-EdY	0.181	**Vérifiée**
8ème Pt 35	336.02	1089	G+Q-EdY	0.123	**Vérifiée**

IV.6.9 Vérification vis à vis de l'effet P-Δ [Art 5.9 RPA99v2003]

Les effets du 2° ordre (ou effet P-**Δ**) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{Pk \times \Delta k}{Vk \times hk} \leq 0.10$$

Pk : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau « k ».

Vk: effort tranchant d'étage au niveau "k".

Δk: déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 ».

hk: hauteur de l'étage « k ».

Si 0.10<θ ≤0.20, Les effets P-Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du1° ordre par le facteur :

$$\frac{1}{1-\theta_k}$$

Si θ>0.20, la structure est partiellement instable et doit être redimensionnée.

➢ **Suivant X :**

Tableau IV-20 : Vérification l'effet P-Δ suivant X

Niveau (m)	hk (cm)	W_i (KN)	Δkx (cm)	Vkx (KN)	Θkx	θkx ≤ 0.1
29.07	323	957,71	1.4	1380,29	0.0030	**Vérifiée**
25.84	323	1693,09	1.4	2365,58	0.0029	**Vérifiée**
22.61	323	2262,21	1.4	3109,66	0.0031	**Vérifiée**
19.38	323	2710,59	1.4	3717,90	0.0032	**Vérifiée**
16.15	323	3088,79	1.05	4238,45	0.0023	**Vérifiée**
12.92	323	3416,81	1.4	4682,45	0.0024	**Vérifiée**
9.69	323	3685,38	1.07	5067,61	0.0024	**Vérifiée**
6.46	323	3869,39	1.07	5376,54	0.0023	**Vérifiée**
3.23	323	3956,14	0.7	5547,01	0.0015	**Vérifiée**

➢ **Suivant Y :**

Tableau IV-21 : Vérification l'effet P-Δ suivant y

Niveau (m)	hk (cm)	W_i (KN)	Δky (cm)	Vk (KN)	θky	θky ≤ 0.1
29.07	323	957,71	2.1	278,29	0.022	**Vérifiée**
25.84	323	1693,09	2.1	504,88	0.021	**Vérifiée**
22.61	323	2262,21	1.75	695,69	0.017	**Vérifiée**
19.38	323	2710,59	2.1	847,29	0.020	**Vérifiée**
16.15	323	3088,79	1.75	971,57	0.017	**Vérifiée**
12.92	323	3416,81	1.75	1080,08	0.017	**Vérifiée**
9.69	323	3685,38	1.75	1164,81	0.016	**Vérifiée**
6.46	323	3869,39	1.05	1229,47	0.016	**Vérifiée**
3.23	323	3956,14	1.05	1280,44	0.011	**Vérifiée**

Chapitre 5

Ferraillage des éléments structuraux

Chapitre V.

V.1 Introduction

Une construction en béton armé (BA) demeure résistante avant et après séisme grâce à ses éléments porteurs. Cependant ces derniers doivent être étudiés conformément à la réglementation pour qu'ils puissent reprendre toutes les sollicitations dont l'objectif visé est d'assurer la stabilité de notre structure vis-à-vis l'effet des actions sismiques par une conception et un dimensionnement approprié.

Notre ouvrage possède trois types d'éléments principaux :

- Les poteaux qui sont soumis à la flexion composée dans les deux sens.
- Les voiles qui sont soumis à la flexion composée dans un seul sens.
- Les poutres qui sont soumises à la flexion simple dans un seul sens.

Après avoir calculé au niveau 4ème chapitre les différentes sollicitations par le logiciel d'analyse des structures nommé « ROBOT 2021 », qui nous permet la détermination des efforts internes dans chaque élément structural pour les différentes combinaisons de calcul.

Nous entamons maintenant la détermination des sections d'aciers nécessaires à la résistance et à la stabilité de ces éléments structuraux dans les situations durables et accidentelles sous l'effet des sollicitations les plus défavorables, qui sera mené selon les règles de calcul des structures en béton armé **(CBA93, BAEL91/99, RPA99/2003).**

V.2 Ferraillage des poutres

V.2.1 Introduction

Les poutres sont ferraillées en flexion simple sous l'effet des moments les plus défavorables. En cas des poutres soumises à l'effet thermique, elles sont ferraillées en flexion composée, sous l'effet des moments les plus défavorables. Le calcul des poutres se fera en tenant compte des règlements en vigueur sous deux situations durable et accidentelle.

Combinaisons de calcul :

- Les combinaisons données par les règles du C.B.A 93 :

- 1, 35G + 1,5Q
- G + Q

- Les combinaisons données par les règles du R.P.A99 version 2003 :

- G + Q ± E
- 0,8G ± E

Tableau V-1 : Les données de calcul

Situation durable		Situation accidentelle	
Béton	Acier	Béton	Acier
γb=1.5	γs=1.15	γb=1.15	γs=1.00
fc_{28}=25 MPa	FeE400	fc_{28}= 25 MPa	FeE400
σb=15MPa	σs=348 MPa	σb= 15MPa	σs=400 MPa

V.2.2 Recommandations du RPA99/version 2003 1) :

a) Armatures longitudinales : Art (7.5.2.1)

- Le diamètre minimal est de 12mm.
- La longueur minimale de recouvrement est de 40Ø en zone IIa.
- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieur dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à 90°.
- On doit avoir un espacement maximum de 10 cm entre deux cadres et un minimum de trois cadres par nœud.

➢ **Pourcentage total maximum :**

Le pourcentage maximum des aciers longitudinaux est de :

Amax = 4%b. h en zone courante.

Amax = 6% b .h en zone de recouvrement

➢ **Pourcentage total minimum :**

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur des poutres est de 0.5% en toute section.

Amin = 0,5% b h 2

b) Armatures transversales : Art (7.5.2.2) :

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

At = 0,003 × St × b

L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :

s_t=min ($\frac{h}{4}$,12φ_t) ..... En zone nodale

s_t=$\frac{h}{2}$..... En dehors de la zone nodale.

Avec :

Le plus petit diamètre utilisé pour les armatures longitudinales, et dans le cas d'une section en travée avec des armatures comprimées.

C'est le plus petit diamètre des aciers comprimés. Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

Disposition constructive :

Conformément au CBA 93 annexe E3, concernant la détermination de la longueur des chapeaux et barres inferieures du second lit, il y'a lieu d'observer les recommandations suivantes qui stipulent que :

$\frac{1}{5}$ De la plus grande portée des deux travées encadrant l'appui considéré s'il s'agit d'un appui n'appartenant pas à une travée de rive.

$\frac{1}{4}$ De la plus grande portée des deux travées encadrant l'appui considéré s'il s'agit d'un appui intermédiaire voisin d'un appui de rive.

V.2.3 Ferraillage longitudinal des poutres

L'acier choisi pour le ferraillage longitudinal est de type barres à haut adhérence FeE400. Dans notre projet on a les cas de poutres :

- (b x h) = (**30 x 35**) cm² : poutre principale (porteuse)
- (b x h) = (**30x 30**) cm² : poutre secondaire (non porteuse)

Tableau V-2 : La section calculée et choisie d'armatures des poutres.

Elément	b×h (cm²)	Mt (kN.m)	Combinaison	At (cm²)	Ma (kN.m)	Combinaison	Aa (cm²)
PP	30 x 35	60.29	ELU	5.7	-76.14	ELU	7.3
PP spéciale	30 x 35	81.47	G+Q+EY	7.6	-127,87	ELU	12.1
PS	30 x 30	40.6	G+Q-Ex	4.5	-58.89	G+Q-Ex	6.8

Tableau V-3 : La section choisie d'armatures des poutres.

Elements	Section calculée		Section chosier	
PP	$A_t(cm^2)$	$A_a(cm^2)$	$A_t(cm^2)$	$A_a(cm^2)$
	5.7	7.3	4HA14 = 6.15	2* (3HA14)= 9.24
PP spéciale	$A_t(cm^2)$	$A_a(cm^2)$	$A_t(cm^2)$	$A_a(cm^2)$
	7.6	12.1	5HA14=7.69	4HA14+5HA14=12.31
PS	$A_t(cm^2)$	$A_a(cm^2)$	$A_t(cm^2)$	$A_a(cm^2)$
	4.5	6.8	3HA14 = 4.62	3HA14+3HA12=6.88

V.2.4 Vérification des contraintes à l'ELS

Après le choix des armatures longitudinales, une vérification à L'E.L.S. est nécessaire.

Les contraintes sont calculées à L'E.L.S. sous Mser :

- Béton : La contrainte admissible du béton est donnée par la formule :

$\overline{\sigma_b}$=0,6 fc28=15 Mpa, et on doit vérifier que : $\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$

- Acier : on considère que la fissuration est préjudiciable, donc :

$\overline{\sigma_S}$ = Min [$\frac{2}{3}$ Fe, 110$\sqrt{\eta \times F_{tj}}$]

Avec

F_{c28} = 25 et Fe = 400

Donc $\overline{\sigma_S}$ **= 201,63 MPa**

On doit vérifier que : $\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$

V.2.4.1 Les Poutres

Tableau V-4 : Vérification des contraintes des poutres à l'ELS.

Section (cm²)	Position	Mser (kN.m)	A (cm²)	σ_b(Mpa)	$\overline{\sigma_b}$ (Mpa)	σ_s(MPa)	$\overline{\sigma_s}$(MPa)	Vérification
PP30x35	Travée	43.84	6.15	7.15	15	195.1	201,63	CV
	Appui	-52,23	9.24	14.47	15	120.18	201,63	CV
PP30×35 spéciale	Travée	40.66	7.69	5.4	15	118.3	201,63	CV
	Appui	-45.18	12.31	14.9	15	182.1	201,63	CV
PS30x30	Travée	32.62	4.62	6.6	15	73.2	201,63	CV
	Appui	-31.44	6.88	10.88	15	186.0	201,63	CV

V.2.5 Vérification des poutres selon les conditions RPA et CBA

Il faut vérifie que :

A tendue ≥ Amin CBA

A Travée ≥ Amin RPA et A Travée ≤ Amax RPA

A appui ≥ Amin RPA et A appui ≤ Amax RPA

Tableau V-5 : vérification de ferraillage des poutres avec les règlements.

Section	Position	$A_{adoptée}$ (cm^2)	A_{min} RPA99	A_{min} CBA93	Vérification
pp30x35	Travée	4HA14 = 6.15	6	1.2	Vérifiée
	Appui	2* (3HA14) = 9.24			
PP30×35 spéciale	Travée	5HA14=7.69	6	1.2	Vérifiée
	Appui	4HA14+5HA14=12.31			
PS30x30	Travée	3HA14 = 4.62	6	1.2	Vérifiée
	Appui	3HA14+3HA12=6.88			

V.2.6 Calcul des armatures transversales :

Les armatures transversales ainsi que leur espacement sont calcul à partir des formules suivantes :

$At_{min} \geq 0.003 \times b \times st$

Tableau V-6 : Calcul des armatures transversales des poutres principales et secondaires.

Elément	Vmax	τ_{max} (Mpa)	St adopté		At (cm²) choisie
			Szn (cm)	Szc (cm)	
PP 30x 35	73.17	0.85	10	15	4Ø8=2,01
PP 30×35 spéciale	89.71	1.01	10	15	4Ø8=2,01
PS 30x30	53.35	0,67	8	15	4Ø8=2,01

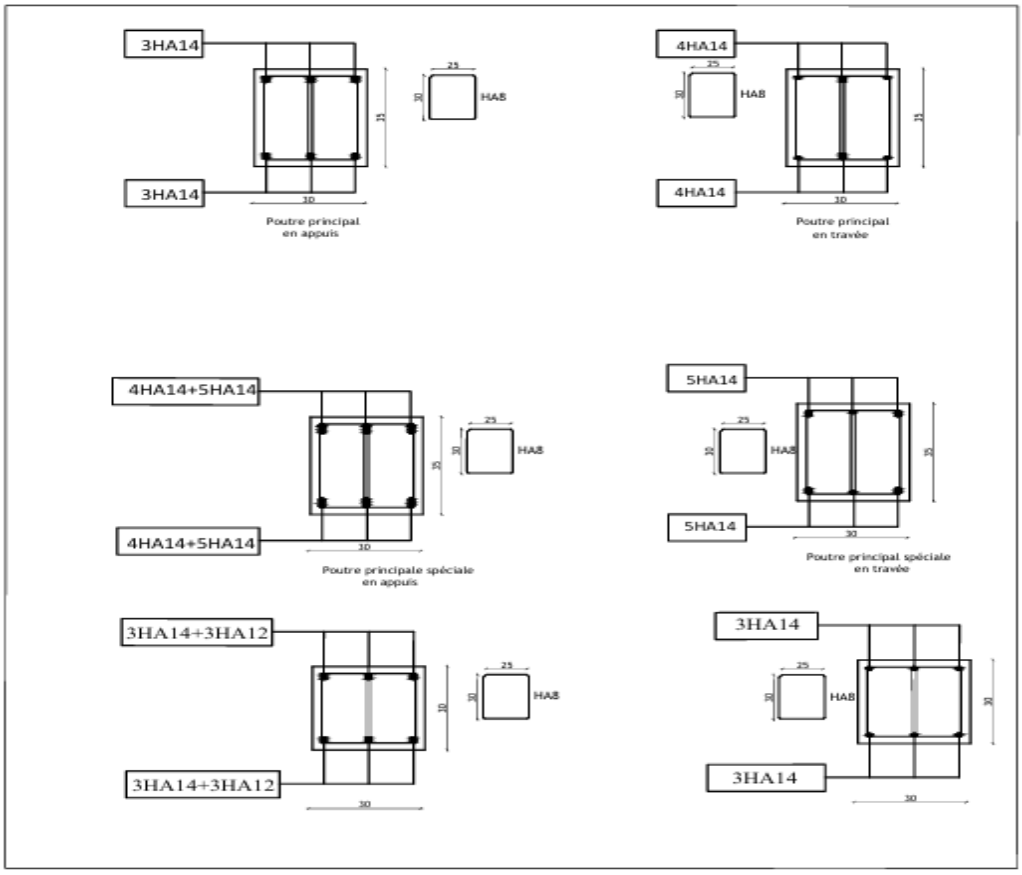


Figure V.1 : Ferraillage des Poutres.

