REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

UNIVERSITE YAHIA FARES DE MEDEA



***F**aculté de **T**echnologie*

Mémoire de fin d'études de Master

Filière :Génie Civil

Spécialité :Structures

Thème

Etude d'un batiment à usuage Multiple en deux entre-sols + Rez de chaussée + sept étages

---

présenté par

BENDOU Nour Riane

YOUSFI Rania

Proposé et Dirigé par

Dr.KHELLADI Mohamed

Promotion juin 2024

REMERCIEMENT

Nous tenons ,tout d'abord à exprimer notre profonde gratitude envers ALLAH tout puissant,qui nous a accordé le courage et la volonténécessaire pour atteindre notre objectif, ainsi qu'à tous les enseignants qui ontcontribué à notre formation tout au long de notre parcours durant tous les cycles.

Nousremercionschaleureusementnotrepromoteur,(Dr.KHELLADI MOHAMED),pour sa pris en charge ,sa disponibilité, son aide précieux conseils.

Nous sommes reconnaissants en vers tous les professeurs du département de Génie civil qui ont participé à notre formation d'ingénieur en genie civil.

Nous tenons à remercier tous les ingénieurs du CTC pour son assistance dans la réalisation dece travail.

Nous n'oublions pas de remercier les honorables membres du jury qui on eu l'immense honneur de présider et d'examiner cemodeste travail.

A tous ceux qui nous exprimons ici notre reconnaissance sincére et profonde.

Dédicace

Tous d'abord je veux remercier ALLAH, grâce à qui j'ai atteind les objectifs les plus élevés, je dédie aves joie mon mémoire de fin d'études à ma propre, grande et forte personne qui a surmonté tous les obstacles et réussi malgré les difficultés ,A ceux qui m'ont enseigné que la vie est un combat et que son arme et le savoir et la connaissance,

A mes parents les plus chers au monde, merci pour tout le soutien et les sacrifices que vous m'avez accordés, je vous suis reconnaissant pour chaque moment passé avec moi, je ne serais pas là aujourd'hui sans votre soutien constant.

A mes chers sœur (FATIHA,BAHIA,BESSMA,IMENE) vousêtes les étoiles dans le ciel de ma vie, illuminant,cellui-ci de votre affection et votre aide.

A mon frére unique (MOHAMMED),tu es l'ami, le guide et le partenaire dans touts les aventures de la vie, Merci pour tous ton soutien et encouragement infinis.

Je tiens à remercier mon binôme YOUSFI RANIA qui à contribué à la réalisation de ce modeste travail.

A tous mescollègues avec qui nous avons parcouru le chemin du Génie civil ensembles , ainsi qu'à tous mes amis sans exception… je dis Merci

NOUR RIANE…

Dédicace

Avec tous mes sentiments de respect, avec l'expérience de ma reconnaissance , Je dédié ce lapidaire travail :

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

À ma chère sœur (YASMINE) qui a été à mes côtés et ma soutenu durant toute ma vie.

À Mes chers frères (SIFEDDINE , ILYES) pour son soutien tout au long de mon parcours universitaire et à mes chers amies dans ces travails (AMEL , FIRDAWS , RIHAM , ROWEIDA).

À toute ma famille (YOUSFI) et ma cher cousine (NESSMA).

Je remercie mon binôme (BENDOU NOUR RIANE) qui a contribué à la réalisation de ce modeste travail.

Je remercie notre encadreur (Dr. KHELLADI Mohamed) pour ses encouragements.

À Tous mes collègues de le M2 génie civil.

Toutes les personnes qui ont contribué de prés ou de loin, à la réalisation de ce mémoire.

RANIA…

ملخص

هذا المشروع يهدف الى دراسة بناية من الخرسانة المسلحة مكونة من (طابق بين الأرضي + طابق أرضي + سبعة طوابق) ذات استعمال سكني و المقرر بناءها في بلدية ولاية المدية المصنفة ذات زلزال متوسط (منطقة 2ب).
مقاومة البناية لكل الحمولات العمودية والأفقية مضمونة بواسطة نظام العارضات و الأعمدة + الجدران المسلحة.
قياس الأبعاد و نتائج كل العناصر المقاومة تم طبقا للمعايير و القوانين المعمول بها في الجزائر:
القواعد الجزائرية المقاومة (RPA 99 version 2003)
للزلازل
- قواعد الخرسانة المسلحة (CBA93)
تمت الدراسة الزلزالية وفق الطريقة الرقمية المعتمدة اساسا على طريقة العناصر المنتهية باستعمال تقنية حساب الهياكل باستعمال برنامج
«ETABS Ultimate 21.0.0»
و في الاخير قمنا بدراسة البنية التحتية و هذا بحساب الاساسات.
الكلمات المفتاحية: الدراسة الزلزالية, الخرسانة المسلحة,الهياكل.

Résumé

Ce projet consiste à étudier un bâtiment en béton armé à usage d'habitation en 2 entre-sols + RDC + 07 étages, qui sera implanté à la commun de willaya de Médéa, classée comme une zone de moyenne sismicité (Zone II_b).

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 «ETABS Ultimate 21.0.0»

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

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

Abstract

This project aims to study the reinforced concrete structure, which contains (2 between soil + ground floor + 07floors), of a residential building. It will be built in the province of Medea , which is classified as a seismic zone of a medium level (Zone II_b).

The resistance of the structure to horizontal and vertical loads is ensured by a system of frame and hear 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 «ETABS Ultimate 21.0.0»

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

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

SOMMAIRE

Chapitre I :Présentation de l'ouvrage et caractéristique des matériaux.

I.1 Présentation de l'ouvrage…….. 1
I.2 caractéristiques géométriques de la structure …… 1
I.2.1 Dimensions en plan du bâtiment …… 1
I.2.2 Dimensions en élévation du bâtiment …… 2
I.3 Description de l'ouvrage……. 3
I.3.1Planchers ……. 3
I.3.2Maçonnerie …….. 3
I.3.3Revêtement …….. 3
I.3.4 Infrastructure ……. 3
I.3.5 Les balcons ……. 4
I.3.6 Les Ascenseurs……... 4
I.3.7 Les éscaliers …….. 4
I.3.8 La terrasse ……. 4
I.4 Caractéristique mécaniques des matériaux …….. 4
I.4.1 Le béton …… 4
I.4.2 L'acier …….. 5

Chapitre II :Pré-dimensionnement et descente des charges.

II. Prédimensionnement et évaluation des charges ……... 7
II.1 Introduction …… 7
II.2 Prédimensionnement des planchers ……... 7
II.2.1 Plancher à corps creux……. 7
II.2.2 Plancher dalle pleine…….. 8
II.3 Prédimensionnement des poutres ……. 8
II.4 Evaluation des charges permanantes et sur charges d exploitations……. 10
II.4.1 Charges permanantes[DTR B.2.2]…….. 10
II.4.1.1 Maçonnerie ……. 10
a) Murs intérieurs (simple cloison)…… 10
b) Murs extérieurs (double cloison) ……..... 10
II.4.1.2 Plancher corps creux ……. 11
a) Plancher terrasse…….……. 11
b) Plancher étage courant ……. 11
II.4.1.3Plancher dalle pleine……. 12
a) Plancher terrasse ……..... 12
b) Plancher étage courant ……..... 12
II.4.2 Charge exploitation …….. …….. 12
II.5 Les poteaux ……... ……. 13
II.5.1 Etapes du prédimensionnement …….. 13
II.5.1.1 Choix du poteau le plus sollicité…….. 14
II.4.1.1.1 Calcul de la capacité portante N …… 15

II.4.1.1.2 Détermination des charges permanentes et charges d'exploitation……. 15
II.4.1.1.3Vérification de l'effort normal ultime……... 17
II..4.1.1.4 Vérification des dimensions selon « RPA99version2003[3] » ……... 19
II.6 Les voiles……. 20
II.6.1 prédimensionnement des voiles…… 20
II.6.2 Voile de contreventement……. 20
II.7 Conclusion…… 20

Chapitre III :Calcul des éléments secondaire.

III.1 L'acrotère…… 22
III.1.1 Introduction…….. 22
III.1.2 Charges et surcharges…….. 22
III.1.3 Détermination des efforts …… 23
III.1.4 Calcul de ferraillage ……..... 23
III.1.4.1 à l'état limite ultime…….. 24
III.1.4.2 Vérification des contraintes normales à l'état limite service ……... 25
III.1.4.3 Vérification des contraintes de cisaillement à l'état limite ultime…… 25
III.2 Plancher corps creux……... 25
III.2.1 La dalle de compression…….. 26
III.2.2.1 Schéma de ferraillage…… 27
III.2.2 Les poutrelles……... 27
III.2.2.a Avant coulage…… 27
III.2.2.b Après coulage…… 28
III.2.2.b.1 Evaluation des charges et surcharges……. 29
III.2.2.b.2 Sollicitations de calcul……... 29
III.2.2.b.3 Récapitulations……... 36
III.2.2.b.4 Calcul de ferraillage……... 36
III.2.2.b.5 Vérification des contraintes de cisaillement a l'ELU…… 38
III.2.2.b.6 Vérifications préliminaires de la flèche …… 38
III.2.2.b.7 Evaluation détaillée de la flèche ……... 39
III.3 Les escaliers…… 40
III.3.1 Dimensionnement…… 40
III.3.2 Evaluation des charges et surcharges…….. 42
III.3.2.1 Charges permanents…….. 42
III.3.2.2 Surcharge d'exploitation……... 44
III.3.3 Détermination des sollicitations……... 44
III.3.4 Détermination des efforts……. 44
III.3.5 Ferraillage des escaliers …….. 47
III.3.6 Condition de non fragilité ……... 47
III.3.7 Armatures de répartition…….. 48
III.3.8 Vérification des contraintes normales à l'ELS…… 48
III.3.9 Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU……... 48
III.3.10 Vérification de la flèche……. 48

III.3.11 Calcul de la poutre palière…… 49
III.3.12 Evaluation des charges…… 51
III.3.13 Calcul des efforts internes…… 51
III.3.14 Ferraillage des poutres paliers en L'ELU…… 53
III.3.15 Vérifications des contraintes a l'ELS……... 54
III.3.16 Vérification des contraintes de cisaillement à L'ELU…….. 54
III.3.17 Vérification de la flèche à L'ELS…… 54
III.4 Dalle pleine …….. 56
III.4.1 Définition……... 56
III.4.2 Calcul des actions …….. 57
III.4.3 Calcul du ferraillage à l'ELU…….. 59
III.4.4 Vérification des contrainres à l'ELS……... 60
III.4.5 Espacement ……... 61
III.4.6 Vérification des contraintes à l'ELU……. 61
III.4.7 Vérification de la flèche à l'ELS…… 62
III.5 Dalle machine ……... 63
III.5.1 Introduction …… 63
III.5.2 Prédimensionnement de la dalle ……... 63
III.5.3 Détermination des charges permanente et charges d'exploitation …… 63
III.5.4 Détermination des sollicitations …… 64
III.5.5 Calcul de ferraillage à L'ELU ……... 65
III.5.6 Vérification des contraintes à L'ELS …… 67
III.5.7 Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU …… 67
III.5.8 Vérification de la flèche à L'ELS …….. 67
III.5.9 Vérification Poinçonnement ……. 68

Chapitre IV :Etude dynamique.

IV. Etude dynamique……. 70
IV.1 Introduction…….. 70
IV.2 Disposition des voiles …….. 70
IV.3 Caractéristiques géométriques de la structure …….. 73
IV.3.1 Centre de masse…….. 73
IV.3.2 Centre de rigidité…… 73
IV.3.3 Excentricité …… 74
IV.3.4 Spectre de réponse « RPA99V2003 Article 4.3.3 » …….. 77
IV.3.5 Coefficient d'accélération A ‹‹ RPA99 version 2003 Tableau 4.1 ›› …… 78
IV.3.6 Facteur de correction d'amortissement η…….. 78
IV.3.7 Facteur de qualité Q ‹‹RPA99 version 2003 Tableau 4.4››……..... 78

IV.3.8 Justification du coefficient de comportement ‹‹ RPA99 Version 2003 tableau 4.3.A.2›› ……... 79
IV.5.6.Résultats de l'analyse dynamique …….. 79
IV.4. Résultats des analyses dynamiques ……. 80
IV.4.1. Analysemodale « Art 4.3.4 RPA99v2003 » ……. 80
IV.4.1.1. Comportement modal de la structure……. 80
IV.4.1.2. Participation massique……... 80
IV.6.4.2. Analyse statique et dynamique …….. 81
IV.4.2.1. Vérification de la force sismique à la base « RPA99v2003 Art 4.3.6 »…… 81
IV.4.2.2 Vérification de la stabilité au renversement ……... 83
IV.4.2.3 Vérification du déplacementen tête « RPA99V2003 Article 4.4.3 » ……. 84
IV.4.2.4 Vérification des déplacements inter-étages « RPA99V2003 Article 4.4.3 »….. 84
IV.4.2.5. Vérification du cisaillement des éléments ……. 86
IV.4.2.5.1. Poutres « C.B.A93 Article A.5.1 » ……. 86
IV.4.2.5.2. Les poteaux « RPA99V2003 Article 7.4.3.2 » …….. 87
IV.4.2.5.3. Voiles « RPA99V2003 Article 7.7.2 » …….. 89
a) Suivant l'axe (X)……... 89
b) Suivant l'axe (Y)…… 90
IV.4.2.6Vérification de l'effort normal réduit«RPA99V2003 Article 7.1.3.3»…… 90
IV.4.2.7 Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ « RPA99v2003 Article 5.9 » …… 91
IV.5 Conclusion ……... 92

Chapitre V :Ferraillage des éléments structuraux.