V.3 Ferraillage des poteaux

Les poteaux sont des éléments verticaux dans le bâtiment et sont supposés reprendre les charges verticales et la totalité des les charges horizontales pour les structures auto stables ou bien une charge horizontale restreinte supérieure à 25% pour les structures contreventées. Leur inertie joue un rôle prépondérant dans la résistance des charges horizontales. Les poteaux sont généralement soumis à la flexion composée déviée (N, Mx, My)**.**

V.3.1 Combinaison des charges

En fonction du type de sollicitation, on distingue les différentes combinaisons suivantes :

➢ Combinaisons fondamentales : « 1er genre » BAEL 91 révisée 99 :

1,35G + 1,5Q ..... (ELU)

G + Q ..... (ELS)

➢ Combinaisons accidentelles : « 2ème genre » RPA 99 / version 2003 :

G + Q ± 1,2E ..... (ACC)

Les calculs se font en tenant compte de trois sollicitations :

- Effort normal maximal et le moment correspondant.
- Effort normal minimal et le moment correspondant.
- Moment fléchissant maximal et l'effort normal correspondant.

V.3.2 Armatures longitudinales

a) Recommandations selon les règlements Selon le CBA93 :

$$Al = \text{Min}\begin{cases} 4cm^2 par\ metre\ de\ longeure\ de\ perment \\ 0.1\% \leq \frac{Al}{B} \leq 5\% section\ de\ beton\ comprimee \end{cases}$$

b) Recommandation du RPA 99version 2003

Armatures longitudinales D'après le RPA99/version 2003 (Art 7.4.2.1) :

les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets. Leur pourcentage en zone sismique IIa est limité à:

- Le pourcentage minimal est de 0.8% de la section du poteau.
- Le pourcentage maximal est de 4% en zone courante et 6% en zone de recouvrement.

V.3.3 Armatures transversales [Art 7.4.2.2 RPA99v2003]

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$A_t = \frac{\rho_a . S_t . T_u}{f_e . h_I}$$

Tu : l'effort tranchant de calcul.

hI: hauteur totale de la section brute.

St : espacement des armatures transversales

$$S_t \leq \begin{cases} \text{Min}(10\Phi_l, 15\text{cm}) \dots\dots\dots \text{Zone I et IIa} \\ 10\text{ cm} \dots\dots\dots \text{Zone IIb et III} \end{cases} \dots\dots\dots\dots\dots \text{Zone nodal}$$

$$S_t \leq \begin{cases} 15\Phi_l \dots\dots\dots \text{Zone I et IIa} \\ \text{Min}\left(\frac{b}{2}, \frac{h}{2}, 10\Phi_l\right) \dots\dots\dots \text{Zone IIb et III} \end{cases} \dots\dots\dots\dots\dots \text{Zone courante}$$

$\emptyset l$: Diamètre minimale des armatures longitudinales du poteau.

ρ_a: Coefficient correcteur en fonction de l'élément, il est donné comme suit :

$$\begin{cases} \rho_a = 2.5 & \text{si} \quad \lambda \geq 5 \\ \rho_a = 3.75 & \text{si} \quad \lambda < 5 \end{cases}$$

- **Récapitulatif des sections d'acier recommandées par le RPA**

- Le diamètre minimal est de 12mm.
- La longueur de recouvrement est Lr = 40 ØL en zone Iia
- La distance entre les barres verticales ne doit pas dépasser 25cm en zone IIa.

V.3.4 Calcul des armatures longitudinales à l'ELU

On dit qu'une section est soumise à une flexion composée lorsque cette section subit simultanément l'action d'un moment de flexion et un effort de compression ou de traction. Le système constitué d'un moment et d'un effort normal peut être remplacé par un

Tableau V-7 : résume les résultats des pourcentages minimaux et maximaux des sections d'armatures longitudinaux.

Section des poteaux	Pourcentage minimal Amin=0.008×b×h (cm^2)	Pourcentage maximal	
		Zone de recouvrement Amax=0,06×b×h (cm^2)	Zone courante Amax=0,04×b×h (cm2)
Poteau (60x60)	28.8	216	144
Poteau (55x55)	24.2	181.5	121
Poteau (50x50)	20	150	100
Poteau (45x45)	16.2	121.5	81
Poteau (40x40)	12.8	96	64
Poteau (35x35)	9.8	73.5	49

Tableau V-8 : La section d'armatures des poteaux à l'ELU et l'ELA.

Section de poteau	**Cas**	**Combinaison**	**N (kN)**	**M (kN.m)**	**Mz (kN.m)**	**$A_{calculée}$ (cm^2)**	**$A_{Min\ RPA}$ (cm^2)**	**$A_{choisie}$ (cm^2)**
60×60	Nmax	1.35G+1.5Q	3528.4	1.31	0.74	9.6	28.8	16HA16 =32.16
	Nmin	G+Q+Edx	-286.15	4.47	-4.88	9.6		
	Mmax	G+Q+Edx	2122.62	36.47	2.43	9.6		
55×55	Nmax	1.35G+1.5Q	3152.39	-1.65	-6.23	8.8	24.2	4HA16+ 12HA14 =26.5
	Nmin	0.8G-Edy	179.29	14.35	32.11	8.8		
	Mmax	G+Q+Edx	1056.89	79.11	-15.19	8.8		
50×50	Nmax	1.35G+1.5Q	2406.76	0.43	6.06	8	20	4HA16+ 8HA14= 20.35
	Nmin	G+Q+EdY	-377.09	13.04	23.03	12		
	Mmax	G+Q+Edx	832.14	98.25	8.94	8		
45×45	Nmax	1.35G+1.5Q	1701.70	-2.18	5.73	7.2	16.2	12HA14 =18.46
	Nmin	G+Q+EdY	-227.06	-15.28	-33.14	9.6		
	Mmax	G+Q+Edx	610.37	101.98	10.27	7.2		
40×40	Nmax	1.35G+1.5Q	1013.77	-2.09	8.75	6.4	12.8	4HA14+ 8HA12= 15.2
	Nmin	G+Q+EdY	-86.42	13.96	31.13	6.6		
	Mmax	G+Q+Edx	383.96	95.63	12.17	6.4		
35×35	Nmax	1.35G+1.5Q	336.00	-1.28	11.23	5.8	9.8	4HA14+ 4HA12= 10.67
	Nmin	G+Q+EdY	-10.96	8.87	36.84	14		
	Mmax	G+Q-Edx	156.25	69.8	39.01	9.4		

V.3.5 Vérification des contraintes à l'ELS

Tableau V-9 : Vérification des contraintes à l'ELS.

Section	Cas	N(KN)	M (KN m)	σb	σ_s	$\overline{\sigma_b}$	$\overline{\sigma_s}$	Vérification
60×60	**Nmax---Mcors**	2576.87	-0.95	6.9	103.4	15	400	Cv
	Nmin---Ncors	1819.06	-1.74	4.9	73.5			Cv
	Mmax—Mcors	1960.48	21.53	6	88.5			Cv
55×55	**Nmax---Mcors**	2302.238	-1.19	7.4	111.3	15	400	Cv
	Nmin—Ncors	894.64	32.05	4.3	59.9			Cv
	Mmax—Mcors	894.64	32.05	4.3	59.9			Cv
50×50	**Nmax---Mcors**	1767.11	-15.84	7.9	115.7	15	400	Cv
	Nmin---Ncors	362.76	34.93	6.5	87.7			Cv
	Mmax—Mcors	989.15	37.62	5.9	81.8			Cv
45×45	**Nmax---Mcors**	716.141	11.34	6.3	84.4	15	400	Cv
	Nmin---Ncors	1021.81	15.29	6.4	90.6			Cv
	Mmax---Mcors	716.14	38.11	6.5	92.2			Cv
40×40	**Nmax---Mcors**	740.97	-1.52	5	72.9	15	400	Cv
	Nmin---Ncors	231.64	10.83	3	39.3			Cv
	Mmax---Mcors	598.02	35.85	8.5	108.8			Cv
35×35	**Nmax---Mcors**	246.41	-0.93	3	40.8	15	400	Cv
	Nmin---Ncors	83.33	-33.10	14.9	159.6			Cv
	Mmax---Mcors	173.96	39.28	8.3	61.9			Cv

V.3.6 Détermination des armatures transversales

V.3.6.1 Calcul de la contrainte de cisaillement τu par CBA93

La contrainte tangentielle τu dans les poteaux est conventionnellement prise égale à :

$$\tau_u = \frac{v_u}{b_0 . d}$$

V.3.6.2 Contrainte tangente admissible $\overline{\tau_u}$:

La contrainte tangente limite $\overline{\tau_u}$ a pour valeur :

Selon le CBA93 :

Armatures droites (α = 90°) Fissuration peu nuisible :

$$\overline{\tau_u} = MIN\left[0.2\frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5MPa\right] = \begin{cases} \overline{\tau_u} = 3,34MPa \text{ situation durable} \\ \overline{\tau_u} = 4,34MPa \text{ situation accidentelle} \end{cases}$$

Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable :

$$\overline{\tau_u} = MIN\left[0.15\frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4MPa\right] = \begin{cases} \overline{\tau_u} = 2.5MPa \text{ situation durable} \\ \overline{\tau_u} = 3.26MPa \text{ situation accidentelle} \end{cases}$$

Selon le RPA99 version 2003 : ►► [Art 7.4.3.2] ◄◄

Le RPA fixe la contrainte admissible par :

$$\tau_{bu} = \rho_d . f_{c28}$$

$$\rho_d = \begin{cases} 0.075 \text{ si } \lambda \geq 5 \\ 0.04 \text{ si } \lambda \leq 5 \end{cases}$$

Avec : λ: c'est l'élancement d'un poteau égal :

$\lambda = \frac{l_f}{i}$ Pour une section carrée de côté ''a'' l'élancement a pour valeur :

V.3.6.3 Vérification des contraintes tangentielles :

Tableau V-10 : Vérifications des contraintes de cisaillement dans les poteaux.

Section	Comb	Vu (kN)	τu (MPa)	λ	ρ_d	[τu] CBA (MPa)	[τu] RPA (MPa)	τu ≤ [τu]
60×60	70.43	0.19	13.05	0.075	1.875	4.34	0.14	Cv
55×55	49.65	0.16	14.24	0.075	1.875	4.34	0.14	Cv
50×50	55.28	0.22	15.66	0.075	1.875	4.34	0.14	Cv
45×45	68.91	0.34	17.40	0.075	1.875	2.50	0.14	Cv
40×40	73.17	0.45	22.37	0.075	1.875	2.50	0.14	Cv
35×35	63.66	0.51	9.22	0.075	1.875	3.26	0.14	Cv

V.3.6.4 Calcul des armatures transversales :

Selon le CBA93 ►► [Art A.5.1.2.3]

$\varphi_t \leq MIN\left[\frac{h}{35}, \frac{b}{10}, \varphi_l\right]$.

At=nt.at : avec nt est le nombre des barres transversales.

$s_t \leq \frac{0.9.A_t.\frac{f_{et}}{\gamma_s}}{b_0(\tau_u - 0.3ft_{28}.K)}$ Dans le cas de la flexion composée =1+3.$\frac{N_u}{B.f_{c28}}$

St ≤ Min [0.9d, 40cm]

$\frac{A_t f_{et}}{b_0.\mathrm{St}} \geq 0.4MPa$

Selon le RPA99 version 2003 : ►► [Art 7.4.2.2] ◄◄ :

St =$\frac{\mathrm{h}\ .\mathrm{fe}\ \mathrm{At}}{.\rho.\mathrm{Vu}}$.

Avec :

At= nt.at

ρ: est un coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant en prenant λg l'élancement géométrique du poteau

λg=$\frac{lf}{a}$

ρ= 2.5 si λg ≥ 5ρ

ρ =3.75 dans les cas contraires

Le RPA99 version 2003 fixe les espacements maximaux comme suit :

•Dans la zone nodale : St ≤ Min (10ϕl, 15 cm) en zone Iia

- Dans la zone courante : St ≤ 15 ϕl en zone Iia

- La quantité d'armatures transversales minimale At/ (St*b) en % est donnée comme suit :

0.3%si λg ≥ 5.