V. Ferraillage des éléments structuraux…… 95
V.1 Introduction ……... 95
V.2 Ferraillage des poutres……... 95
V.2.1 Ferraillage longitudinal des poutres…… 96
V.2.2. Vérification des contraintes normales à l'ELS …….. 97
V.2.4 Vérification de la flèche……..... 98
V.2.5. Ferraillage transversal des poutres…… 99
V.2.3. Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU …… 100
V.3 Ferraillage des poteaux…….. 102
V.3.1 Détermination des armatures longitudinales …….. 102
V.3.1.1 Recommandations sur le ferraillage minimal ……..... 102
V.3.1.2 Sollicitations extrêmes pour le ferraillage …….. 102
V.3.1.3 Vérification des contraintes à l'ELS ……... 105
V.3.2. Armatures transversales …… 106
V.4 Ferraillage des voiles……. 108
V.4.1 Ferraillage des trumeaux …… 108
V.4.1.1 Calcul d'armatures verticales …….. 108
V.4.1.2.Vérification des contraintes normales à L'ELS …….. 110
V.4.1.3.Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU ou L'ACC ……... 111
V.4.1.4.Calcul des armatures horizontals……. 111
V.4.1.5.Armatures d'attache……. 112

Chapitre VI :Etude de l'infrastructure.

VI. Etude de l'infrastructure …… 114
VI.1 Introduction ……. 114
VI.2 Connaissance du site et du sol ……. 114
VI.3 Etude préliminaire du choix de type de semelle ……. 114
VI.4 Calcule semelles isolées …….. 115
VI.4.1 Méthode de calcul …… 115
a) Répartition trapézoidale de reaction du sol …… 115
VI.4.2 Dimensionnement des semelles isolées …… 115
VI.4.3 Vérification de l'interférence entre deux semelle …… 116
VI.4.4 les semelles isolées ……. 118
VI.4.4.1 Vérification des contrainte …… 118
VI.4.4.2 Vérification de renversement……. 118
VI.4.4.3 Vérification de poiçonnement ……... 118
VI.4.4.4 Calcul du ferraillage à l'ELU …… 118
VI.5 Calcul des semelle filante …… 119
VI.5.1 Dimensionnement des semelles filantes ……... 120
VI.5.2 Vérification de la stabilité au renversement ……. 121
VI.5.3 feraillage des semelles filantes…….. 121
VI.5.3.1 semelles filantes (continue) sous un voile …….. 121
VI.6 poutre de libage……. 122
VI.6.1 Dimensionement de la poutre de libage …… 122
VI.6.2 Vérifications de poiçonnement de la poutre de libage …….. 123
VI.6.3 Vérification de cisaillement de poutre de libage à l'ELU……. 123
VI.6.4 Ferraillage poutre de libage……... 124
VI.6.5 Armature calculée en travée et en appui …….. 124
VI.6.6 Vérification des contraintes normales à l'ELS…….. 125
VI.6.7 Armature transversals…… 126
VI.6.9 Armatures de peau…… 126

VI.6.8 Vérification de la flèche à l'ELS ……. 126
VI.7 Ferraillage des longrines……... 127
VI.7.1 Calcul de Ferraillage à L'ELU ou L'ACC ……... 127
VI.7.2 Vérification des contraintes normales à l'ELS…….. 128
VI.8 Ferraillage des voiles Périphérique……... 129
VI.8.1 Calcul de la poussée des terres ……. 129
VI.8.2 Calcul de ferraillage à l'ELU …… 129
VI.8.3 Vérification des contraintes normales à l'ELS ……. 130
VI.8.4 Vérification des contraintes de cissaillement à l'ELU …… 130

LISTE DES FIGURE

Chapitre I:Présentation de l'ouvrage et caractéristique des matériaux.

Figure I.1: vue en plans architecture…… 1
Figure I.2: vue en plans de la coupe……. 2

Chapitre II:Pré-dimensionnement et descente des charges.

Figure II.1 :Coupe du plancher à corps creux……... 7
Figure II.2: le poteau le plus sollicité……... 14
Figure II.3: Surface reprise par le poteau le plus sollicité…… 14
Figure II.4:Vue en plan et vue en 3D du voile……. 20

Chapitre III:Calcul des éléments secondaire.

Figure III.1.1 : L'acrotère……. 22
Figure III.1.2 :Ferraillage de l'acrotère…… 25
FigureIII.2.1: Disposition des armatures de la table de compression…….. 27
Figure III.2.2: Diagrammes de l'effort tranchant et les moments à l'ELU du plancher courant…….. 30
Figure III.2.3: Diagramme de moment à l'ELS du plancher courant…….. 30
Figure III.2.4: Diagrammes de l'effort tranchant et les moments à l'ELU du plancher Terrasse…… 31
Figure III.2.5: Diagramme de moment à l'ELS du plancher Terrasse……..... 32
Figure III.2.6: Diagrammes de l'effort tranchant à l'ELU du plancher courant……. 33
Figure III.2.7: Diagrammes des moments à l'ELU du plancher courant……. 33
Figure III.2.8: Diagramme de moment à l'ELS du plancher courant……... 34
Figure III.2.9: Diagrammes de l'effort tranchant à l'ELU du plancher Terrasse……. 34
Figure III.2.10: Diagrammes des moments à l'ELU du plancher Terrasse…….. 35
Figure III.2.11: Diagramme de moment à l'ELS du plancher Terrasse……... 35
FigureIII.2.12 : Les sections considérées pour le calcul des ferraillages en travée (à gauche) , en appui (à droite)……. 36
Figure III.2.13 :Ferraillage des poutrelles (terrasse+étage courant)……. 39
Figure III.3.1: Escalier à trois volées…… 40
Figure III.3.2 : Dimensions de l'escalier…….. 41
Figure III.3.3 : Schéma statique de l'escalier à l'ELU……. 44
Figure III.3.4 : Diagramme des moments dans l'escalier à l'ELU…… 45
Figure III.3.5 :Diagramme des effort tranchants à l'ELU…… 45
Figure III.3.6 : Schéma statique de l'escalier à l'ELU……. 45
Figure III.3.7 :Diagramme des momnents dans l'escalier à l'ELS…… 46
Figure III.3.8 :Diagramme des effort tranchants à l'ELS……. 46
Figure III.3.9 : Ferraillage des escaliers……... 50
Figure III.3.10 : Schéma statique de la poutre palière……. 51
Figure.III.3.11 : Diagramme des efforts tranchants l'ELU…….. 52

Figure.III.3.12 : Diagramme des efforts tranchants l'ELS…….. 52
Figure III.3.13:Différents efforts dans la poutre palière l'ELU……... 52
Figure III.3.14 :Différents efforts dans la poutre palière l'ELS…….. 53
Figure III.3.15:Ferraillage de poutre palier…….. 55
Figure III.4.1 : Les encastrements et les dimensions de la dalle pleine rectangulaire….. 57
Figure III.4.2 : Les encastrements et les dimensions de la dalle pleine triangulaire…… 57
Figure III.4.3:Les positions des dalles pleines……. 58
Figure III.4.4 : section de calcul……... 59
Figure III.5.1: Les encastrements et les dimensions de la dalle machine……. 64
Figure III.5.2: Les ligne de rupture…….. 65

Chapitre IV:Etude dynamique.

Figure IV.1: Les dispositions des voiles proposées…….. 71
Figure IV.2: Disposition des voiles (vue en 3D)…….. 72
Figure IV.3: Disposition des voiles (vue en plan)…… 72
Figure IV.4: Position du Centre de masse et centre de rigidité…… 76
Figure IV.5: Spectre de réponse suivant l'axe (X) et l'axe (Y)…… 77

Chapitre V:Ferraillage des éléments structuraux.

Figure V.5.1: Ferraillage des poutres……... 101
Figure V.5.2: Les sections des poteaux…… 103
Figure V.5.3: Ferraillage les poteaux…… 105

Chapitre VI:Etude de l'infrastructure.

Figure VI.1:Semelle isolée…… 116
Figure VI.2:Les bulles de pression sous la semelle……. 117
Figure VI.3: Les bulles de pression sous la semelle…… 117
Figure VI.4: Semelle filantes sous voiles……. 119
Figure VI.5: Schéma présenté les semelles filantes……. 120
Figure VI. 6 : Dessin de ferraillage de Poutre de libage……... 126
Figure VI.7 : Dessin de ferraillage des semelles isolées……. 127
Figure VI.8 : Dessin de ferraillage des semelles filantes sous voiles…….. 127
Figure VI.9: Ferraillage de longrine…… 129
Figure VI.10: Ferraillage de voile périphérique……... 131

LISTE DES TABLEAUX

Chapitre I:Présentation de l'ouvrage et caractéristique des matériaux.

Tableau I.1 Caractéristique de béton……..... 5
Tableau I. 2 Caractéristiques de l'acier…… 5

Chapitre II:Pré-dimensionnement et descente des charges.

Tableau II.1:Prédimensionnement des poutres…….. 9
Tableau II.2: charge permanante des murs interieurs [DTR B.C 2.2]…….. 10
Tableau II.3: charge permanante des murs extérieurs……. 10
Tableau II.4: Evaluation de la charge permanante du plancher terrasse (corps creux)…… 11
Tableau II.5 :Evaluation de la charge permanante du plancher courant (corps creux)..... 11
Tableau II.6: charge permanante du plancher terrasse (dale pleine)……..... 12
TableauII.7 : Evaluation de la charge permanante du plancher courant (corps creux)…… 12
Tableau II.8 :Calcul de l'effort normal limite…… 15
Tableau II.9: Les charges permanents…… 16
Tableau II.10:Les surcharges d'exploitation…….. 17
Tableau II.11:Vérifications du 1,1 N_{ultime} et N_U..... 18
Tableau II.12:Vérification des dimensions selon le RPA99version2003…….. 19

Chapitre III:Calcul des éléments secondaire.

Tableau III.1: Détermination des efforts à l'ELU et l'ELS……..... 23
Tableau III.2 : Les données…….. 23
Tableau III.3 :Armatures verticales et horizontales…….. 24
Tableau III.4 : Espacement des armatures…… 24
Tableau III.5 : Vérification des contraintes normales de l'acrotère…….. 25
Tableau III.6 : Vérification des contraintes de cisaillement de l'acortère…… 25
Tableau III.2.1:Armatures de la dalle de compression……. 26
Tableau III.2.2: Charges permanents et surcharges d'exploitation des poutrelles…… 27
Tableau III.2.3:Détermination d'un nombre d'étaiements……. 28
Tableau III.2.4: Evaluation des charges et surcharges……. 29
Tableau III.2.5: Calcul du moment et effort tranchant et des poutrelles à plancher courant à ELU……. 30
Tableau.III.2.6:Calcul du moment et effort tranchant et des poutrelles à plancher courant à ELS…….. 30
Tableau.III.2.7.:Calcul du moment et effort tranchant et des poutrelles à plancher terrasse à l'ELU……. 31
Tableau.III.2.8:Calcul du moment et effort tranchant et des poutrelles à plancher terrasse à l'ELS…….. 31
Tableau.III.2.9:Calcul du moment et effort tranchant et des poutrelles à Plancher courant à ELU…….. 32
Tableau.III.2.10:Calcul du moment et effort tranchant et des poutrelles à plancher courant à l'ELS…….. 33
Tableau III.2.11 :Calcul du moment et effort tranchant et des poutrelles à plancher terrasse à l'ELU……. 34
Tableau.III.2.12:Calcul du moment et effort tranchant et des poutrelles à plancher terrasse