0.8% si $\lambda g \leq 3$.

Tableau V-11 : Les armatures transversales et leurs espacements.

Section	Vu (KN)	τ(MPa)	λ_g	ρ	$S_{t\ cal}$ CBA	Zone	S_t RPA	A_t Chois (cm^2)
60×60	70.43	0.16	13.05	0.075	13.54	Courante	15	**4HA8=2,01**
						Nodale	10	**4HA8=2,01**
55×55	49.65	0.19	14.24	0.075	15.78	Courante	15	**4HA8=2,01**
						Nodale	10	**4HA8=2,01**
50×50	55.28	0.22	15.66	0.075	18.13	Courante	15	**4HA8=2,01**
						Nodale	10	**4HA8=2,01**
45×45	68.91	0.34	17.40	0.075	19,72	Courante	15	**4HA8=2,01**
						Nodale	10	**4HA8=2,01**
40×40	73.17	0.45	22.37	0.075	22,46	Courante	15	**4HA8=2,01**
						Nodale	10	**4HA8=2,01**
35×35	63.66	0.51	9.22	0.075	23,10	Courante	15	**4HA8=2,01**
						Nodale	10	**4HA8=2,01**

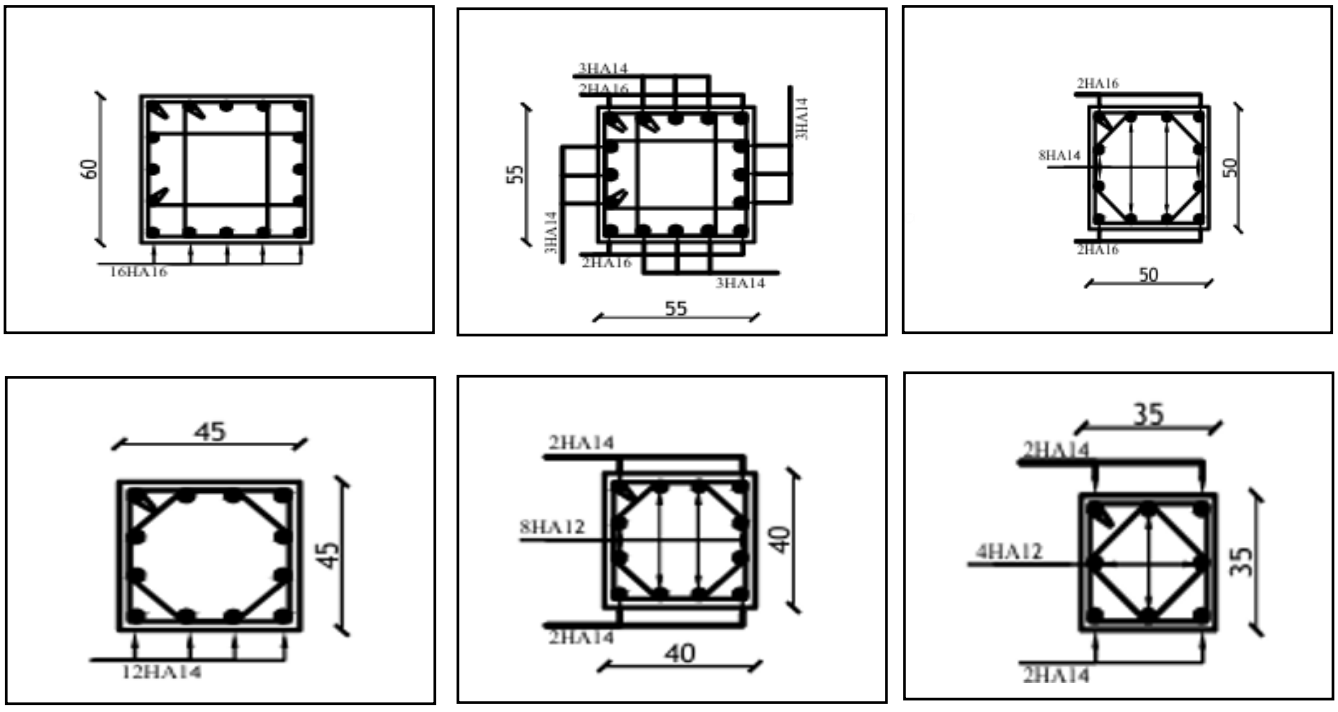


Figure V.2 : Ferraillage les poteaux.

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 pleines et des voiles avec ouvertures.

Le ferraillage des voiles pleines sera calculé en flexion composée en suivant la méthode des forces.

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

- **Combinaison :**

Selon le règlement parasismique Algérienne (RPA 99 Version 2003) les combinaisons à considérer dans notre cas (voiles) sont les suivants :

$G + Q \pm E$

$0.8G \pm E$

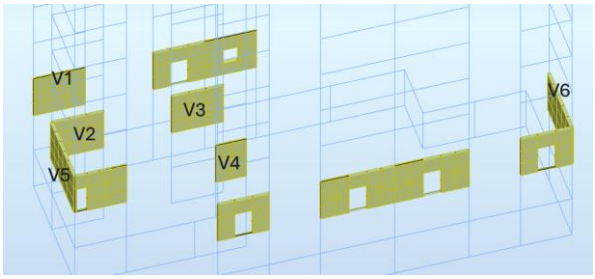


Figure V.3 : les voiles pleins

V.4.1 Ferraillage des trumeaux

- **Calcul d'armatures verticales**

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

Section minimale et maximales Selon le RPA2003 Article 7.7.4.1

Av = 0,2%Bt	Bt : La section horizontale tendue de voile.
Av = 0,15%B	B : La section globale de voile.
Av = 0,1%Bc	Bc : La section horizontale courante

– **Selon le CBA93 Art B.6.4 :**

$0{,}1\% \leq \frac{2.A_v}{a.B_t} \leq 0{,}5\% \rightarrow Av \geq 0{,}1\%Bt$

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

NB : Sens longitudinale X et Y cas le plus défavorable : Voile (L=m ; a= 20cm)

Tableau V-12: La section calculée d'armatures verticales des voiles.

Niveau	Voile	S (cm^2)	N (KN)	M (KN.m)	Situation	A_{s1} (cm^2)	A_{s2} (cm^2)	S_t (cm)	$A_{choisie}$ (cm^2)
Sous-sol	V_1	300x20	1019,78	1074,39	ACC	12.8	12.8	15	18HA10=14.2
	V_2	300x20	649,25	897,92	ACC	12.8	12.8	15	18HA10=14.2
	V_3	300x20	2281,20	988,90	ACC	12.8	12.8	15	18HA10=14.2
	V_4	300X20	1826,50	-21,04	ACC	12.8	12.8	15	18HA10=14.2
	V_5	460x120	4072,97	2303,61	ACC	19.2	19.2	15	18HA12=20.36
	V_6	460x20	761,19	-1109,48	ACC	19.2	19.2	15	18HA12=20.36
RDC+1 er étage	V_1	300x20	1193,06	1431,19	ACC	12.8	12.8	15	18HA10=14.2
	V_2	300x20	739,41	1046,04	ACC	12.8	12.8	15	18HA10=14.2
	V_3	300x20	2209,70	1156,38	ACC	12.8	12.8	15	18HA10=14.2
	V_4	200 x20	1512,77	414,37	ACC	8.8	8.8	15	16HA10=12.56
	V_5	460x120	2369,79	830,96	ACC	19.2	19.2	15	18HA12=20.36
	V_6	460x20	-744,33	-1795,39	ACC	19.2	19.2	15	18HA12=20.36
$2^{ème}$ étage	V_1	300x2 0	1032,92	939,05	ACC	12.8	12.8	15	18HA10=14.2
	V_2	300x20	482,68	798,25	ACC	12.8	12.8	15	18HA10=14.2
	V_3	300x20	1874,95	811,38	ACC	12.8	12.8	15	18HA10=14.2
	V_4	200 x20	1066,46	176,72	ACC	8.8	8.8	15	16HA10=12.56
	V_5	460x120	3500,48	1955,47	ACC	19.2	19.2	15	18HA12=20.36
	V_6	460x20	-777,94	-1237,86	ACC	19.2	19.2	15	18HA12=20.36
$3^{ème}$ - $4^{ème}$ étage	V_1	300x2 0	-958,02	763,15	ACC	12.8	12.8	15	18HA10=14.2
	V_2	300x20	318,78	664,82	ACC	12.8	12.8	15	18HA10=14.2
	V_3	300x20	1745,94	666,40	ACC	12.8	12.8	15	18HA10=14.2
	V_4	200 x20	-964,15	154,99	ACC	8.8	8.8	15	16HA10=12.56
	V_5	460x120	3025,04	1620,76	ACC	19.2	19.2	15	18HA12=20.36
	V_6	460x20	-775,01	-1124,77	ACC	19.2	19.2	15	18HA12=20.36
	V_1	300x2 0	-696,25	385,70	ACC	12.8	12.8	15	18HA10=14.2
	V_2	300x20	-146,52	349,62	ACC	12.8	12.8	15	18HA10=14.2

5ème - 6ème étage	V_3	300x20	1269,56	334,93	ACC	12.8	12.8	15	18HA10=14.2
	V_4	200 x20	-681,29	261,56	ACC	8.8	8.8	15	16HA10=12.56
	V_5	460x20	1852,44	753,71	ACC	19.2	19.2	15	18HA12=20.36
	V_6	460x20	-672,75	-689,10	ACC	19.2	19.2	15	18HA12=20.36
7ème _ 8ème étage	V_1	300x2 0	-453,65	-159,30	ACC	12.8	12.8	15	18HA10=14.2
	V_2	300x20	-243,35	119,66	ACC	12.8	12.8	15	18HA10=14.2
	V_3	300x20	-700,11	-145,05	ACC	12.8	12.8	15	18HA10=14.2
	V_4	200 x20	-374,29	223,81	ACC	8.8	8.8	15	16HA10=12.56
	V_5	460x20	-835,65	172,28	ACC	19.2	19.2	15	18HA12=20.36
	V_6	460x20	-464,12	-319,70	ACC	19.2	19.2	15	18HA12=20.36

V.4.2 Vérification des contraintes à l'ELS

Tableau V-13 : Vérification des contraintes normales des voiles

Voile	Voile	S (cm^2)	N (KN)	M (KN.m)	A_{s1} (cm^2)	A_{s2} (cm^2)	σ_b Mpa	σ_s Mpa	$\overline{\sigma_b}$ Mpa	$\overline{\sigma_s}$ Mpa
S.SOL	V_1	300x20	1133,60	-30,91	14.1	14.1	1.9	27.7	15	201.63
	V_2	300x20	1481.21	-98.11	14.1	14.1	2.6	38.6	15	201.63
	V_3	300x20	2215.52	-16.51	14.1	14.1	3.5	52.4	15	201.63
	V_4	300X20	1717.26	-355.33	12.56	12.56	3.7	55.2	15	201.63
	V_5	460x20	2040.67	-150.10	20.4	20.4	2.3	33.8	15	201.63
	V_6	460x20	1762.18	52.91	20.4	20.4	1.9	27.9	15	201.63
RDC+ 1er étage	V_1	300x20	1287.57	-27.87	14.2	14.1	2.1	31.2	15	201.63
	V_2	300x20	1510.28	20.74	14.2	14.2	2.4	36.1	15	201.63
	V_3	300x20	2142.97	-46.08	14.2	14.2	3.5	51.9	15	201.63
	V_4	200x20	1386.3	86.47	12.56	12.56	3.7	55.0	15	201.63
	V_5	460x20	1961.47	46.07	20.4	20.4	2.1	30.8	15	201.63
	V_6	460x20	1803.94	-47.83	20.4	20.4	2.1	30.8	15	201.63
2éme étage	V_1	300x20	1203.47	-15.92	14.2	14.2	1.9	28.7	15	201.63
	V_2	300x20	1368.50	-53.62	14.2	14.2	2.3	34.1	15	201.63
	V_3	300x20	1814.65	-9.48	14.2	14.2	2.9	42.7	15	201.63

	V_4	200X20	1172.13	-23.0	12.56	12.56	2.8	42.1	15	201.63
	V_5	460x20	1775.03	-30.44	20.4	20.4	1.8	27.7	15	201.63
	V_6	460x20	1688.843	57.07	20.4	20.4	1.8	26.8	15	201.63
3+4éme étage	V_1	300x20	1116.48	-13.05	14.2	14.2	1.8	26.6	15	201.63
	V_2	300x20	1247.37	-16.37	14.2	14.2	2	29.8	15	201.63
	V_3	200x20	1690.25	-57.89	14.2	14.2	2.8	20.1	15	201.63
	V_4	300x20	1124.05	-11.78	12.56	12.56	39.5	2.5	15	201.63
	V_5	460x20	1590.11	-33.71	20.4	20.4	24.9	1.7	15	201.63
	V_6	460x20	1522.69	67.64	20.4	20.4	24.5	1.6	15	201.63
5+6éme étage	V_1	300x20	1036.67	-14.86	14.2	14.2	24.8	1.7	15	201.63
	V_2	300x20	1136.34	-23.36	14.2	14.2	27.5	1.8	15	201.63
	V_3	300x20	1232.76	-69.79	14.2	14.2	31.6	2.1	15	201.63
	V_4	200x20	1041.15	-35.52	12.56	12.56	38.8	2.6	15	201.63
	V_5	460x20	1060.47	-39.92	20.4	20.4	16.9	1.1	15	201.63
	V_6	460x20	1416.43	65.14	20.4	20.4	22.8	1.5	15	201.63
7+8éme étage	V_1	300x20	753.08	-15.63	14.2	14.2	18.2	1.2	15	201.63
	V_2	300x20	484.95	-24.77	14.2	14.2	12.3	0.8	15	201.63
	V_3	300x20	684.88	-86.87	14.2	14.2	19.5	1.3	15	201.63
	V_4	200x20	415.27	-13.74	12.56	12.56	15.4	1	15	201.63
	V_5	460x20	601.93	-51.26	20.4	20.4	10.1	0.7	15	201.63
	V_6	460x20	448.20	-36.52	20.4	20.4	7.5	0.5	15	201.63

V.4.3 Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU ou L'ACC

$$\tau_u = \frac{v_u}{b_0 . d}$$

Tableau V-14 : Vérification des contraintes de cisaillement.

Voile	L	a	T	τ	$\bar{\tau}$	Condition
V_1	300	20	238.95	4.42	5	**Condition vérifiée**
V_2	300	20	254.03	4.23	5	**Condition vérifiée**
V_3	300	20	258.96	4.31	5	**Condition vérifiée**
V_4	300	20	123.68	2.06	5	**Condition vérifiée**
V_5	460	20	173.22	2.87	5	**Condition vérifiée**
V_6	460	20	162.95	1.8	5	**Condition vérifiée**
$V_{4\ rdc}$	200	20	145.09	3.62	5	**Condition vérifiée**

V.4.4 Calcul des armatures horizontales

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

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

$$Ah = Max\left[\frac{2}{3} \times \text{AVCh};\ 0{,}15\% \times \text{a} \times \text{he}\right]$$

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

Tableau V-15 : La section calculée et choisie d'armatures horizontales des voiles.

Voile	Ah cal (Cm2)	St choisie (Cm)	Ah choisie (cm2)
V_1	9.47	15	14HA10=10.98
V_2	9.47	15	14HA10=10.98
V_3	9.47	15	14HA10=10.98
V_4	9.47	15	14HA10=10.98
V_5	13.57	15	18HA10=14.12
V_6	8.37	15	12HA10=9.42
$V_{4\ rdc}$	8.37	15	12HA10=9.42

V.4.5 Armatures transversales

Les deux nappes d'armatures des voiles seront reliées par des aciers de coutures (épingles) dont le diamètre des armatures Φ_t est tel que $\Phi_t \geq \frac{\emptyset_v}{3}$, $\emptyset_v$ étant le diamètre des armatures verticales maintenues par les épingles, voir le tableau suivant :

Tableau V-16 : diamètre des armatures transversales.

Armatures longitudinales $\emptyset_v$	Epingles Φt
HA 8 à HA 16	HA 6

Les épingles sont destinées à empêcher le flambement des armatures verticales ou encore à assurer la transmission des efforts au droit des recouvrements, leur disposition est représentée dans la figure suivante :

En zone courante, les quadrillages d'armatures disposés sur chaque face doivent être maintenus par des armatures transversales, disposées en quinconce, composées d'épingles au nombre 4 par m^2 au moins.

Toutes les longueurs de recouvrement sont : Lr=40ϕ=40 cm

V.4.6 Ferraillage des voiles avec ouverture :

V.4.6.1 Les trumeaux

V.4.6.1.1 Armatures verticales

Tableau V-17 : calcul des armatures verticales des voiles.

Voile	S (cm^2)	L/10 (cm)	N (KN)	M (KN.m)	Situation	A_{s1} (cm^2)	A_{s2} (cm^2)	S_t (cm)	$A_{choisie}$ (cm^2)
V_{T1}	110×20	11	2206.71	1120.38	ACC	24.3	24.3	10	2x (11HA12) =24.86
	110×20	11	1968.08	-1154.79	ACC	24.3	24.3	10	2x (11HA12) =24.86
V_{T2}	185×20	18.5	2268.89	-1318.21	ACC	30.7	30.7	12	2x (15HA12) =33,93
	185×20	18.5	1531.01	1341.06	ACC	30.7	30.7	12	2x (15HA12) =33,93

V_{T3}	185× 20	18.5	1533.35	1343.22	ACC	25.0	25.0	15	2x (13HA12) =29,41
	185× 20	18.5	2625.12	1317.13	ACC	25.0	25.0	15	2x (13HA12) =29,41
V_{T4}	110× 20	11	1766.39	1152.97	ACC	21.10	21.10	12	2x (10HA12) =22.62
	110× 20	11	1846.04	188.78	ACC	21.10	21.10	12	2x (10HA12) =22.62
V_{T5}	120× 20	12	2183.86	1125.76	ACC	18.6	18.6	15	2x (9HA12) =20.36
	120× 20	12	1982.25	139.06	ACC	18.6	18.6	15	2x (9HA12) =20.36
	260× 20	26	3138.38	218.83	ACC	18.6	18.6	15	2x (9HA12) =20.36
V_{T6}	110× 20	11	1622.66	1170.96	ACC	20.4	20.4	12	2x (10HA12) =22.62
	110× 20	11	1127.26	1416.14	ACC	20.4	20.4	12	2x (10HA12) =22.62
V_{T7}	110× 20	11	1967.37	1245.67	ACC	25.5	25.5	10	2x (13HA12) =29,41
	110× 20	11	1996.25	1145.47	ACC	25.5	25.5	10	2x (13HA12) =29,41

V.4.6.1.2 Vérification des armatures à ELS :

Après le choix des armatures longitudinales, une vérification à L'E.L.S. est nécessaire.

Les contraintes sont calculées à L'E.L.S. sous Mser :

Béton : La contrainte admissible du béton est donnée par la formule :

$\overline{\sigma_b}$ =0,6 fc28=15 Mpa, et on doit vérifier que : $\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$

Acier : on considère que la fissuration est préjudiciable, donc :

$\overline{\sigma_s}$ = min $[\frac{2}{3} \times f_e$; $110\sqrt{\eta \times f_{tj}}$] = 201.63Mpa.

On doit vérifier que : $\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$

Tableau V-18 : Vérification des armatures à ELS des trumeaux.

Voile	S (cm^2)	N (KN)	M (KN.m)	A_{s1} (cm^2)	A_{s2} (cm^2)	σ_sMpa	σ_bMpa	$\overline{\sigma_s}$ Mpa	$\overline{\sigma_b}$ Mpa
V_{T1}	110×20	549.35	24.96	7.85	7.85	40.7	2.7	201.63	15
	110×20	446.82	67.63	9.42	9.42	44.8	3.0	201.63	15
V_{T2}	185×20	1057.96	-63.33	9.42	9.42	46.5	3.1	201.63	15
	185×20	1019.03	72.10	9.42	9.42	46.0	3.1	201.63	15
V_{T3}	185×20	929.94	102.55	9.42	9.42	45.8	3.1	201.63	15
	185×20	802.99	46.77	9.42	9.42	35.2	2.4	201.63	15
V_{T4}	110×20	674.64	127.6	7.85	7.85	76.6	5.2	201.63	15
	110×20	672.2	117.76	9.42	9.42	71.6	4.9	201.63	15
V_{T5}	120×20	699.79	51.16	7.85	7.85	51.9	3.5	201.63	15
	120×20	610.44	41.58	9.42	9.42	43.5	2.9	201.63	15
	260×20	1001.48	126.09	12.56	12.56	33.7	2.3	201.63	15
V_{T6}	110×20	537.9	78.87	9.42	9.42	53.2	3.6	201.63	15
	110×20	489.53	109.75	9.42	9.42	58.4	4.0	201.63	15
V_{T7}	110×20	582.44	35.3	9.42	9.42	44.5	3.0	201.63	15
	110×20	635.37	31.7	9.42	9.42	46.7	3.1	201.63	15

V.4.6.1.3 Calcul des armateurs horizontaux des trumeaux

$Ah = Max\left[\frac{2}{3} \times \text{AVCh};\ 0{,}15\% \times \text{a} \times \text{he}\right]$

Tableau V-19 : Calcul des armateurs horizontaux des trumeaux.

Voile	h (cm)	e (cm)	T (KN)	τ_b (Mpa)	$\bar{\tau}$ (Mpa)	S_t (cm)	A_v choisie	$A_{h\ cal}$	$A_{choisie}$ (cm^2)
V_{T1}	288	20	288.77	1.6	5	15	24.86	16.57	2x (13HA10) =20.6
V_{T2}	288	20	405.73	3.00	5	15	33,93	22.62	2x (11HA12) =24.86
V_{T3}	288	20	331.36	2.45	5	15	29,41	19.6	2x (13HA10) =20.6
V_{T4}	288	20	226.35	2.5	5	15	22.62	15.08	2x (11HA10) =17.26
V_{T5}	288	20	373.72	1.2	5	15	20.36	13.57	2x (11HA10) =17.26
V_{T6}	288	20	312.34	1.44	5	15	22.62	15.08	2x (11HA10) =17.26
V_{T7}	288	20	369.60	2.00	5	15	29,41	19.6	2x (13HA10) =20.6

V.4.6.2 Les linteaux

Les voiles avec files d'ouvertures sont constitués par des trumeaux reliés entre eux par des poutres de couplages "linteaux".

Ces éléments seront étudiés comme des poutres bi encastrées dans les trumeaux.

V.4.6.2.1 Recommandation du RPA99v2003

La contrainte limites de cisaillement :

$$\tau_b \leq \bar{\tau}$$

Où :

$\tau_b = \frac{V}{b.d}$ avec : $V = 1.4Vu$ calculé

$\bar{\tau} = 0.2fc28$

b_0 : épaisseur du linteau.

d : hauteur utile.

Vu : effort tranchant ultime.

Ferraillage : on devra disposer :

Des aciers longitudinaux de flexion : A_l

Des aciers transversaux : A_t

Des aciers en partie courante : A_c

- **Premiers cas ($\tau_b \leq 0.06 f_{c28}$)** **[Art 7.7.3.1RPA99v2003]**

- **Aciers longitudinaux** :

Les aciers longitudinaux inférieurs et supérieurs sont calculés par la formule :

$$Al \geq \frac{M}{f_e Z} \qquad \text{avec :} \quad Z = h - 2d'$$

M : moment dû à l'effort tranchant.

h : hauteur totale du linteau.

d : distance d'enrobage.

- **Aciers transversaux :**

On distingue deux cas :

$$\lambda = \frac{l}{h} \implies \begin{cases} \lambda > 1 \ldots\ldots\ldots \text{linteau longe} \\ \lambda < 1 \ldots\ldots\ldots \text{linteau court} \end{cases}$$

a) Linteau long $\lambda > 1$:

On a: $St \leq At\, fe\, \frac{Z}{T}$

St : espacement entre les armatures transversales.

A_t : section d'armatures transversales.

L : portée du linteau.

Z = h – 2 d'

b) Linteau court $\lambda < 1$

On doit avoir :

$$St \leq \frac{A_t f_e L}{T + A_t f_e}$$

T = min (V_1 ; V_2) avec : $V_1 = \frac{M_{ci} + M_{cj}}{L_{ij}}$; $V_2 = 2V_u$

Mci, Mcj: moments résistants ultimes des sections d'about à gauche et à droite du linteau de portée " Lij", On le calcul comme suit :

$M_c = A_l . f_e . Z$ avec : Z = h – 2 d'

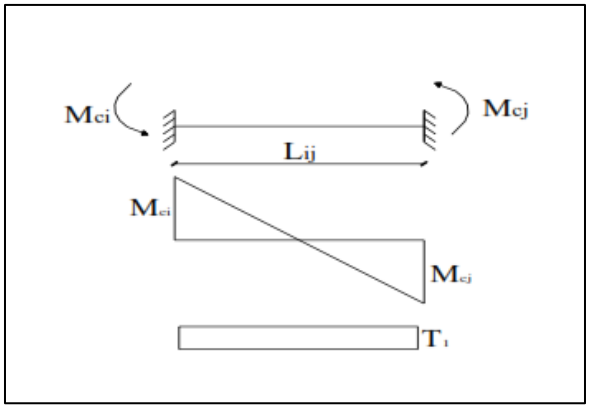


Figure V.4 : Moments et efforts tranchants dans les linteaux.

➢ **Deuxième cas (τ_b> 0.06f_{c28}) : [Art 7.7.3.2 RPA99v2003] :**

Dans ce cas, il y a lieu de disposer le ferraillage longitudinal, transversal, et en zone courante suivant les minimums réglementaires, les efforts (M et T) sont repris suivant des bielles diagonales " A D " à disposer obligatoirement.