à ELS…… 35
Tableau III.2.13:Récapitulations des efforts internes de plancher courant……... 36
TableauIII.2.14:Récapitulations des efforts internes de plancher terrasse…….. 36
Tableau III.2.15:Calcul et vérification des armatures de plancher courant…….. 37
TableauIII.2.16:Ferraillage longitudinaux des poutrelles…… 38
Tableau III.2.17:Calcul et vérification des armatures transversales «RPA99V2003 Article 7.5.2.2»…… 38
Tableau.III.2.18:Vérification des contraintes de cisaillement des poutrelles…… 38
Tableau III.2.19 :vérifications préliminaires de la flèche des poutrelles…….. 38
Tableau III.2.20: Vérifications détaillée de la flèche des poutrelles……. 39
Tableau III.3.1 : Charge permanente de la paillasse de l'escalier« DTR B.C 2.2 »……. 43
Tableau III.3.2 : Charge permanente du palier de repos de l'escalier« DTR B.C 2.2 »…….. 43
Tableau III.3.3 : Combinaison des charges dans l'escalier…….. 44
Tableau III.3.4 : Combinaisons des charges dans l'escalier……. 46
Tableau III.3.5: Les données…… 47
Tableau III.3.6: Calcul des sections d'acier de l'escalier…….. 47
Tableau III.3.7 : Vérification de l'espacement……. 47
Tableau III.3.8 : Section d'armatures de répartition dans l'escalier……. 48
Tableau III.3.9 : Vérification des contraintes normales de l'escalier……... 48
Tableau III.3.10 : Vérification des contraintes de cisaillement de l'escalier à l'ELU……. 48
Tableau III.3.11 : Vérification de flèche de l'escalier……. 49
Tableau III.3.12 : Vérification de la flèche de l'escalier……. 49
Tableau III.3.13 : Pré dimensionnement de la poutre palière…….. 51
Tableau III.14 : Les efforts agissants sur une poutre palière……... 52
Tableau III.15 :Les données de la poutre palière……. 53
Tableau III.16 :Calcul des sections d'acier de la poutre palière…….. 53
Tableau III.3.17: Vérification du ferraillage à l'ELS……... 54
Tableau III.3.18: Vérification des contraintes de cisaillement de Poutre palière…… 54
Tableau III.3.19: Vérification de flèche des poutres palières…….. 55
Tableau III.4.1: Les actions sur la dalle pleine…… 58
Tableau III.4.2 : Les données…… 59
Tableau III.4.3: Calcul des sections des dalles pleines…… 59
Tableau III.4.4 : Vérification à l'E.L.S…… 60
Tableau III.4.5: Espacement des dalles pleines……... 61
Tableau III.4.6 : Section d'armatures de répartition……. 61
Tableau III.4.7: Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU…… 61
TableauIII.4.8:Vérification de flèche de la dalle……. 62
Tableau III.5.1: Poids de la machine…… 63
Tableau III.5.2: Détermination des charges……. 64
Tableau III.5.3: Sollicitations de la dalle machine…….. 65
Tableau III.5.4: Les données…… 65
Tableau III.5.5 : Ferraillage à l'ELU. (Sens X, Sens Y)…….. 66
Tableau III.5.6: Vérification des contraintes à l'ELS. Sens-X…… 67
Tableau III.5.7: Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU……. 67

Chapitre IV:Etude dynamique.

Tableau IV.1: Centre de masse et centre de rigidité…… 74
Tableau IV.2: Excentricité théorique et admissible……. 75
Tableau IV.3:Coefficient d'accélération de zone **A**.…… 78
Tableau IV.4:Détermination du facteur de qualité Q.…….. 78
Tableau IV.5: Comportement des trois premiers modes……. 80
Tableau IV.6: Participation massique…….. 81
Tableau IV.7: Les valeurs de la force sismique……... 82
Tableau IV.8: Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul……. 82
Tableau IV.9: Valeurs des moments de stabilité et de renversement…….. 83
Tableau IV.10 : Vérification du déplacementen tête……... 84
Tableau IV.11 : Vérification des déplacements inter-étage suivant X……. 85
Tableau IV.12: Vérification des déplacements inter-étage suivant Y…… 86
Tableau IV.13: Vérification du cisaillement des poutres……..... 87
Tableau IV.14: Vérification du cisaillement des poteauxsuivantl'axe (X)…….. 88
Tableau IV.15: Vérification du cisaillement des poteauxsuivantl'axe (Y)…….. 88
Tableau IV.16: Vérification du cisaillement des voiles suivantl'axe (X)…… 89
Tableau IV.17: Vérification du cisaillement des voiles suivant l'axe (Y)…… 90
Tableau IV.18: Vérification de l'effort normal réduit dans les poteaux…….. 91
Tableau IV.19: Vérification de l'effet P-Δ suivant les deux directions (X) et (Y)……... 92
Tableau IV.20: Dimensionnement finales des éléments…….. 93

Chapitre V:Ferraillage des éléments structuraux.

Tableau V. 1 : Les données du calcul…….. 95
Tableau V.2: La section calculée et choisie d'armatures des poutres…….. 96
Tableau V.3: La section choisie d'armatures des poutres…… 96
Tableau V.4 : Vérification des contraintes normales des poutres…… 97
Tableau V. 5: Vérification des contraintes des poutres à l'ELS. (Appui)…… 97
Tableau V.6: Vérification de section d'armatures……... 98
Tableau V.7: Vérification de flèche des poutres…….. 98
Tableau V. 8: La section d'armatures transversales……. 98
Tableau V.9: Vérification des contraintes de cisaillement……... 100
Tableau V.10: La section d'armatures des poteaux……. 104
Tableau V.11: Vérification des contraintes à L'ELS…… 105
Tableau V.12: La section d'armatures transversales des poteau……. 106
Tableau V. 13: La section calculée d'armatures verticales des voiles……. 109
Tableau V.14: La section choisie d'armatures verticales des voiles…… 109
Tableau V. 15: Vérification des contraintes normales des voiles …….. 110
Tableau V. 16: Vérification des contraintes de cisaillement des voiles…….. 111
Tableau V. 17 : La section calculée et choisie d'armatures horizontales des voiles……... 112

Chapitre VI:Etude de l'infrastructure.

Tableau VI.1:Dimensionnementdes semelles isolées à l'ELS……. 116
Tableau VI.2:Vérification des contraintes des semelles isolées……..... 118
Tableau VI.3:Vérification de renversement des semelles isolées…… 118
Tableau VI.4:Vérification de poinçonnement des semelles isolées……. 118
Tableau VI.5:Ferraillage principales des semelles isolées…….. 119

Tableau VI.6:Dimensionnement des semelles filantes à l'ELS…… 120
Tableau VI.7.Vérification de renversement des semelles filantes…… 121
Tableau VI.8: Vérification de méthode de calcul…… 121
Tableau VI.9:Ferraillages principales des semelles filantes sous voiles……. 122
Tableau VI.10:Armature de répartitions des semelles filantes sous voiles…….. 122
Tableau VI.11:Dimensionnement de la poutre de libage……. 123
Tableau VI.12:Vérification de poinçonnement de la poutre de libage……. 123
Tableau VI.13:Vérification de cisaillement des poutres de libage……... 124
Tableau VI.14: Détermination des valeurs de (F) des poutres de libage……. 124
Tableau VI.15:Ferraillage longitudinal des poutres de libage……. 125
Tableau VI.16:Vérification des Sections d'armatures……. 125
Tableau VI.17:Vérification des contraintes à l'ELS……. 125
Tableau VI.18 : Armateurs transversales……. 126
Tableau VI.19 : Vérifications préliminaire de la flèche…….. 126
Tableau VI.20: Ferraillage des longrines……. 128
Tableau VI.21 :Vérification des contraintes normales de longrines…….. 128
Tableau VI.22 : Tableau des données……. 129
Tableau VI.23:Ferraillage verticale et horizontale de voile périphérique…….. 129
Tableau VI. 24. Vérification des contraintes normales de voile périphérique…….. 130
Tableau VI.25. Vérification des contraintes de cisaillement de voile périphérique…….. 130

NOTATIONS

- **Majuscules romaine**

A : Section d'acier tendu.

A': Section d'acier comprimé.

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

$A_{rép}$: Armature de répartition.

A_t : Section d'acier transversale.

B : Aire d'une section de béton.

B r : Section réduite du béton d'un poteau.

L_{tot} : Longueur total.

L_f : Longueur de flambement.

L_t : Largeur de la section tendue.

L_t : Largeur de la section comprimée.

E.L.S : Etat Limite de Service.

E.L.U : Etat Limite Ultime.

S.P.C : section partiellement comprimée.

S.E.C : section entièrement comprimée.

S.E.T: section entièrement tendue.

E vj : Module de déformation longitudinale différée du béton.

E vi : Module de déformation longitudinale instantanée du béton.

G : module d'élasticité transversale.

E s : Module de déformation longitudinale d'acier.

I : Moment d'inertie.

K: Rigidité.

Z: bras de levier.

M : Moment fléchissant.

M_0 : Moment isostatique.

M_t : Moment fléchissant en travée d'une poutre.

M_a : Moment fléchissant en appui d'une poutre.

M_u : Moment fléchissant à l'E.L.U.

M_{ser} : Moment fléchissant à l'E.L.S

N : Effort normal.

N_{ser} : Effort normal à l'E.L.S.

N_u : Effort normal ultime.

T_u ,V_u : Effort tranchant ultime.

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

F: effort de traction.

R_a : Réaction à gauche.

R_b : Réaction à droite.

G : Charge permanente.

Q : Charge d'exploitation.

E, V : Charge sismique.

- **Minuscules romaines**

h: Hauteur de la section du béton.

b : Largeur de la section du béton.

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

c, c' : Enrobage supérieur et inférieur.

d : Hauteur utile d'une section.

f : Flèche.

ep : épaisseur.

e_0 : Excentricité.

a : épaisseur du voile.

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

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

f e :Limite d'élasticité d'acier.

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

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

i : Rayon de giration.

I_f : Longueur de flambement.

S t , t : Espacement d'armature transversale.

$S_{rép}$: Espacement de répartition.

S_{ZN} : Espacement dans la zone nodale.

S_{ZC} : Espacement dans la courant.

ml : Mètre linéaire.

- **Majuscules grecques**

Δ : Variation.

Σ : sommation.

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

W : poids.

- **Minuscules grecques**

α: Coefficient fonction de l'élancement du poteau.

β : bras de levier réduit.

γ : Coefficient de sécurité.

ε: Déformation relative.

η: Coefficient de fissuration.

λ: Élancement mécanique.

μ: Coefficient de frottement.

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.

σ m: Contrainte normale.

τ : Contrainte tangentielle.

δ: Déplacement d'un niveau.

ξ: Amortissement.

- **Autres notations**

BA: Béton armé.

FeE : Nuance d'acier.

HA : Haut adhérence.

C.V : Condition vérifiée.

C.N.V : Condition non vérifiée.

RDC :Rez-de-chaussée.

EC : Etage courant

INTRODUCTION GENERALES

Les structures du bâtiment contiennent la partie qui confère au bâtiment sa durabilité maintient son intégrité et transfère son poids et les charges auxquelles, il peut être exposé. Lorsqu'il s'agit de construire un bâtiment ou une infrastructure, il est nécessaire de choisir le type de structure approprié. Pour assurer la sodalité et la stabilité du projet.

Pour chaque étude de projet, elle doit suivre les étapes suivantes :

Le premier chapitre est basé sur la présentation de l'ouvrage et de ses dimensions,

Tandis que le deuxième chapitre contient le calcul des éléments de structure, puis le troisième chapitre comprend une présentation du calcul des éléments secondaires

Ensuite le quatrième chapitre contient l'étude dynamique de la structure à l'aide de calcul de structure ETABS.21, en présentant d'abord les différentes caractéristiques géométriques et dynamiques qui interviennent dans la réponse sismique.

Le cinquième chapitre s'attache l'utilisation des résultats obtenus pour calculer les éléments de renforcement et de résistance à l'aide du programme ROBOT EXPERT.

Enfin, les infrastructures sont calculées au chapitre six selon le rapport de sol et la réglementation applicable.