Le calcul de ces armatures se fait suivant la formule :

$$AD = \frac{V}{2\sin\alpha . f_e} \qquad \text{avec: } \operatorname{tg}\alpha = \frac{h - 2d}{L}$$

V = Vu (sans majoration)

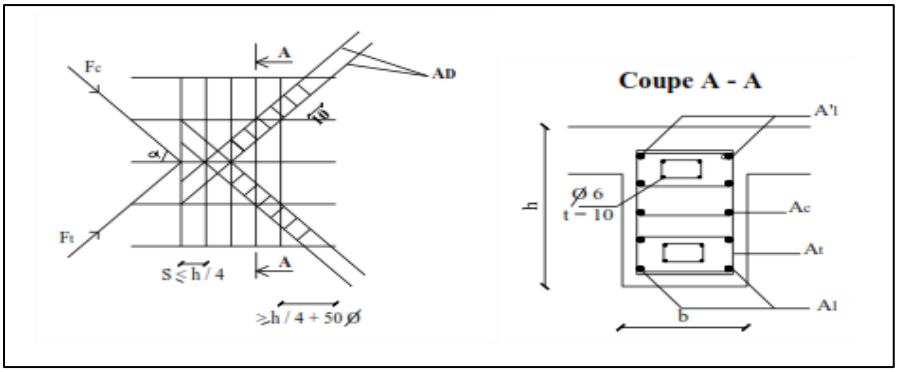


Figure V.5 : Armatures du linteau selon le RPA 99

- **Ferraillage minimal** : **[Art 7.7.3.3 RPA99v2003]**

On a :

$Al \geq 0.15\% b.h$

$Ac \geq 0.20\% \, b.h$

$$AD = \begin{cases} 0 & si\ \tau b \leq 0.06 fc28 \\ 0.15\% b.h & si\ \tau b > 0.06 fc28 \end{cases}$$

$$At \geq \begin{cases} 0.15\% b.s & si\ \ \tau b \leq 0.06 fc28 \\ 0.25\% b.s & si\ \ \tau b > 0.06 fc28 \end{cases}$$

On a :

$Al \geq 0.15\% b.h$

$Ac \geq 0.20\%\ b.h$

$$AD = \begin{cases} 0 & si\ \tau b \leq 0.06 fc28 \\ 0.15\% b.h & si\ \tau b > 0.06 fc28 \end{cases}$$

$$At \geq \begin{cases} 0.15\% b.s & si\ \ \tau b \leq 0.06 fc28 \\ 0.25\% b.s & si\ \ \tau b > 0.06 fc28 \end{cases}$$

V.4.6.3 Ferraillage des linteaux

Tableau V-20 : Détermination de la sollicitation de calcul des linteaux.

Voile	e (cm)	h (cm)	L (cm)	V (KN)	τ_b (Mpa)	$\tau_b \leq 0.06 f_{c28}$
V_{L1}	20	100	136	288.77	1.6	Traction/compression
V_{L2}	20	75	180	305.48	2.26	Traction/compression
V_{L3}	20	75	180	331.36	2.45	Traction/compression
V_{L4}	20	113	100	226.35	1.1	Flexion simple
V_{L5}	20	100	113	373.72	1.2	Flexion simple
V_{L6}	20	120	95	312.34	1.44	Flexion simple
V_{L7}	20	100	113	369.6	2.0	Traction/compression

Tableau V-21 : Calcul d'armatures longitudinales et transversales des linteaux (V7).

Voile	A calculé (cm²)					A choisie (cm²)			
	Ad	Al	At	AP	St	Ad	Al	At	AP
V_{L1}	6.2	3.0	0.75	4.00	15	(8HA10) =6.28	(4HA12) =4.52	2HA8=1,01	(4HA12) =4.52
V_{L2}	10.5	2.25	0.75	3.00	15	(10HA12) =11.31	(4HA12) =4.52	2HA8=1,01	(4HA12) =4.52
`V_{L3}	10.53	3.39	0.75	3.00	15	(10HA12) =11.31	(4HA12) =4.52	2HA8=1,01	(4HA12) =4.52
V_{L4}	/	8.4	0.45	/	15	/	(8HA12) =9.02	2HA8=1,01	/
V_{L5}	/	3.0	0.45	/	15	/	(4HA12) =4.52	2HA8=1,01	/
V_{L6}	/	3.6	0.45	/	15	/	(4HA12) =4.52	2HA8=1,01	/
V_{L7}	7.18	3.0	0.75	4.00	15	7HA12=7.92	(4HA12) =4.52	2HA8=1,01	(4HA12) =4.52

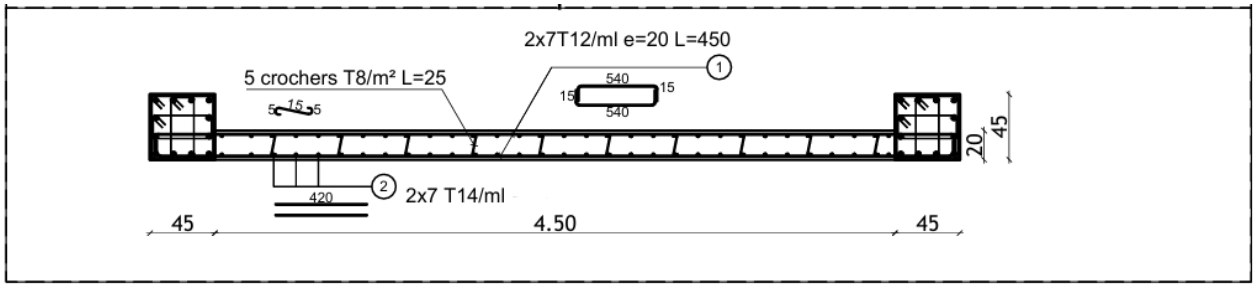


Figure V.6 : Ferraillage de voile plein

Chapitre 6

Etude de l’infrastructure

Chapitre VI.

VI.1 Introduction

Les fondations sont les éléments qui sont situé à la base de la structure, et qui transmettent les efforts de la superstructure au sol. Il existe deux types de fondations :

- Les fondations superficielles.
- Les fondations profondes.

Le choix du type de fondations ce fait selon l'importance de l'ouvrage et des caractéristiques mécaniques et physiques du sol, elles sont réalisées d'une manière à assurer :

- La stabilité de l'ouvrage,
- Eviter les glissements de l'ouvrage pour les constructions réalisées sur un terrain en pente.
- Eviter le déplacement de l'ouvrage sous l'action des forces horizontales ou obliques

Appliquées à la structure (vent, séisme…etc.),

- Limitation des tassements compatibles.

VI.2 Types de fondations

Les fondations peuvent être classées en 3 types :

○ Fondations superficielles (semelle isolée, semelle filante, radier).

○ Fondations semi-profondes (les puits).

○ Fondations profondes (les pieux).

VI.2.1 Caractéristiques du sol

Pour projeter correctement une fondation, Il est nécessaire d'avoir une bonne connaissance de l'état des lieux, au voisinage de la construction à édifier, mais il est surtout indispensable d'avoir des renseignements aussi précis que possible sur les caractéristiques géotechniques des différentes couches qui constituent le terrain.

Les caractéristiques mécaniques du sol sont déterminées dans le rapport du sol donné par le laboratoire « BET stabilité des sites mécaniques des sols et géotechniques ».

Le dimensionnement des fondations doit être compatible avec la capacité portante admissible du sol.

D'après le rapport géotechnique on a : $\overline{\sigma}sol=2.98MPa$

La profondeur (l'ancrage) de la fondation dépend de la valeur de la résistance du sol ainsi que les caractéristiques mécaniques de sol.

Les résultats du rapport géotechnique nous exigent de poser nos fondations avec un ancrage de : D= 2.5m

Les caractéristiques mécaniques de ce sol sont :

γd=1.74 φ=18°, C=0.7bar

Pour ne pas perdre laitance du béton (ciment + eau), les fondations doivent être posées sur une plateforme dure, pour cela, on pose sur le sol une couche de gros-béton (béton de propreté) de 10cm d'épaisseur, cette couche se compose de (tout-venant (TVO) + ciment + eau).

VI.2.1.1 Choix du type de fondations

Le choix du type de fondation dépend de :

- Type d'ouvrage à construire.
- La nature et homogénéité du bon sol.
- La capacité portante du terrain de fondation.
- La raison économique.
- La facilité de réalisation.
- La distance entre axes des poteaux.

VI.3 Méthode de calcul

VI.3.1 Semelle isolée sous poteaux

Les méthodes de calcul choisie suivant la répartition de la réaction du sol on deux méthodes :

a) Répartition trapézoïdale de réaction du sol

Si cette condition vérifie

e0b=$\frac{M_b}{N}\leq\frac{B}{6}$

On appelle contrainte moyenne σm, la contrainte située à une distance B/4 de la contrainte maximale σ2

$\sigma_m=\frac{(3\sigma_2+\sigma_3)}{4}=\frac{N}{(A.B)}(1+\frac{(3e_{0b})}{B})$

Cette contrainte moyenne doit être toujours inférieure ou égale à la contrainte admissible du sol ($\overline{\sigma_{sol}}$)

$\sigma_m.\leq\overline{\sigma_{sol}}\rightarrow\frac{N}{A.B}(1+\frac{3e_{0b}}{B})<\overline{\sigma_{sol}}$

Si on remplace A par :A= $(\frac{a}{b})$ B→ $\frac{N}{A.B}(1+\frac{3e_{0b}}{B})\leq \overline{\sigma_{sol}}$

Il faut résoudre : $\left[\left(\frac{a}{b}\right)\overline{\sigma_{sol}}\right] B^3$-N. B-(3-$e_{0b}$.N)≥ 0

• Diagramme trapézoïdale : Diagramme trapézoïdale :

$\left[(\frac{a}{b})\overline{\sigma_{sol}}\right] B^3$-[$N$].B-(3$e_{0b}$.N) ≥ 0 (même pour A).

[1,995$(\frac{a}{b})$ $\bar{\sigma}sol$] B^3- [3,99× $\frac{a}{b}$ × $e0b$ × $\bar{\sigma}sol$] B-[2N] ≥ 0 (même pour A).

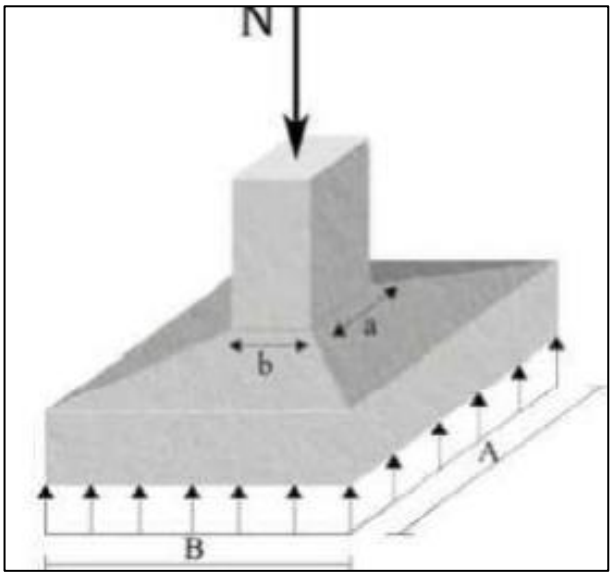


Figure VI.1 : Semelle isolée.

Données : ($\overline{\sigma_{sol}}$) =2.98bar =0,2MPa, a=b=45cm, c=3cm

NB : S1 : semelle isolée sous poteau de rive.

S2 : semelle isolée sous poteau intermédiaire.

S3 : semelle isolée sous poteau d'angle.

Tableau VI-1 : Dimensionnement des semelles isolées à l'ELS

Semelle	Comb	N (KN)	A (m)	B (m)	A_{ch}(m)	$B_{ch}(m)$	$h(cm)$	$h_{ch}(cm)$
S1	ELS	1989.69	2.5	2.5	3	3	50.5	55
S2	ELS	2180.90	2.7	2.7	3	3	50.5	55
S3	ELS	2387.22	2.8	2.8	3	3	50.5	55
S4	ELS	2576.75	2.9	2.9	3	3	50.5	55
S5	ELS	2296.58	2.7	2.7	3	3	50.5	55
S6	ELS	1847.61	2.4	2.4	3	3	50.5	55

VI.3.2 Vérification de l'interférence entre deux semelles

Lorsqu'il y'a deux fondations voisines, leurs bulles de pression peuvent se chevaucher et la partie du sol située entre les deux fondations supportera plus que s'il y'avait une seule fondation, cette interférence entre bulbes de pression peut causer un tassement plus important entre les deux fondations que sous chaque une des fondations, ainsi que les semelles très chargées auront un bulbe beaucoup plus profond que les autres, le tassement sera plus important que le simple rapport charge/périmètre

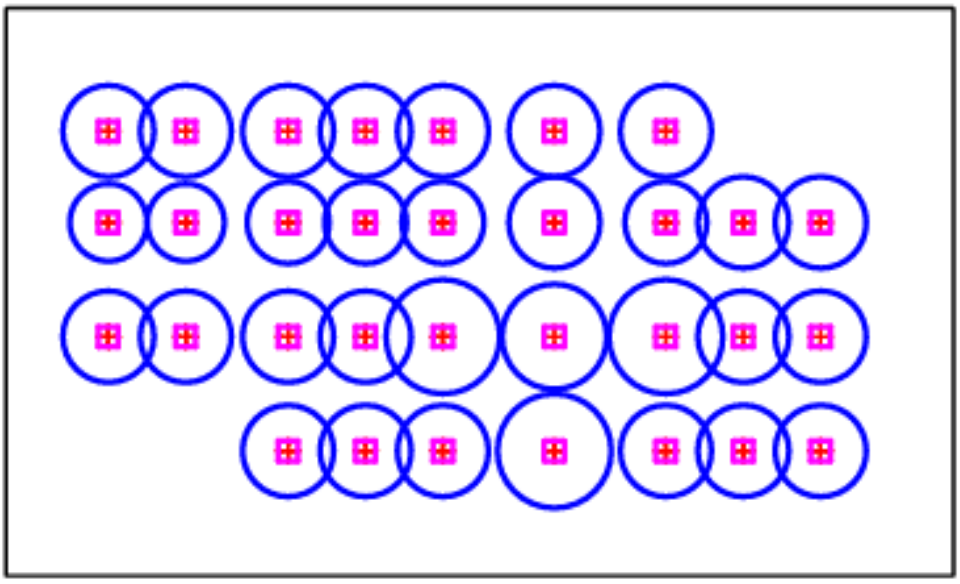


Figure VI.2 : Les bulles de pression sous la semelle.