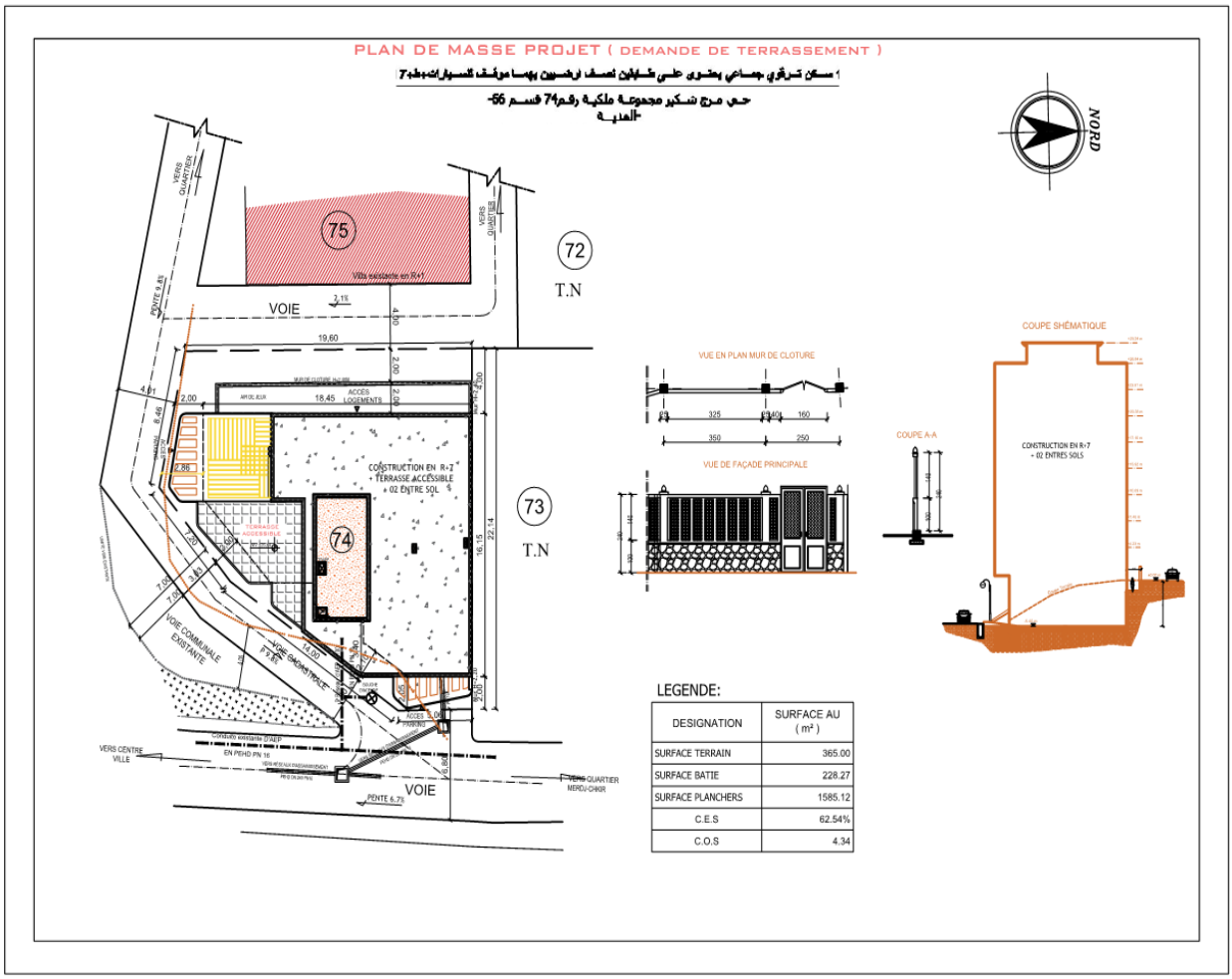


Figure 1: Plan de masse.



Figure 2: Façade principale.

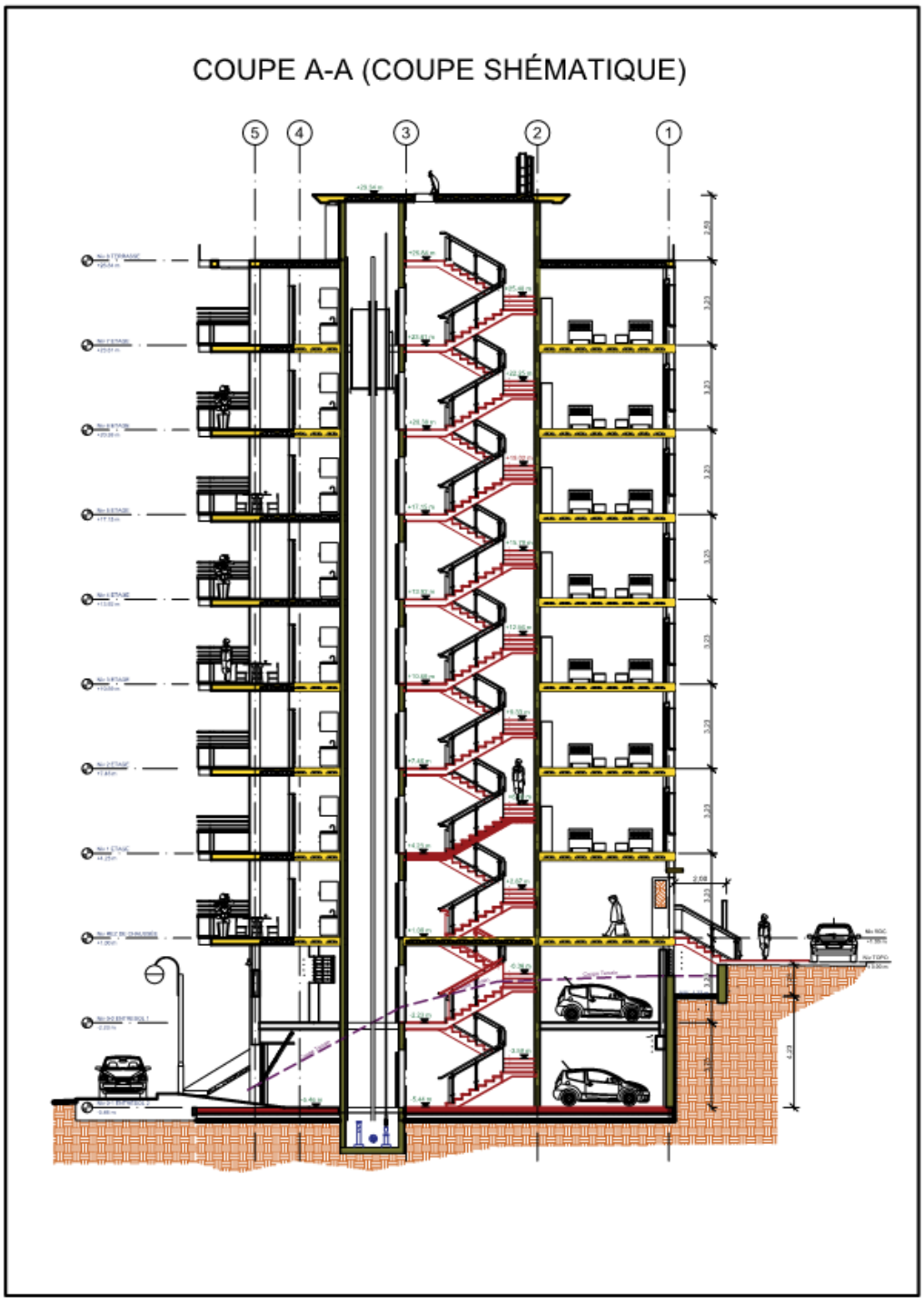


Figure 3:Coupe A-A(coupe .

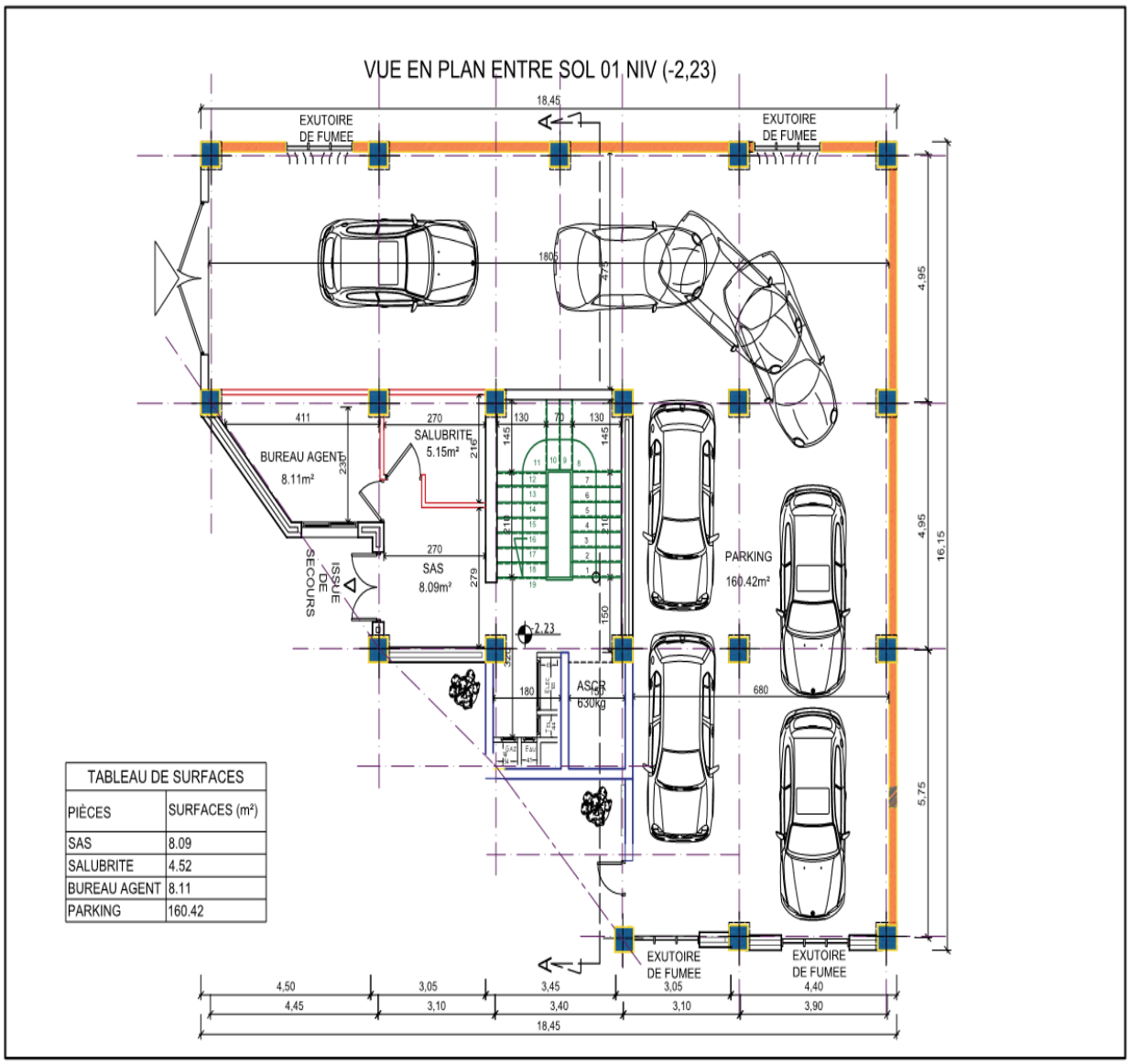


TABLEAU DE SURFACES	
PIÈCES	SURFACES (m²)
SAS	8.09
SALUBRITE	4.52
BUREAU AGENT	8.11
PARKING	160.42

Figure 4: vue en plans entre sol 01 .

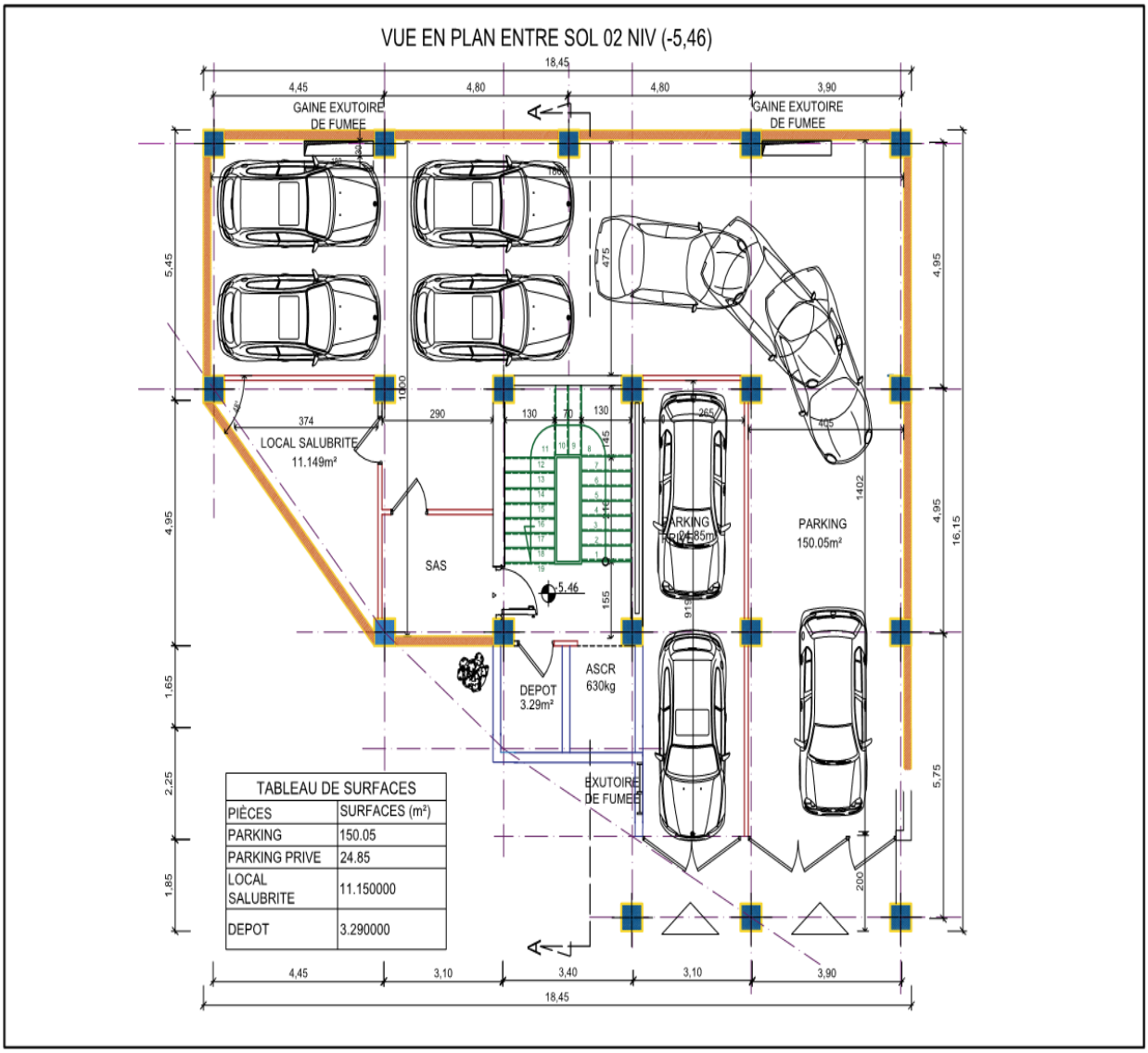


Figure 5: vue en plans entre sol 02.

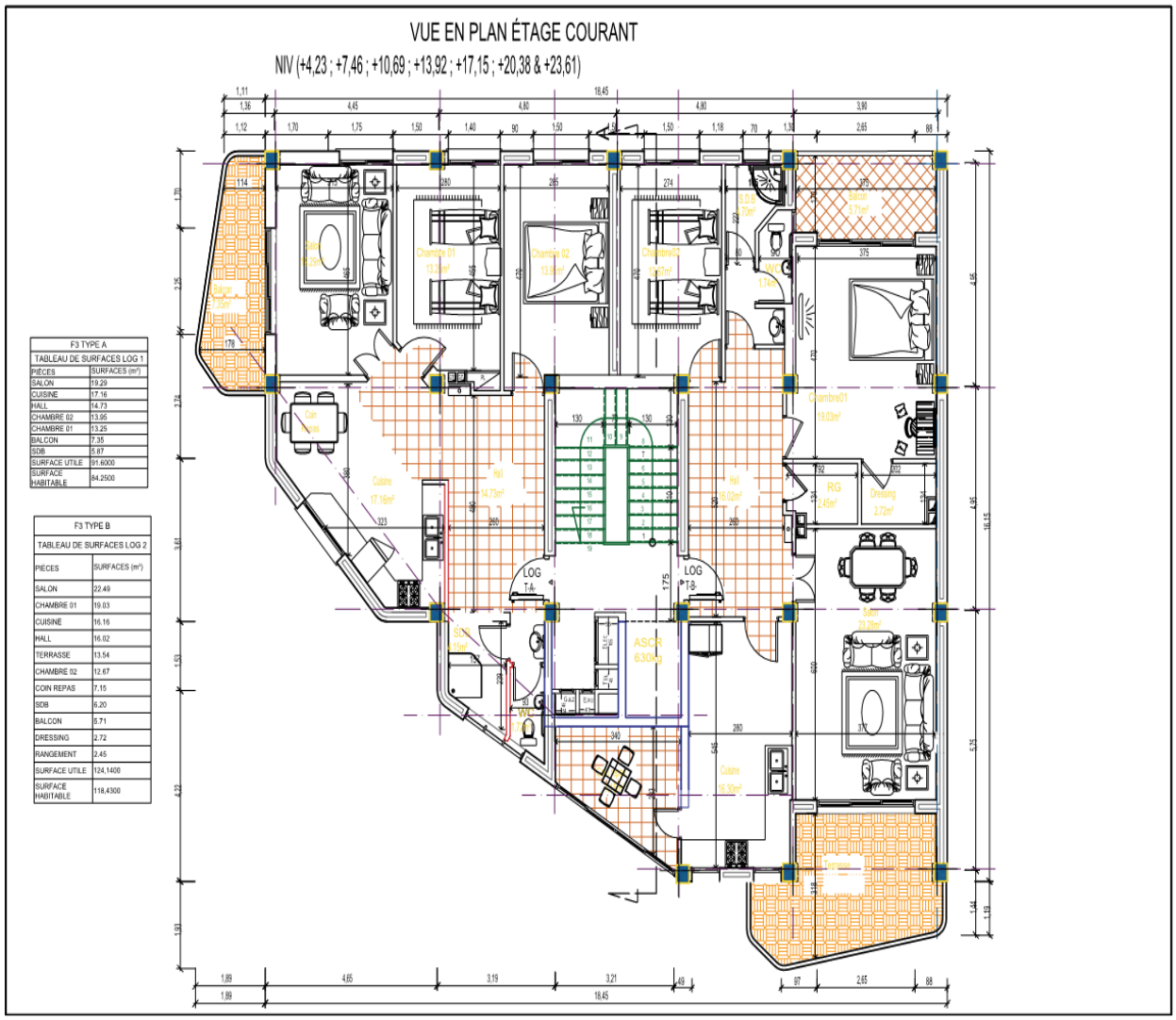


Figure 6 : vue en plans étage courant.

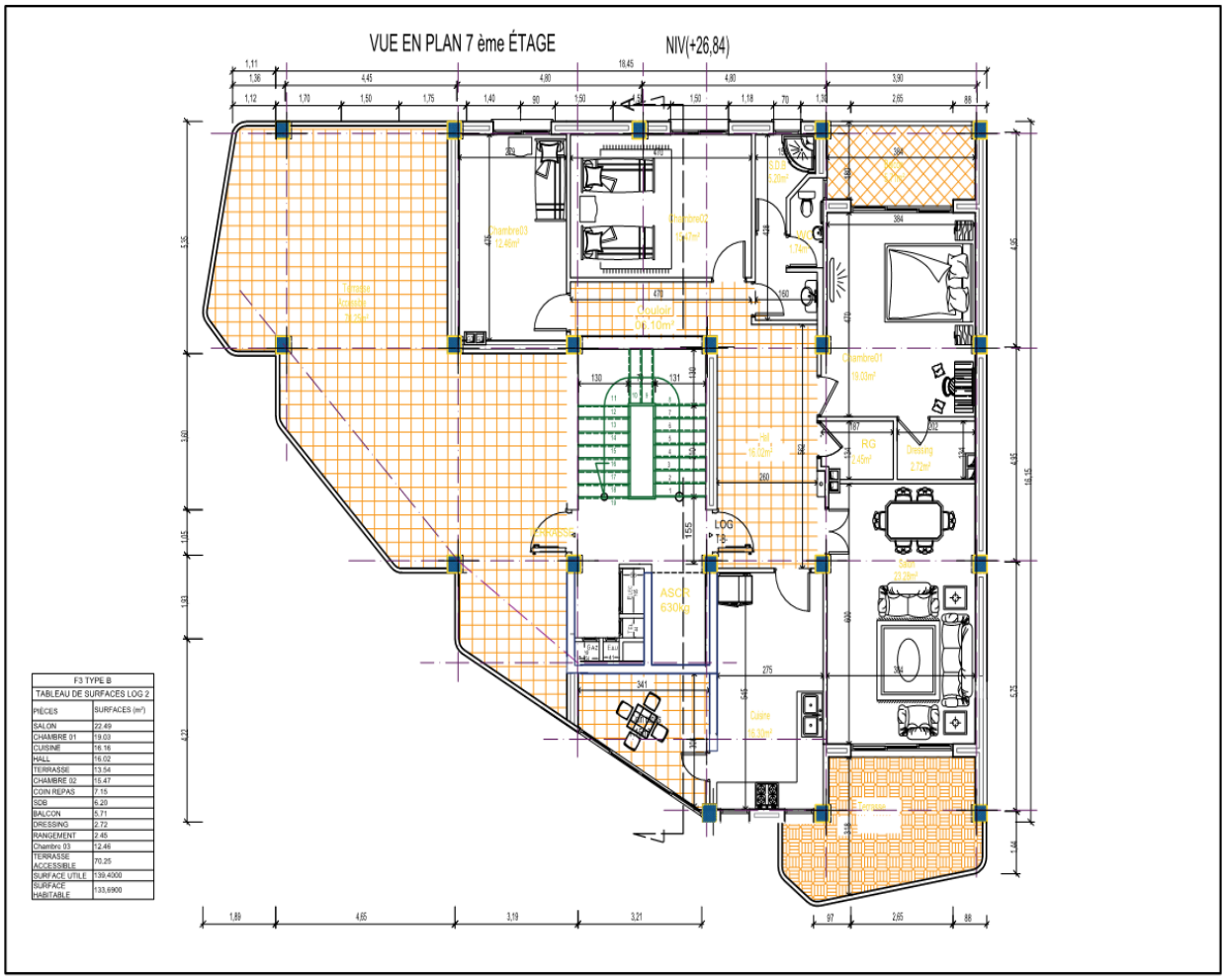


Figure 7: vue en plans 7ème étage.

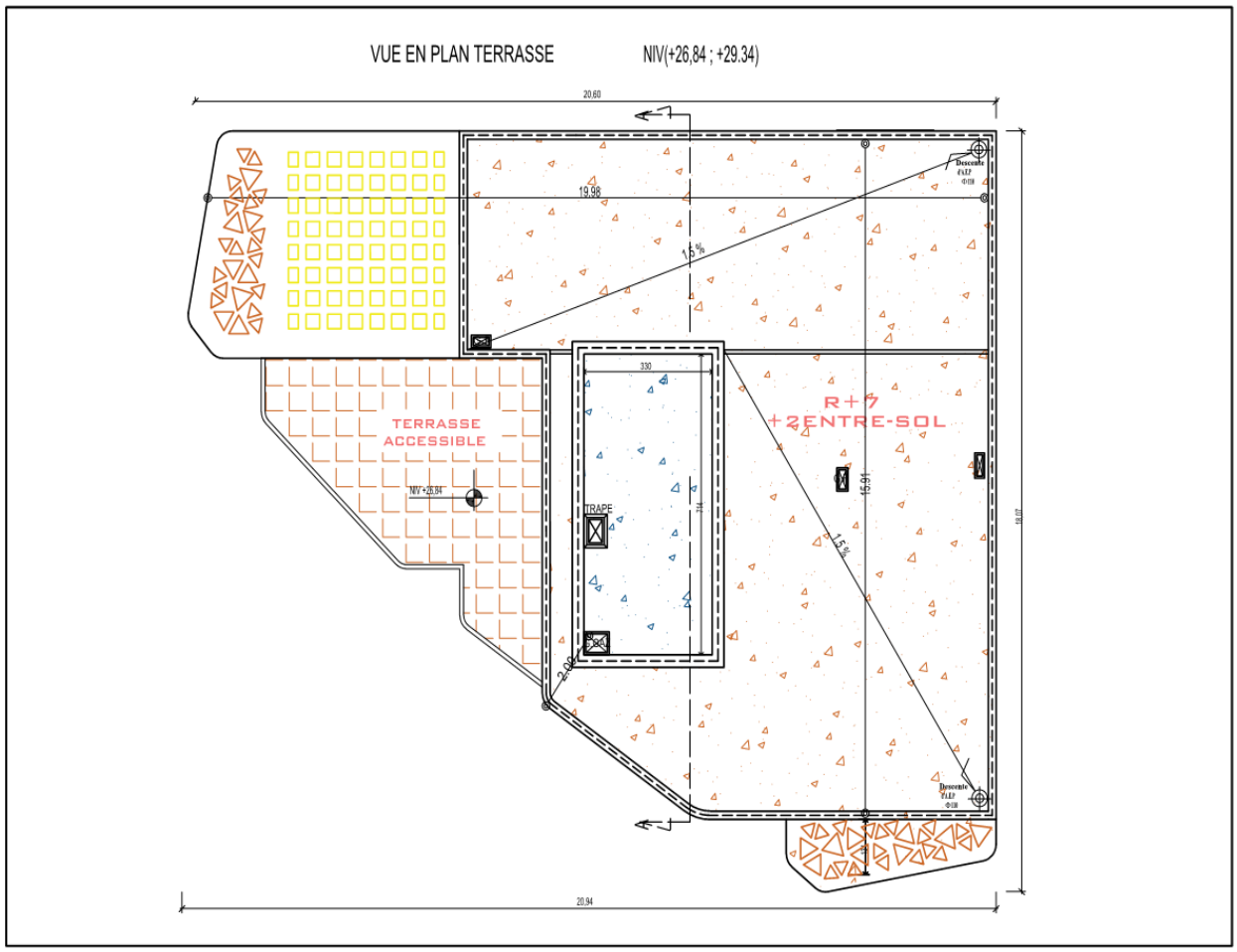


Figure 8 : vue en plans terrasse.

Chapitre I

Présentation de l'ouvrage

CHAPITRE I

PRESENTATION DE L'OUVRAGE

I.1 Présentation de l'ouvrage

Le projet porte sur l'étude d'un bâtiment en béton armé (2entre-sol+RDC+7 étages) à l'usage Multiple qui sera implanté à **MARDJ-ALSHKIR** la commun de **MEDEA**. C'est une zone de moyenne sismicité (zone II_b) selon la classification du RPA99version2003.

Notre étude sera conforme aux exigences des règles de conception en béton armé «CBA93 » , « DTR.C.2.2 » ainsi que le règlement parasismiques « RPA99version2003 ».