❖ **Remarque**

D'après le Figure VI.2, on remarque qu'il y a un chevauchement des semelles.

VI.4 Calcule des semelles filantes :

Les dimensions des semelles sont déterminées en fonction des conditions ci-dessous :

- Limitation des contraintes du sol et des tassements différentiels sous semelles.
- Transmission correcte des efforts par bielles obliques de compression du béton.
- Bon enrobage des armatures.
- Non poinçonnement.

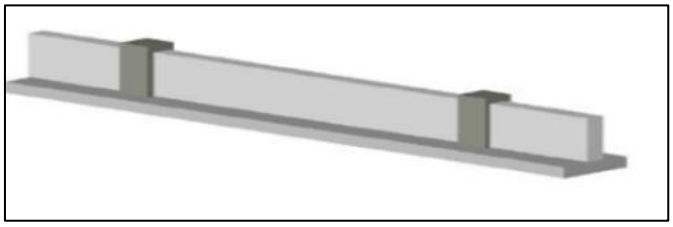


Figure VI.3 : Semelle filantes sous voiles.

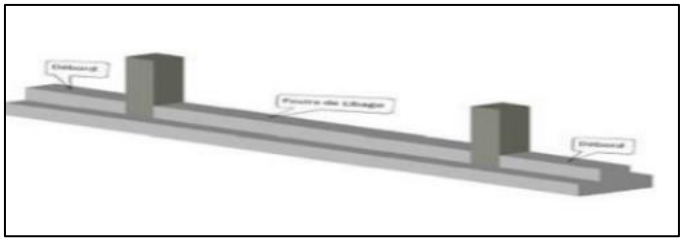


Figure VI.4 : Semelle filantes sous plusieurs poteaux.

VI.4.1 Dimensionnement des semelles filantes

Tableau VI-2 : Dimensionnement des semelles filantes à l'ELS sous voile.

Semelle		N_{max} $(KN.m)$	M (KN)	e_0 (cm)	**Distribution**	B_{cal} (m)	B_{ad} $(m0$	h_{cal} (m)	h_{ad} (m)	σ (bars)
X	$s_{fv}1$	1060.4	2.54	0.05	Trapézoïdale	0.82	1.5	0.255	0.5	0.164
	$s_{fv}2$	1373.69	3.1	0.02	Trapézoïdale	1.07	1.5	0.255	0.5	0.212
Y	$s_{fv}3$	1199.53	2.16	0.01	Trapézoïdale	0.91	1.5	0.255	0.5	0.181
	$s_{fv}4$	1034.67	0.89	0.08	Trapézoïdale	0.78	1.5	0.255	0.5	0.156

Tableau VI-3 : Dimensionnement des semelles filantes à l'ELS sous poteaux.

Semelle	N_{max} $(KN.m)$	M (KN)	e_0 (cm)	**Distribution**	B_{cal} (m)	B_{ad} $(m0$	h_{cal} (m)	h_{ad} (m)	σ (bars)
s_{fp}	2576.76	3.53	0.13	Trapézoïdale	2.01	2.20	0.43	0.5	0.27

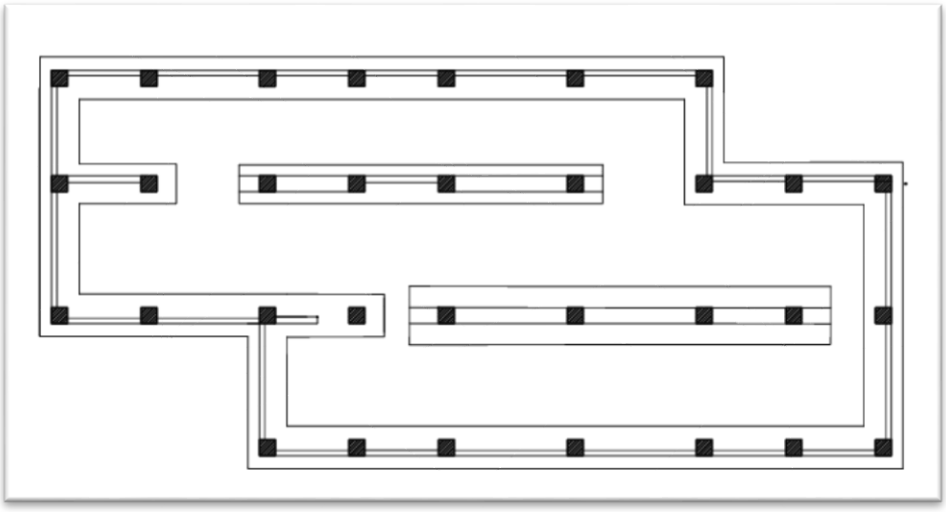


Figure VI.5 : Schéma présenté les semelles filantes.

VI.4.2 Vérification de la stabilité au renversement

Quel que soit le type de fondation (superficielle ou profonde), on doit vérifier que l'excentrement de la résultante des forces verticales gravitaires et des forces sismiques reste à l'intérieur de la moitié centrale de la base des éléments de fondation résistant au renversement

$e_0 = \frac{M_s}{N_s} \leq \frac{B}{4}$

Tableau VI-4 : Vérification de renversement des semelles filantes.

Semelle	**N ser** (KN)	**M ser cor** (KN.m)	***e*0 (*cm*)**	B (m)	$\frac{B}{4}$ **(cm)**	**Vérification**
$s_{fv}1$	1060.4	2.54	0.05	1.5	0.37	Condition vérifiée
$s_{fv}2$	1373.69	3.1	0.02	1.5	0.37	Condition vérifiée
$s_{fv}3$	1199.53	2.16	0.01	1.5	0.37	Condition vérifiée

$s_{fv}4$	1034.67	0.89	0.08	1.5	0.37	Condition vérifiée
s_{fp}	2576.76	3.53	0.13	2.20	0.55	Condition vérifiée

VI.4.3 Vérification de poinçonnement de semelle filante

Tableau VI. 7. Vérification de poinçonnement de la semelle filante.

$F \leq F_{limit} = 0{,}045*UC*h*\frac{f_{tj}}{\gamma_b}$

UC= 2(a+b+4h)

Nu : Effort normal maximum dans les poteaux.

μc : Périmètre du contour de l'aire du poteau sur lequel agit la charge dans le plan de fouillé moyen.

h : épaisseur de la dalle.

μc =2(a+b+4h)

Tableau VI-5 : Vérification de poinçonnement.

Semelle	**h (cm)**	F_{limite}(KN)	F_u(KN)	**Vérification**
s_{fp}	50	2528.21	2146.6	Condition non vérifiée

La condition n'est pas vérifiée donc on doit prévoir la poutre de libage.

VI.4.4 Ferraillage des semelles filantes

VI.4.4.1.1 Semelle filantes (continue) sous plusieurs poteaux et voiles

Tableau VI-6 : Choix de méthode de calcul.

Semelle	**Nu** (KN)	**Mu** (KN.m)	$e_0=\frac{M_u}{N_u}$	$\frac{B}{18}$	**Méthode**
s_{fp}	3528.23	4.79	0.001	0.08	Des bielles
$s_{fv}1$	979.72	1.8	0.001	0.08	Des bielles
$s_{fv}2$	1096.74	1.16	0.001	0.08	Des bielles
$s_{fv}3$	995.02	1.03	0.001	0.08	Des bielles
$s_{fv}4$	812.92	1.16	0.001	0.12	Des bielles

- Armatures principales

Tableau VI-7 : Ferraillages des semelles filantes.

Semelle	**Nu** (KN)	**A (m)**	**B (m)**	**A calcul** (cm^2)	**A choisi** (cm^2)	**st (cm)**
s_{fp}	1528.23	5.3	2.2	29.13	28HA12=31.68	18
$s_{fv}1$	979.72	4.0	1.5	19.46	18HA12=20.36	22
$s_{fv}2$	1096.74	4.55	1.5	21.86	20HA12=22.62	22
$s_{fv}3$	995.02	4.0	1.5	20.0	20HA12=22.62	20
$s_{fv}4$	812.92	4.0	1.5	16.26	16HA12=18.1	20

- Armature de répartitions

Tableau VI-8 : Armature de répartition des semelles filantes.

Semelle	$A_b(cm^2)$	**B (m)**	$A_{rep}(cm^2)$	$A_{choisi}(cm^2)$	s_t(cm)
s_{fp}	31.68	2.2	17.22	16HA12=18.1	13
$s_{fv}1$	20.36	1.5	7.64	7HA12=7.92	21
$s_{fv}2$	22.62	1.5	8.48	8HA12=9.05	18
$s_{fv}3$	22.62	1.5	8.48	8HA12=9.05	18
$s_{fv}4$	18.1	1.5	6.79	7HA12=7.92	21

VI.5 Poutre de libage

VI.5.1 Dimensionnement de la poutre de libage

La poutre de libage va reprendre toutes les charges verticales et les moments de flexion. La poutre de libage aura la même largeur b du poteau, sa hauteur hp sera déterminée par la théorie de la poutre sur sol élastique qui prévoir l'inégalité suivante à vérifier, pour assurer une répartition uniforme de la contrainte du sol.

Avec :

$$l_{max} \leq \frac{\pi}{2}.l_e \; ; \; l_e = \sqrt[4]{\frac{4.E.I}{K.b}}$$

• E : Module d'élasticité du béton (E =32164.19MPa).

• L : La plus grande travée dans la fille

• K : Coefficient de réduire du sol (K = 12 kg/cm^3) … … Cour béton arme master 2

$$h_p \geq \sqrt[3]{\frac{0.5.\, l^4.\, K}{E}}$$

Tableau VI-9 : Dimensionnement poutre de la poutre de libage.

Poutre de libage	L max (m)	Hp calcule(m)	hp adopte (m)	bp (m)
	4.4	0.41	0.6	0.6

VI.5.2 Vérification de Poinçonnement de la poutre de Libage « CBA91 Article A.5.2.4.2 »

$N_u \leq N_{limite}$=0.045$u_c.h_p.\frac{f_{c28}}{\gamma_b}$

Tableau VI-10 : Vérification de poinçonnement de la poutre de libage.

Poutre de libage	**N limit** (KN)	**Nu** (KN)	**Vérification**
60×60	3087	2538.56	**Condition Vérifiée**

VI.5.3 Vérification de cisaillement de poutre de libage à l'ELU

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

$\tau=\frac{T_u}{b.d}$; $\bar{\tau}$=min ($\frac{0.15.f_{c28}}{\gamma_b}$; 4 MPa) =2,5 MPa<…… (Fissuration préjudiciable).

Tableau VI-11 : Vérification de cisaillement des poutres de libage.

Poutre de libage	**T (KN)**	**τ (MPa)**	**$\bar{\tau}$(MPa)**	**Vérification**
60×60	114.65	0.27	2.5	Condition vérifiée

VI.5.4 Ferraillage Poutre de libage

Pour le ferraillage on a deux poutres de libage a ferraillé de même section mais d'effort normal diffèrent. Pour déterminer le ferraillage de la poutre de libage en commence à déterminer la réaction du sol q (kN/m2) par la formule suivante :

σELU =$\frac{\sum \text{Nu} + 1{,}35 \times (\text{Psemelle} + \text{Ppoutre de libage})}{\text{B} \times \text{L}}$

σELS =$\frac{\sum \text{Nser} + (\text{Psemelle} + \text{Ppoutre de libage})}{\text{B} \times \text{L}}$

- ΣNi: la somme des efforts normaux.
- L : La longueur totale de la poutre de libage.

- B : la hauteur de la poutre de libage.

En obtient une poutre continue (**renversée**), sous l'effet de la charge q (KN/m). Les valeurs de q sont représentées dans le tableau suivant :

FELU = σelu × B; FELS= σels × B

La quantité de ferraillage calculé est très grand donc on a adopté une solution de crée des poutres de libage à mi travée (dans la travée longs).

Tableau VI-12 : Détermination des valeurs de (F) des poutres de libage.

Élément	**σELU (MPa)**	**ΣEls (MPa)**	**FELU (KN/ml)**	**FELS (KN/ml)**
Poutre de libage	3.50	2.43	210.0	145.8

VI.5.5 Armature calculée en travée et en appuis :

Combinaison : 1,35G+1,5Q

Tableau VI-13 : Ferraillage longitudinal des poutres de libage.