I.2 caractéristiques géométriques de la structure

I.2.1 Dimensions en plan du bâtiment

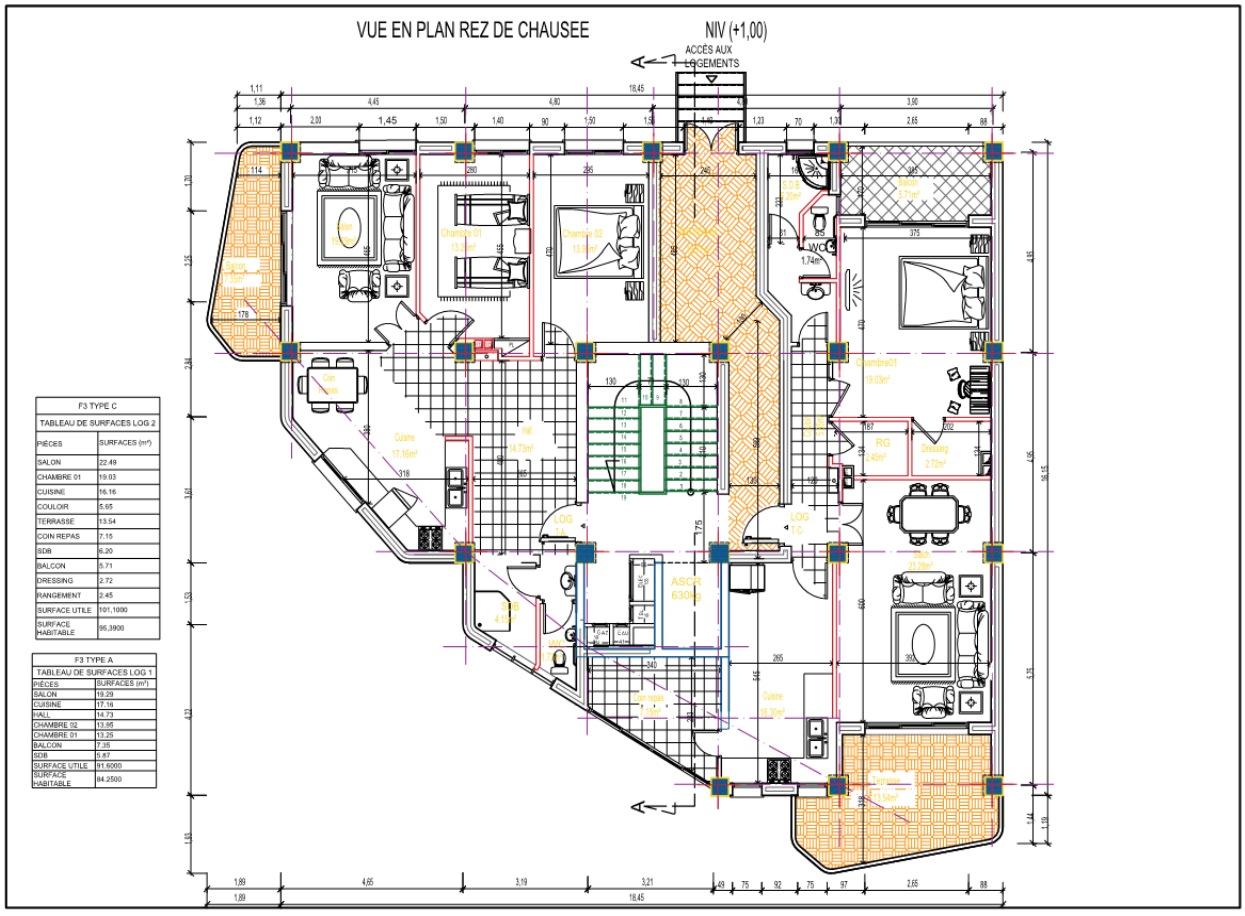


Figure I.1: vue en plans RDC.

- Longueur totale du bâtiment : 16,15 m.
- Largeur totale du bâtiment : 18,45 m.

I.2.2 Dimensions en élévation du bâtiment

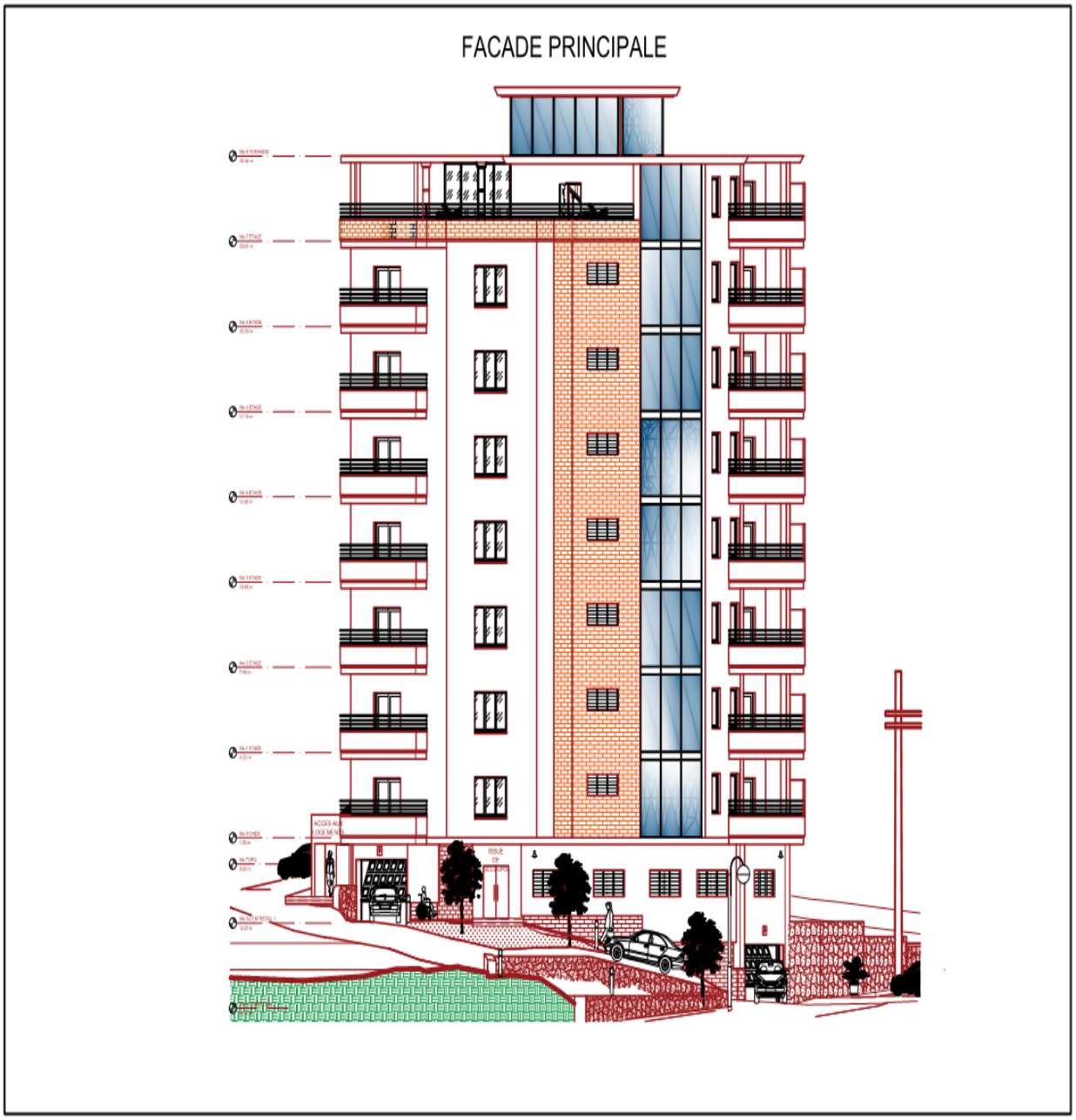


Figure I.2: Façade principale.

- Hauteur de entre sol(1,2) : 3,23 m.
- Hauteur du RDC et Etages courants : 3,23 m.
- Hauteur totale du bâtiment : 32,3 m.

I.3 Description de l'ouvrage

Le bâtiment est composé d'un RDC est de 07 étages identiques à usage habitation avec 2 entre-sol.

I.3.1Planchers

Les planchers sont considérés comme des diaphragmes rigides d'épaisseur relativement faible par rapport aux autres dimensions de la structure . Notre bâtiment comporte deux types de planchers :

- Planchers à cops creux.
- Planchers à dalle pleine (balcon) .

I.3.2Maçonnerie

On a deux types

- **Murs extérieurs (double cloison)**

Sont composés de deux (02) cloisons en briques creuses de 10cm d'épaisseurs séparées par une l'âme d'air de 5 cm pour assurer l'isolation thermique entre le milieu extérieur et l'intérieur du bâtiment.

- **Murs intérieurs (simple cloison)**

Sont des cloisons de séparations de 10cm d'épaisseur.

I.3.3Revêtement

Le revêtement de la structure est constitué par :

- Carrelage de 2 cm pour les chambres , les couloires et les éscaliers .
- Céramique recouvrant tous les murs dans les salles d'eau .
- Enduit de plâtre pour les murs intérieurs et les plafonds .
- Mortier de ciment pour Crépissages des façades extérieurs .

I.3.4 Infrastructure

- 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.

- Les fondation superficielles de type semelles isolées ou filantes , reliées par des longrines.

I.3.5 Les balcons

Les balcons sont les parties saillantes de la structure ,ils sont constitues de dalle pleine.

I.3.6 Les Ascenseurs

Un ascenseur est **u**n dispositif de déplacement vertical**.** il est composé essentiellement de la cabine et sa machinerie.

I.3.7 Les éscaliers

Les éscaliers sont droits à 3 volées comprenant 2 paliers de repos.

I.3.8 La terrase

Il existe un seul type de terrasse : terrasse accessible .

I.4 Caractéristique mécaniques des matériaux

Les caractéristiques mécaniques des matériaux seront choisit conformes aux règle de conception et de calcul des structures en béton armé « CBA 93 » les règlements en vigueur en Algérie .

I.4.1 Le béton

Le béton est un matériau de construction hétérogène . C'est le matériau de construction le plus utilisé au monde que ce soit en bâtiment ou en travaux public **«CBA Article A.2.1 ».**

Tableau I.1 Caractéristique de béton.

Résistance à la compression a 28 jours égale à minimum		25 MPa
Résistance a la traction « f_{t28}»		2,1 MPa
Masse volumique « ρ »		22-24 KN/m^3
Module d'élasticité « E »	Instantanée	32164,2 MPa
	différée	10818,86 MPa
Coefficient de poisson « υ »	Sollicitations	0
	déformations	0,2
Contrainte de cisaillement (**τu**)	Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable	2,50 MPa
	Fissuration peu nuisible	3,33 MPa

I.4.2 L'acier

«CBA Article A.2.2 ».

Tableau I. 2 Caractéristiques de l'acier.

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

chapitre II

Prédimensionnement des élément

II.Prédimensionnement et évaluation des charges

II.1 Introduction

Dimensionnement a pour but le précalcul des différents éléments résistants en utilisant les règlements « RPA99/version 2003 » et le « CBA93 ». Dans ce chapitre, le prédimensionnement de chaque type d'élément des étapes représente le point de départ et la base de la justification à la stabilité la résistance et la durabilité de l'ouvrage.

II.2 Prédimensionnement des planchers

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

Pour notre projet on prévoit deux types des planchers à savoir :

- Dalle pleine .
- Plancher corps creux.

II.2.1Plancher corps creux

Ces planchers sont constitués des poutrelles comme nervures en béton armé associées aux hourdis comme corps creux.

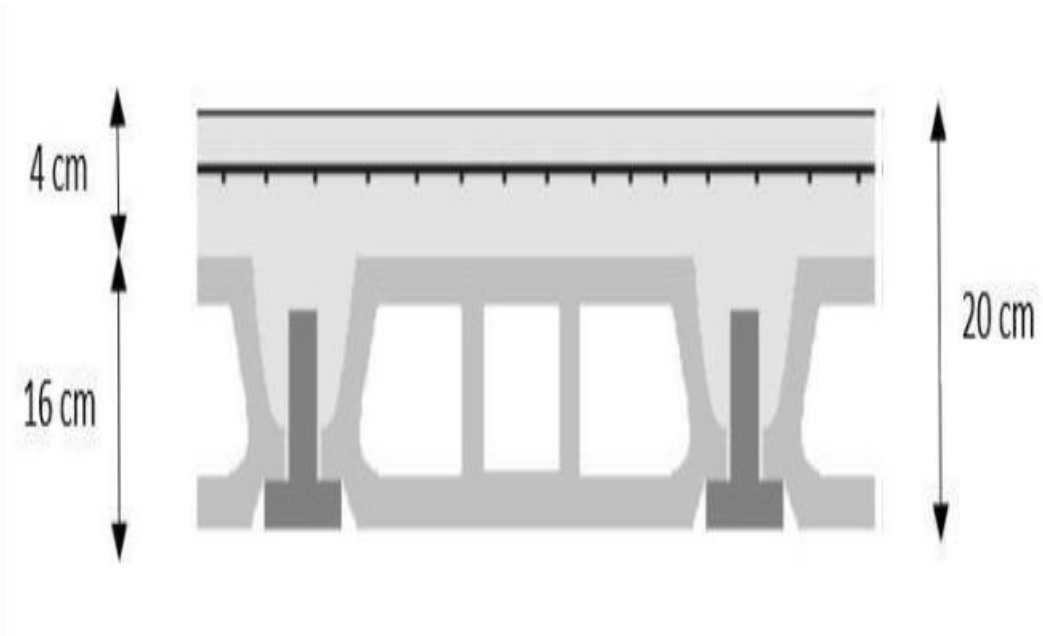


Figure II.1 :Coupe du plancher à corps creux .

CHAPITRE II

PREDIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS

Pour le pré dimensionnement de la hauteur des poutrelles en utilisera la formule suivante CBA 93

(art B.6.8.4.2.4) recommande que :

$$(\frac{L}{25}) \leq h_t \leq (\frac{L}{20}) \quad ;$$

Avec :

L: la plus longue portée de la poutrelle mesurée entre-axe.

Dans notre cas :L = 4.80m

19,2 cm $\leq h_t \leq$ 24cm

on adopte : h_t = 20cm.

$h_t = d + e$

d = 16cm (hauteur de corps creux).

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

Donc : h_t = (16 + 4) cm (DTR B.C.2.2 art C.3).

II.2.2 plancher dalle pleine

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

a. Critère de résistance

pour les dalles reposant sur 3 ou 4 appui :

L: la plus petite portée entre nus des appuis .

e : épaisseur de la dalle.

$$\frac{L}{45} \leq e \leq \frac{L}{40}$$

$$\frac{355}{45} \leq e \leq \frac{390}{40} \quad => \quad 7{,}88 \leq e \leq 8{,}87$$

Sécurité contre l'incendie

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

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

On adopte e = 15 cm.

II.3 Prédimensionnement des poutres

Les poutres sont des éléments linéaires dont leur section est rectangulaire leur portée est largement supérieur aux dimensions de la section.

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

CHAPITRE II

PREDIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS

Le prédimensionnement des poutres est donné par les formules empiriques suivantes:

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

$0.3h \leq b \leq 0.7h$

L: la plus grande portée mesurée entre axe des appuis.

h : hauteur totale de la poutre .

b : largeur de la base de la poutre.

Tableau II.1:Prédimensionnement des poutres.

	Poutres principales	Poutres secondaires
Conditions de résistance	L = 540cm ⇒ 36cm ≤ h ≤ 54cm. On adopte : h = 40cm ⇒13,5cm ≤ b ≤ 31,5cm. On adopte : b = 30cm	L = 445cm ⇒29,66cm ≤ h ≤ 44,5cm . On adopte : h = 35cm ⇒13,5cm ≤ b ≤ 31,5 cm. On adopte : b = 30cm
Vérification selon le RPA 99 (version 2003) Art..5	b = 30cm ≥ 20cm h = 40cm ≥ 30cm $\frac{h}{b}$ = 1,5 ≤ 4,0 (Conditions vérifiées)	b = 30cm ≥ 20cm h = 35cm ≥ 30cm $\frac{h}{b}$ = 1,5 ≤ 4,0 (Conditions vérifiées)
Condition de rigidité $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$	$\frac{h}{L}$ = 0,09 ≥ $\frac{1}{16}$ = 0,0625 (Condition vérifiée)	$\frac{h}{L}$ = 0,09 ≥ $\frac{1}{16}$ = 0,0625 (Condition vérifiée)

Sections adoptees

Pour les poutres principales (sens x) , on adopte la section : (b × h) = 30 × 40 cm^2 .

Pour les poutres secondaires (sensy) , on adopte la section : (b × h) = 30 × 35cm^2 .

II.4 Evaluation des charges permanantes et sur charges d exploitations

II.4.1 charges permanantes :[DTR B.C 2.2]

II.4.1.1 Maçonnerie

a) Murs intérieurs (simple cloison)

Tableau II.2: charge permanante des murs interieurs [DTR B.C 2.2]

N°	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m^3)	Poids surfacique (kN/m^2)
1	Enduit en ciment	0,02	0,18	0,36
2	Brique creuse	0,10	0,90	0,90
3	Enduit en ciment	0,02	0,18	0,36
G (kN/m^2)				1,62

b) Murs extérieurs (double cloison)

Tableau II.3: charge permanante des murs extérieurs.

N°	Composants	Epaisseur(m)	Poids volumique (kN/m^3)	Poids surfacique (kN/m^2)
1	Enduit en ciment	0,02	0,18	0,36
2	Brique creuse	0,10	0,90	0,90
3	L'âme d'air	0,05	/	/
4	Brique creuse	0,10	0,90	0,90
5	Enduit en ciment	0,02	0,18	0,36
G (kN/m^2)				2,52

II.4.1.2 Plancher corps creux

a) Plancher terrasse

Tableau II.4 : Evaluation de la charge permanante du plancher terrasse (corps creux).

N°	Composants	Épaisseur (m)	Poids surfacique (kN/m^2)
1	Gravillon roulé(8/15)	0,04	0,80
2	Étanchéité multi couche	0,02	0,12
3	Papier kraft	-	0,05
4	Forme de pente	0,15	3,30
5	Plaque de liège	0,04	0,16
6	Pare vapeur	0,01	0,06
7	Film polyane	-	0,01
8	Plancher corps creux	0,16+0,04	2,80
9	Enduit de plâtre	0,02	0,20
G (kN/m^2)			7,50

b) Plancher étage courant

Tableau II.5 : Evaluation de la charge permanante du plancher courant (corps creux).

N°	Composants	Épaisseur(m)	Poidssurfacique(kN/m^2)
1	Carrelage	0,02	0,40
2	Mortier de pose	0,02	0,40
3	Lit de sable	0,03	0,54
4	Plancher corps creux	0,16+0,04	2,80
5	Enduit de plâtre	0,02	0,20
6	Mur simple cloison	0,10	1,62
G (kN/m^2)			5,96

II.4.1.3 Plancher dalle pleine

a) Plancher terrasse

Tableau II.6: Charge permanante du plancher terrasse (dalle pleine).

N°	Composants	Épaisseur (m)	Poids surfacique (kN/m^2)
1	Gravillon roulé (8/15)	0,04	0,80
2	Étanchéité multi couche	0,02	0,12
3	Papier kraft	-	0,05
4	Forme de pente	0,15	3,30
5	Plaque de liège	0,04	0,16
6	Pare vapeur	0,01	0,06
7	Film polyane	-	0,01
8	Dalle pleine	0,15	3,75
9	Enduit en plâtre	0,02	0,20
G (kN/m^2)			8,45

b) Plancher étage courant

Tableau II.7 : Evaluation de la charge permanante du plancher courant (dalle pleine).

N°	Composants	Épaisseur (m)	Poids surfacique (kN/m^2)
1	Carrelage	0,02	0,40
2	Mortier de pose	0,02	0,40
3	Lit de sable	0,03	0,54
4	Dalle pleine	0,15	3,75
5	Enduit de plâtre	0,02	0,20
6	Mur simple cloison	0,10	1,62
G (kN/m^2)			6,91

II.4.3 charge exploitation

Le plancher terrasse est accessible Q=1,5 KN/m^2.

Le plancher courant à usage d habitation Q= 1.5 KN/m^2.

Parking au niveau de l'entre sol Q= 5 KN/m^2.

II.5 Les poteaux

Pour le prédimensionnement des poteaux on utilisera un calcul basé sur la descente des charges qui a pour but l'évaluation des actions de charge permanante et d'exploitation : donc le poteau sera pré-dimensionné sous l'effet de l'effort normal ultime de compression.

II.4.1 Etapes de prédimensionnement

-Choisir le poteau le plus sollicité.

-Calcul de la surface reprise par le Poteau.

-Déterminer des charges permanantes et d'exploitations.

-Calcul de l'effort normal revenant à ce poteau .

-Vérification selon RPA99 VERSION 2003.

$$\begin{cases} \text{Min}\,(b_1, h_1) \geq 30\text{cm} \\ \text{Min}\,(b_1, h_1) \geq \dfrac{he}{20} \end{cases}$$

On doit respecter la formule suivante:

$N_U \leq N = \alpha \times \left(\dfrac{Br \times fc28}{0{,}9 \times \gamma b + A \times fe/\gamma s} \right)$

A : la section d'acier comprimé prise en compte dans le calcul. $A = \dfrac{B}{1000}$;

Br : la section réduite du poteau obtenue en réduisant de sa section réelle en cm d'épaisseur sur toutes à périphérique «$B_r = (b - 2cm) \times (h - 2cm)$»

$$\begin{cases} \alpha = \dfrac{0{,}85}{1 + 0.25\left(\frac{\lambda}{35}\right)2} & \text{Si} \quad \lambda \leq 50 \\ \alpha = 0.60\left(\dfrac{50}{\lambda}\right)^2 & \text{Si} \quad 50 \leq \lambda \leq 70 \end{cases}$$

$\lambda = \dfrac{lf}{i}$; $i = \dfrac{b}{\sqrt{12}}$ (section carrée) ;

On a :

λ : l'élancement mécanique ;

i : rayon de giration;

l_0: longueur du poteau ;

l_f : longueur de flambement;

Situation durable : ($\gamma_b = 1{,}5$; $\gamma_s = 1{,}15$).

II.4.1.1 Choix du Poteau le plus sollicité

Le poteau le plus sollicité situé entre l'axe (B) et l'axe (2).

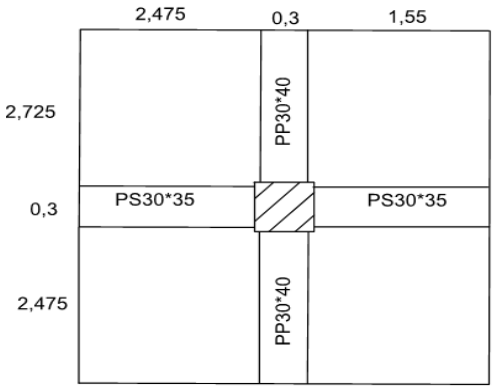


Figure II.2: le poteau le plus sollicité.

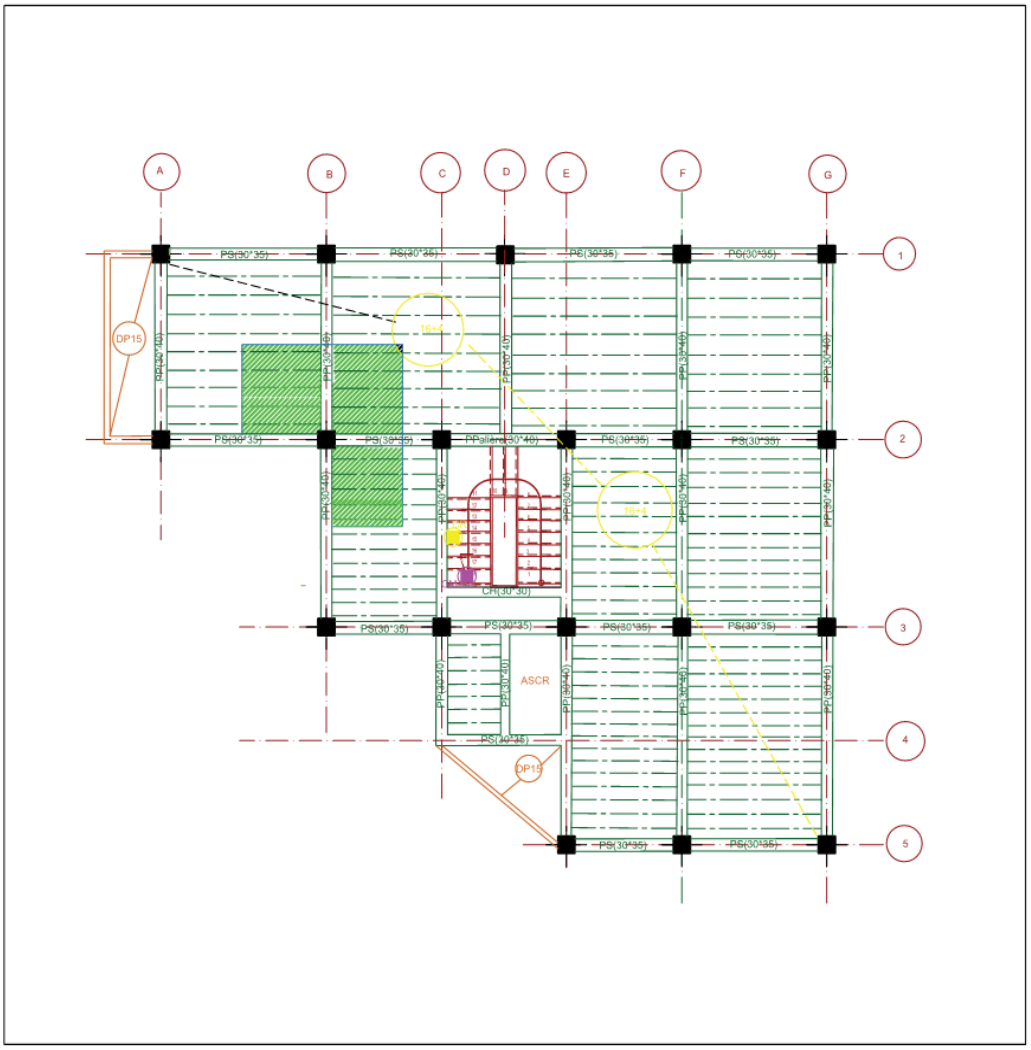


Figure II.3: Surface reprise par le poteau le plus sollicité.