Poutre de libage	Mt (KN/m)	Ma (KN/m)	A s1 (cm^2)	A s2 (cm^2)	A choisie (cm²)	
					Travée	Appui
	231.03	360.16	10.02	16.2	6HA14+4HA14= 15.38	8HA14+4HA14= 18.46

Sections minimale Amin=0,5% b*h (cm2) « RPA99V2003 Article 7.5.2.1 »

Section tendue A_{tmin}=0,1% b*h (cm2) « CBA93 Article B.6.4 »

Tableau VI-14 : Vérification des contraintes à l'ELS.

Élément	**Mser (KN.m)**	**σb (MPa)**	**σs (MPa)**	$\overline{\sigma_b}$ **(MPa)**	$\overline{\sigma_s}$ **(MPa)**	**Vérification**
Travée	163.27	3.6	143	15	201.63	Condition vérifiée
Appuis	280.25	5.3	158.4	15	201.63	Condition vérifiée

VI.5.6 Vérification de cisaillement de poutre de libage à l'ELU

Tableau VI-15 : Vérification de cisaillement des poutres de libage.

Elément				Espacement et Armatures			
Poutre de Libage	**T (KN)**	**τ (Mpa)**	**$\bar{\tau}$(Mpa)**	**ZN (cm)**	**ZC (cm)**	**φ (mm)**	**At (cm2)**
	253.8	0.6	2.5	10	15	8	6HA8= 3,02

VI.5.7 Vérification de la flèche a L'ELS

Il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche si les 3 inégalités sont vérifiées (Annexe B)

Tableau VI-16 : Vérifications préliminaire de la flèche.

1er Condition		2eme Condition		3eme Condition	
0.15	0.0625	0.15	0.064	0.008	0.010
Condition vérifiée		Condition vérifiée		Condition vérifiée	

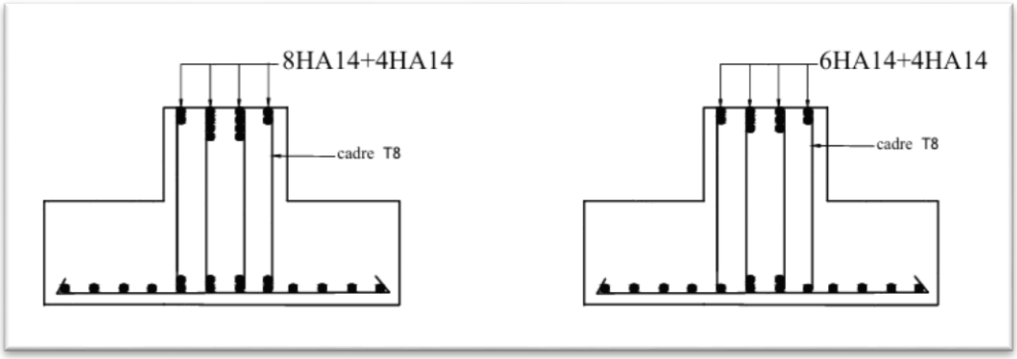


Figure VI.6: Ferraillage de poutre de libage (travée appuis).

VI.6 Ferraillage des longrines

Les longrines sont des poutres dimensionnées pour minimiser les déformations dues au sol (Tassement, gonflement, soulèvement ……) ; minimiser la longueur du flambement des poteaux.

VI.6.1 Calcul de Ferraillage à L'ELU

Les longrines doivent calculés résister à la traction sous l'action d'une force égale a :

$F_u = \frac{N_u}{\alpha} \geq 20KN$

α : (zone IIa / site 2) = 15« RPA99VERSION2003 Article 10.1»

Avec : N égale à la valeur maximale des charges vertical de gravité apportées par les points D'appui solidarisés.

$F_u = \frac{N_u}{15}$=17.8KN

A=$\frac{F_u}{f_e/\gamma_s}$=5.14cm^2

- **Choix des Armatures :**

Section minimale : 0,6 % x (bxh) =0.6×0.3×0.3=5.40cm^2

Tableau VI-17 : Ferraillage des longrines.

Elément	A calculé (cm²)	Amin (cm²)	A calculé (cm²)
Longrines 30x30	5.14	5.4	6HA16=12,06

VI.6.2 Vérification des contraintes normales à l'ELS

Type de fissuration : préjudiciable

$F_{ser} = \frac{N_{ser}}{\alpha}$; σs=$\frac{F_{ser}}{A_{ch}} < \overline{\sigma_s}$

Tableau VI-18 : Vérification des contraintes normales de longrines.

Sollicitation a l'ELS		Contraintes admissible (MPa)		Vérification
Nser	**α**	**σs (MPa)**	$\overline{\sigma_s}$	
1961.17	15	108.40	201.3	Condition vérifiée

- **Armatures transversales :**

Il ne faut pas prévoir d'Epingle car la longrine est soumise à la traction simple et en traction semple il n'y a pas d'effort tranchant. Un cadre tous les 30 cm est suffisant pour maintenir les armatures longitudinales dans leurs positions.

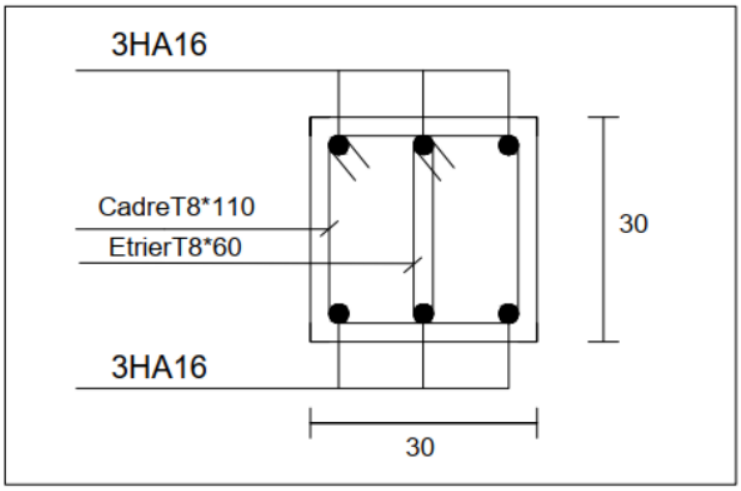


Figure VI.7 : Ferraillage de longrine.

VI.7 Calcul de voile périphérique :

Les panneaux constituant le voile périphérique sont uniformément chargés et seront calculés comme des dalles appuyées sur quatre cotés et chargées par la poussée des terres et la surcharge d'exploitation travaillant en flexion simple.

Selon le RPA2003, l'épaisseur minimale des voiles est : e ≥ 15 cm, dans notre cas on adoptera une épaisseur de 20 cm

VI.7.1 Calcul de la poussée des terres :

P = (1/2). $\gamma.K_{\gamma}.h^2$

$k_{\gamma}=tan^2(\frac{\pi}{4}-\frac{\varphi}{2})$=0.527

P=*35.94*KN/m²

Le voile est donc soumis à une charge rectangulaire qu'on assimilera en charge uniformément repartie, le calcul se fera par la méthode forfaitaire pour une bande de 1m

PU = 1.35 ∗ P = 48.52KN, Pser = P =35.94 KN

Le voile périphérique le plus sollicité a comme largeur ly =4.4m et comme hauteur lx = 2.8.m; ceci revient à dimensionner une dalle sur 4 appuis (les appuis sont les poteaux et Les poutres).

ρ =$\frac{l_x}{l_y}$=0.63

Tant que le rapport $0.4 \leq \rho \leq 1$ donc, la dalle travaille suivant les deux directions.

$$Mx = \mu x * q * {l_x}^2$$

$$My = \mu y * Mx$$

$$Mt\ x = 0.85 * Mx$$

$$Mt\ y = 0.75 * My$$

$$Ms\ x = 0.3 * Mx$$

$$Mn\ x = 0.3 * Mx$$

$$Me\ y = Mw\ y = 0.5 * My$$

Tableau VI-19 : La section d'armatures du voile périphérique.

μ		Armatures en travées				Armatures aux appuis			
		Mt (KN.m)	At cal (cm2)	At ch (cm2)	St (cm)	Ma (KN.m)	Aa cal (cm2)	Aa ch (cm2)	St (cm)
Suivant X	0.0765	10.39	1.42	7HA10 =5,50	15	5.19	0.82	7HA10 =5,50	15
Suivant y	0.3472	3.06	0.40	7HA10 =5,50	15	1.53	0.83	7HA10 =5,50	15

VI.7.2 Vérification des contraintes à l'ELS :

$\overline{\sigma b}$ = 15 MPa, $\overline{\sigma s}$ = 201.63 MPa

Tableau VI-20 : Vérification des contraintes à l'ELS.

	μ	Contraintes en travées					Contraintes aux appuis		
		Mt KN.m	A ch cm2	σb MPa	σs MPa	Ma KN.m	Aa ch cm2	σb MPa	σs Mpa
Suivant X	0.039	18.31	7HA10 =5,50	1.8	115.3	10.77	4,52	1.7	142.95
Suivant Y	0.0138	6.35	7HA10 =5,50	1	70.48	3.74	4,52	1	49.96

VI.7.3 Vérification au cisaillement à ELU :

$\tau max = \frac{T_{max}}{b_0.d} \leq \overline{\tau_{adm}} = Min\ [\frac{0.07 f c_{28}}{\gamma_d}; 4\ Mpa]$

$\tau max = 0.38 Mpa \leq \bar{\tau} adm = 1{,}167\ Mpa$ …… Condition vérifiée

Tableau VI-21: Vérification des contraintes de cisaillement de voile périphérique

b (cm)	h (cm)	Tu (KN)	τ (MPa)	$\bar{\tau}$(MPa)	Vérification
100	20	69.8	0.38	1.167	Condition vérifiée

Conclusion

Pour conclure, la réalisation de ce projet nous a permis de nous interroger sur l'étude Technique complète de dimensionnement et de vérification pour un bâtiment de R+8 avec sous-sol. Mais également de nous faire réaliser un travail de recherche et d'étude appliquée sur un sujet qui fut très intéressant.

Ce projet s'est révélé être très enrichissant car il nous a permis de comprendre d'avantage les différentes techniques et logiciel de calcul de structure par élément finis, de même que la réglementation régissant les principes de conception et de calcul des ouvrages dans le domaine du bâtiment. Aussi, nous avons détaillée l'ensemble des étapes à suivre dans le calcul d'un bâtiment, ainsi que le choix de ces éléments et leurs dimensionnements, lors de la conception du bâtiment.

Les conclusions auxquelles a abouti le présent travail, sont résumées dans les points suivants :

La modélisation de notre structure, en utilisant le logiciel robot 2021, nous a permis de faire un calcul tridimensionnel et dynamique dans le but de faciliter les calculs, d'avoir un meilleur comportement proche de la réalité et un gain de temps très important dans l'analyse de la structure.

Pour le ferraillage des éléments structuraux : on a remarqué que les résultats obtenus par robot 2021 sont très proche aux résultats du BAEL.

Le calcul de l'ouvrage en béton armé a été élaboré par les méthodes manuelles (méthodes classiques) aussi par les méthodes de calcul programmées (méthode automatique) dont nous avons appliqué pour cette dernière des logiciels qui nous ont offert Plusieurs avantages parmi lesquels

- La capacité de calcul.

- La vitesse de conception et d'exécution.

-La précision.

-L'analyse statique et dynamique.

Pour finir, on conclure que lorsque on change le site du notre bâtiment il va affecter sur le déplacement inter étage et plus important le ferraillage de la structure.

Références bibliographiques

Documents techniques règlementaires :

- Règles parasismiques Algérienne RPA 99 version 2003. (Document technique réglementaire D.T.R-B.C.2.48).
- Règle de conception et de calcul de structures CBA93. (Document technique réglementaire D.T.R-B.C.2.41).
- Charges permanentes et surcharges d'exploitations D.T.R -B.C.22

Logiciels :

- Logiciel d'analyse des structures « robot2021 ».
- Logiciel de ferraillage ROBOT EXPERT.
- Logiciel de dessin AUTO CAD Structural 2022.

Autres documents :

- Cours de Mr.Boukandakdji.O (BA)
- Cours RDM

ANNEXE A
METHODE SIMPLIFIEE DE CALCULE DES FLECHE

On peut admettre que I □ est défini par la relation :

l_f=1.1$\frac{I_o}{1+(\lambda.\mu)}$

Dans laquelle les coefficients λ et μ sont égaux à :

λ=λ_i=$\frac{0.05.fc_{28}}{(2+\frac{3b_0}{b})\rho}$ Pour les déformations instantanées

λ=λ_v=$\frac{0.05.fc_{28}}{(2+\frac{3b_0}{b})\rho}$=$\frac{2}{5}\lambda_i$ Pour les déformations de longue durée

μ=1-$\frac{1.75fc_{28}}{4.\rho.\sigma_s+ft_{28}}$ Si la valeur deμ résultant de cette expression est positive et zéro de cas

Dans ces expressions :

I_0 : désigne le moment d'inertie de la section totale rendue homogène calculé.

ft_{28}: La résistance caractéristique du béton à la traction exprimée en MPa.

σ_0 : La contrainte de traction effective de l'armature correspondant au cas de charge considéré.

ρ : Le "pourcentage" ou rapport de l'aire A de la section de l'armature tendue à l'aire de la section utile de la nervure.

$$\rho\frac{A}{b_0.d}$$

b_0 : La largeur de la nervure et b celle de la table de compression.

Les courbures de la nervure $\frac{1}{r_i}$et$\frac{1}{r_v}$ sont évaluées en prenant en compte respectivement les moments d'inertie $I_{fi}et\ I_{fv}$correspondant a $\lambda_i et\ \lambda_v$et les modules de déformation longitudinale correspondants $E_i$etE_v=$\frac{1}{3}E_i$

$$\frac{1}{r_i}=\frac{M}{E_i.I_{fi}} \text{ et } \frac{1}{r.v}=\frac{M}{E_vI_{fv}}$$

M : étant le moment fléchissant qui sollicite la section considérée sous la combinaison d'état limite de service envisagé.

A défaut d'une justification basée sur l'évaluation des déformations à partie des valeurs des courbures, on peut admettre que les flèches Fi et Fv sont égales à :

$$f_i = \frac{M.L^2}{10.E_i.I_{fi}}$$

$\Delta f_t = f_v - f_i$

Il faut avoir : $\Delta f_t \leq f$limite$=\bar{f}$

$\bar{f} \leq \frac{L}{500}$ si L$\leq 5m$

$\bar{f} \leq \frac{L}{500} + 0{,}5cm \; si \; L \geq 5m$

ANNEXE B

CONDITION DE LA FLECHE DE LA METHODE FORFAITAIRE

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

-Pour les Poutres :

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16}$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10M_0}$$

$$\frac{A}{b.d} \leq \frac{4.2}{f_e}$$

-Pour les Poutrelles :

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{15M_0}$$

$$\frac{A}{b.d} \leq \frac{3.6}{f_e}$$

-Pour les Dalles Pleines :

$$\frac{h}{l_x} \geq \frac{M_t}{15M_x}$$

$$\frac{A}{b.d} \leq \frac{2}{f_e}$$

Avec :

$M_t = k \times M_0$

K :est un coefficient rédacteur ($0.75 \leq k \leq 0.85$).

ANNEXE C

METHODE DES LIGNES DE RUPTURE

La méthode des lignes de rupture est une méthode plus puissante et considère-les matériaux à leur limite élasto-plastique.

Cette méthode, qui ne concerne que l'état limite ultime, est basée sur le mécanisme des fissures, elle prévoit l'endommagement de la dalle.

Les fissures qui apparaissent sur la dalle s'appellent « **lignes de rupture**. **Hypothèses de calcul »**

Premièrement et avant tout, il faut prévoir, dans le cas de rupture, les différentes fissures au niveau de la dalle tant sur la face inférieure que la face supérieure.

Les prévisions des fissures seront en fonction du type de charges (réparties ou concentrées) et du type d'appuis (encastrement, simple ou côté libre).

Les hypothèses de calcul sont :

a) La ligne de rupture divise la dalle en plusieurs régions appelées régions rigides, et elles sont supposées rester planes.

b) Les lignes de rupture sont des lignes droites et se terminent toujours sur le pourtour de la dalle.

c) Une ligne de rupture entre deux régions rigides doit passer par l'intersection des axes de rotation de ces régions.

d) L'axe de rotation se trouve toujours le long du support.

e) La ligne de rupture négative est toujours répandue le long de l'axe de rotation de la région rigide.

f) Les lignes de rupture qui sont causées par les moments de flexion positifs sont appelées lignes de rupture positives et sont représentées par une ligne continue en zigzag. Les lignes de rupture qui sont causées par les moments de flexion négatifs sont appelées lignes de rupture négatives et sont représentées par une ligne discontinue.

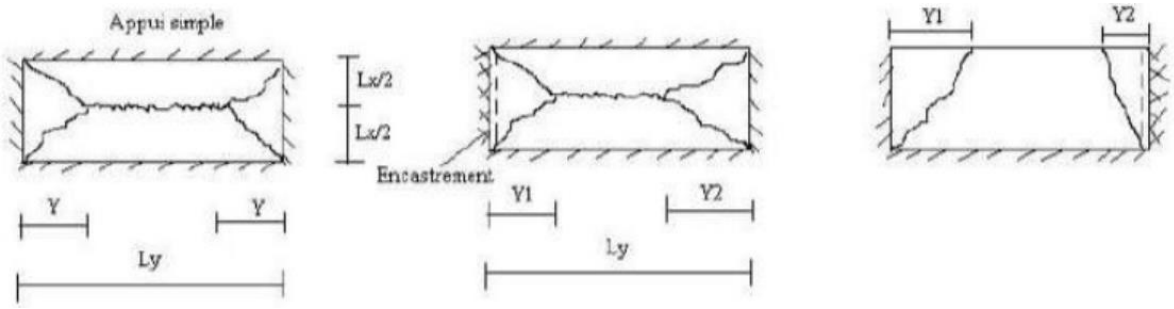
Conventionnellement on désignera :

-Un côté libre par un trait sans hachures

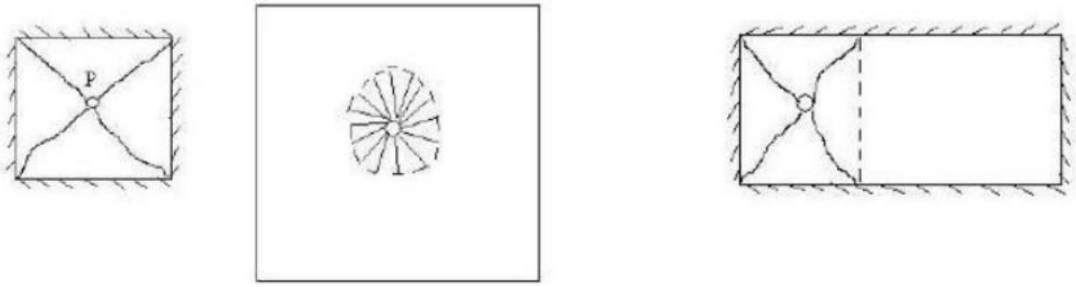
-Un appui simple par une hachure Un encastrement par un double hachuré

Exemples de fissuration de dalle

a) Cas des charges réparties :



b) Cas des charges réparties concentrées :



Le Calcul des moments (principe du travail virtuel)

Le calcul des moments de flexion des lignes de rupture se base sur le principe du travail virtuel qui consiste à évaluer le travail provoqué par les charges externes, il sera appelé travail externe, et à évaluer le travail provoqué par les moments internes, il sera appelé trava interne. Le principe du travail virtuel consiste donc à poser l'équation d'équilibre la somme des travaux égale à zéro.

$$\sum des\ Travaux\ \boldsymbol{EXTERNES} - \sum des\ Travaux\ Internes = \boldsymbol{0}$$

a) Travails externes :

Le travail externe est égal au produit de la force concentrée par son déplacement

$T_{ext} = P.F$

Pour le cas particulier de la charge répartie :

T_{ext} = charge répartie x Surface x déplacement du centre de gravité de la surface

b) Travail internes

Le travail interne est égal au produit du moment par la projection de la ligne de rupture sur l'axe de rotation par l'angle de rotation de la région rigide sur son axe

$$T_{\text{int}} = M.\, I.\, \theta$$

Le principe du travail virtuel nous permet d'évaluer le moment de flexion en fonction de la charge externe appliquée sur la dalle

ANNEXE D

METHODE FORFAITAIRE :

CALCUL DES MOMENTS :

1. Dalle travaillant suivant une seule direction :

a) Elle est encastrée sur un seul côté :

$$M = -\frac{ql^2}{2}$$

b) Elle repose simplement sur deux côtés :

$$M = \frac{ql^2}{8}$$

c) Elle est encastrée sur ses quatre cotés :

$$M_t = 0.8M_0$$

$$M_a = -0.5M_0$$

Avec $M0 = \frac{ql^2}{8}$

2. Dalle travaillant suivant les deux directions :

a) Dalle articulée sur leur contour :

$$M_X = \mu_X q L_X^2$$

$$M_Y = \mu_Y M_X$$

b) Dalle encastrées totalement ou partiellement sur leur contour :

- Panneau de dalle de rive :

$$M_{tx} = 0.85M_x$$

$$M_{ty} = 0.85M_y$$

$$M_{ay} = M_{ax} = -0.3M_x(appui\ de\ rive)$$

$$M_{ax} = M_{ay} = -0.5M_x(appui\ intermédiaire)$$

- Panneau de dalle intermédiaire :

$$M_{tx} = 0.75M_x$$

$$M_{ty} = 0.75M_y$$

$M_{ax} = M_{ay} = -0.5M_x$

CALCUL DE L'EFFORT TRANCHANT :

1. Dalle travaillant suivant une seule direction :

$$T_e = \frac{-ql}{2} + \frac{M_e . M_w}{l}$$

$$T_w = \frac{ql}{2} + \frac{M_e . M_w}{l}$$

2. Dalle travaillant suivant les deux directions :

$$T_x = \frac{ql_x l_y}{2l_y + l_x}$$

$$T_x = \frac{ql_x l_y}{3}$$

3. Armatures transversales :

Pas besoin des armatures transversales dans les dalles si :

$$\tau_m = \frac{v}{b0.d} \leq \frac{0.07 f c_{28}}{\gamma_b}$$

FERRAILLAGE :

1. Dalle travaillant suivant une seule direction :

- Diamètre :

$$\emptyset \leq \frac{h}{10}$$

- Espacement :

$a \leq Min[3h \ et \ 33cm]$ $(charges \ uniformément \ réparties)$ $a \leq Min$ $[2h \ et \ 22cm](charges \ concentrées)$

- Armatures de repartitions :

$$A_{rep} \leq \frac{A}{4}$$

$a \leq Min$ $[4h \ et \ 45cm](charges \ uniformément \ réparties)$

$a \leq Min[3h \ et \ 33cm](charges \ concentrées)$

2. Dalle travaillant suivant les deux directions :

a) Dalle simplement appuyées sur leur contour :

$M_x \rightarrow A_x$

$M_y \rightarrow A_y$

$\emptyset_x et\ \emptyset_y$

$a \leq Min\ [3h\ et\ 33cm](charges\ uniformément\ réparties)$

$a \leq Min[2h\ et\ 22cm](charges\ concentrées)$

c) Dalle encastrées sur leur contour :

d) $M_{tx} \rightarrow A_{tx}$

e) $M_{ty} \rightarrow A_{ty}$

f) $M_{ax} \rightarrow A_{ax}$

g) $M_{ay} \rightarrow A_{ay}$

$\emptyset_{tx}; \emptyset_{ty}; \emptyset_{ax} et\ \emptyset_{ay} \leq \frac{h}{10}$

$a \leq Min\ [3h\ et\ 33cm](charges\ uniformément\ réparties)$

$a \leq Min\ [2h\ et\ 22cm](charges\ concentrées)$

$d_x = h - c = h - e - \frac{\varphi_x}{2}$

$d_x = d_y - \frac{\varphi x + \varphi y}{2}$

ANNEXE E

CALCUL D'ARMATURES TRANSVERSALES ET LEURS ESPACEMENTS

Selon le CBA93 [Art A.5.1.2.3]:

Les armatures transversales doivent entourer les barres longitudinales, leurs $\emptyset_t$ est donnée par la relation suivante :

$\text{Min}(\frac{h}{35} ; \frac{b}{10} ; \emptyset_1)$

Avec :

$\emptyset_t$: *étant le plus petit diamètre des armatures longitudinales.* $A_t = n_t \times a_t$

Est n_t : le nombre des barres transversales.

Leur espacement doit satisfaire l'inégalité suivante :

$s_{t\leq} Min\ [0.9d; 40cm]$ et $\frac{At.fe}{b0.st} \geq 0.4MPa$ et $st \leq \frac{0.9.At - \frac{fe}{\gamma s}}{b0(\tau u - 0.3.ft_{28}k)}$

$A_{ث}$: Section d'armatures transversales. b : Largeur de la section droite.

h : Hauteur de la section droite.

S_t : Espacement des armatures transversales. On prend : $F_e = 400MPa$.

Pour les poutres :

Selon le RPA2003 : $st \leq \frac{At}{0.003b}$

$$St \leq \text{Min}\left(\frac{h}{4} ; 12\emptyset ; 30\text{cm}\right) \text{zone nodale}$$

$$S' \leq \frac{h}{2}$$

Pour les poteaux :

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule donnée par le RPA99version2003 « Art 7.4.2.2 » :

$$A_t = \frac{\rho_a \tau_u}{h1.fe}$$

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

$$10cm\ zone\ nodale$$
$$Min\ (\frac{b1}{2}; \frac{h1}{2}; 10\phi)\ zone\ courante$$

ϕ_l: Diamètre minimal des armatures longitudinales.

h_1 : Hauteur totale de la section brute.

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

$A_t \geq 0.3\%$ $\quad si\ \lambda > 5$

$0.8\% \geq \frac{At}{b1.t} \geq 0.3\%$ $\quad si: 5 \geq \lambda \geq 3$

$\frac{At}{b1.t} \geq 0.8\%$ $\quad si: \lambda \leq 3$