II.4.1.1.1 Calcul de la capacité portante N

Tableau II.8 :Calcul de l'effort normal limite.

Étage	Dimension (Cm^2)	B_r (mm^2)	L_0 (m)	L_f (m)	i (m)	λ	α	A_s (mm^2)	$\bar{N}$ (kN)
7ème	35×35	108900	3,23	2261	0,101	22,37	0,7857	122,5	1618,59
6ème	35×35	108900	3,23	2261	0,101	22,37	0,7857	122,5	1618,59
5ème	40×40	144400	3,23	2261	0,115	19,58	0,7999	160	2181,05
4ème	40×40	144400	3,23	2261	0,115	19,58	0,7999	160	2181,05
3ème	45×45	184900	3,23	2261	0,130	17,40	0,8099	202,5	2830,20
2ème	45×45	184900	3,23	2261	0,130	17,40	0,8099	202,5	2830,20
1ére	45×45	184900	3,23	2261	0,130	17,40	0,8099	202,5	2830,20
RDC	50×50	230400	3,23	2261	0.144	15,66	0,8172	250	3557,78
Entre-Sol 1	50×50	230400	3,23	2261	0.144	15,66	0,8172	250	3557,78
Entre-Sol 2	50×50	230400	3,23	2261	0.144	15,66	0,8172	250	3557,78

II.4.1.1.2 Détermination des charges permanentes et charges d'exploitation

-$G_{plancher}$ = poids de plancher × $S_{plancher}$.

-$G_{(poutres\ principale\ secondaires)}$ = b × h × L× poids volumique du béton armé.

-G_{poteau}= b × h × h_e× poids volumique du béton armé. Avec : Poids volumique du béton armé = 25 kN/m^3.

Surface d'influence revenant au poteau:

Sp = (2,475 + 1,45) × (2,725 + 2,475) = 20,41m^2.

St = (2,475 + 1,45 + 0,3) × (2,725 + 2,475 + 0, 3) = 23,235m^2.

Tableau II.9: Les charges permanents.

Étage	h (m)	Sp (m^2)	G_{poteau}	$G_{pp.X}$	$G_{pp.Y}$	$G_{plancher}$	G_{niveau}	$G_{cumulé}$
7ème	3,23	20,41	9,89	24,98	33,58	121,64	190,09	190,09
6ème	3,23	20,41	9,89	24,98	33,58	121,64	190,09	380,18
5ème	3,23	20,41	12,92	24,98	33,58	121,64	193,12	573,3
4ème	3,23	20,41	12,92	24,98	33,58	121,64	193,12	766,42
3ème	3,23	20,41	16,35	24,98	33,58	121,64	196,55	962,97
2ème	3,23	20,41	16,35	24,98	33,58	121,64	196,55	1159,52
1ier	3,23	20,41	16,35	24,98	33,58	121,64	196,55	1356,07
RDC	3,23	20,41	20,18	24,98	33,58	121,64	200,38	1556,45
Entre-sol 1	3,23	20,41	20,18	24,98	33,58	121,64	200,38	1756,83
Entre-sol 2	3,23	20,41	20,18	24,98	33,58	121,64	200,38	1957,21

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

-**Loi de dégression «DTRB.C.2.2 »[3].**

$Q_0 + 3 + n /2_n (Q_1 + Q_2 + \ldots\ldots\ldots\ldots Q_n)$.

Tableau II.10:Les surcharges d'exploitation.

Niveau	St (m^2)	$Q_{plancher}$ (KN)	$Q_{étage}$(kN)		$\frac{3+n}{2n}$	$Q_{cumulé}$(KN)
$7^{ème}$(terrasse)	23,24	1,5	Q0	34,86	-	34,86
$6^{ème}$	23,24	1,5	Q1	34,86	1	69,72
$5^{ème}$	23,24	1,5	Q2	34,86	0,95	104,58
$4^{ème}$	23,24	1,5	Q3	34,86	0 ,90	139,44
$3^{ère}$	23,24	1,5	Q4	34,86	0,85	174,3
$2^{ème}$	23,24	1,5	Q5	34,86	0,80	209,16
$1^{ére}$	23,24	1,5	Q6	34,86	0,75	244,02
RDC	23,235	1,5	Q7	34,86	0,714	278,88
Entre-sol 1	23,235	5	Q8	34,86	0,688	313,74
Entre-sol 2	23,235	5	Q9	34,86	0,67	348,6

II.4.1.1.3Vérification de l'effort normal ultime

L'effort normal (N_{ultime}) doit être majore de (10%) pour le poteau le plus sollicité :

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

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

Étage	G(kN)	Q(kN)	N_{ultime}	$1,1N_{ultime}$	$N_U(\overline{kN})$	$1,1N_{ultime} \leq N_U(\overline{kN})$
7ème	190,09	34,86	308,91	339,80	1618,59	Condition vérifiée
6ème	380,18	69,72	617,82	679,60	1618,59	Condition vérifiée
5ème	573,3	104,58	930,83	1023,91	2181,20	Condition vérifiée
4ème	766,42	139,44	1243,83	1368,21	2181,20	Condition vérifiée
3ème	962,97	174,3	1561,46	1717,60	2830,20	Condition vérifiée
2ème	1159,52	209,16	1879,09	2066,99	2830,20	Condition vérifiée
1ère	1356,07	244,02	2196,72	2416,39	2830,20	Condition vérifiée
RDC	1556,45	278,88	2519,53	2771,48	3557,78	Condition vérifiée
Entre-sol 1	1756,83	313,74	2842,33	3126,56	3557,78	Condition vérifiée
Entre-sol 2	1957,21	348,6	3165,13	3481,64	3557,78	Condition vérifiée

II..4.1.1.4 Vérification des dimensions selon « RPA99version2003[3] »

Tableau II.12:Vérification des dimensions selon le RPA99version2003.

Condition à vérifiée	Application de condition		Vérification
Min (b_1, h_1) ≥ 30 cm	45 ≥30		Condition vérifiée
Min (b_1, h_1) ≥ h_e /20	$7^{ème}$, $6^{ème}$	35 ≥ 16,15	Condition vérifiée
	$5^{ème}$,$4^{ème}$	40 ≥ 16,15	
	$3^{ème}$,$2^{ème}$,$1^{ère}$	40 ≥ 16,15	
	RDC, Entre-sol 1, Entre sol 2	50 ≥ 16,15	
0,25 ≤ b_1/ h_1≤ 4	$7^{ème}$, $6^{ème}$	0,25 ≤ 1 ≤ 4	Condition vérifiée
	$5^{ème}$,$4^{ème}$	0,25 ≤ 1 ≤ 4	
	, $3^{ème}$,$2^{ème}$, $1^{ère}$	0,25 ≤ 1 ≤ 4	
	RDC, Entre-sol 1, Entre sol 2	0,25 ≤ 1 ≤ 4	
b_{max} ≤1,5 h_1 + b_1	$7^{ème}$, $6^{ème}$	30 ≤ 87,5	Condition vérifiée
	$5^{ème}$, $4^{ème}$	30 ≤ 100	
	$3^{ème}$, $2^{ème}$, $1^{ère}$	30 ≤ 112,5	
	RDC, Entre-sol 1, Entre sol 2	30 ≤ 125	
d ≤ Max(b_1/2 ; h_1/2)	$7^{ème}$, $6^{ème}$	5 ≤ 17,5	Condition vérifiée
	$4^{ème}$, $3^{ème}$, $2^{ème}$	10 ≤ 20	
	$3^{ème}$,$2^{ème}$, $1^{ère}$	15 ≤ 22,5	
	RDC, Entre-sol 1, Entre sol 2	20 ≤ 25	

II.6 Les voiles

II.6.1 Prédimensionnement des voiles

Les voiles sont des éléments rigides en béton armé coulées sur place. Ils sont destinés d'une part à reprendre une partie des charges verticales et d'autre part assurer la stabilité de l'ouvrage sous l'effet des chargements horizontaux.

Leur prédimensionnement se fera conformément à (art 7-7-1 du RPA99), exige une épaisseur minimale de 15cm , l'épaisseur doit être déterminer en fonction de la hauteur libre h_e et des conditions de rigidité aux extrémités.

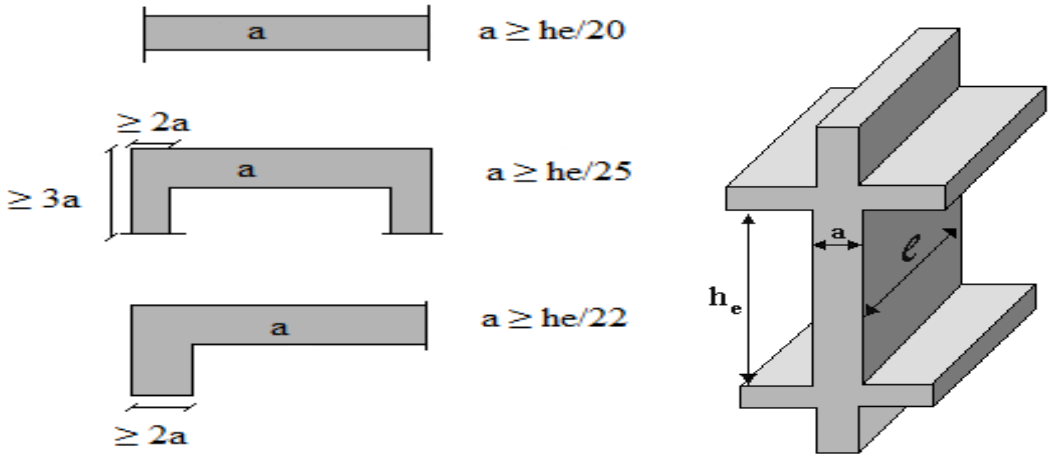


Figure II.4:Vue en plan et vue en 3D du voile.

L : porté du voile.

a : épaisseur du voile.

II.6.2 Voile de contreventement

Pour tous les étages : $h_e = 2{,}88$

$a \geq \{ 15cm ; \frac{he}{25} ; \frac{he}{22} ; \frac{he}{20} \}$

$a \geq \{ 15cm ; 11{,}5 ; 13{,}09 ; 14{,}4 \}$

on adopte : a = 15cm

II.7 Conclusion

Les résultats obtenus ne sont pas définitifs ,ils sont susceptibles d'être changés après avoir effectué le calcul dynamique et après vérification des flèches des éléments porteurs.

chapitre III

Calcul des éléments secondaires

CHAPITRE III

CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES

III.1 L'acrotère

III.1.1 Introduction

L'acrotère est une construction complémentaire sur la plancher terrasse ayant pour objectif d'étanchéité et destinée essentiellement à protéger les personnes contre la chute. L'acrotère est un système isostatique assimilable à une console encastrée au plancher terrasse, la section la plus dangereuse se trouve au niveau de l'encastrement.

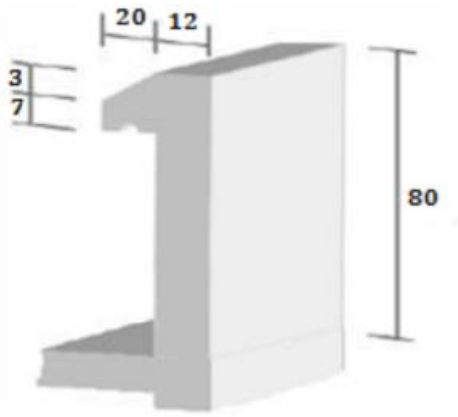


Figure III.1.1 : L'acrotère.

III.1.2 Charges et surcharges

$G_{acrotère}$ = poids volumique de béton × la surface.

$G_{acrotère} = (0,12 \times 0,80 + \frac{0,03 \times 0,2}{2} + 0,07 \times 0,2) \times 25 = 2,825 KN/ml.$

Sur charge : Q = 1KN/ml.

III.1.3 Détermination des efforts

Tableau III.1: Détermination des efforts à l'ELU et l'ELS.

L'E.L.U	
L'effort normal :	$N_u = 1,35 \times G = 1,35 \times 2,825 = 3,814KN$
Moment d'encastrement :	$M_u = 1,5 \times Q \times h = 1,5 \times 1 \times 0,8 = 1,2KN.m$
L'effort tranchant :	$T_u = 1,5 \times Q = 1,5 \times 1 = 1,5KN$
L'E.L.S	
L'effort normal :	$N_s = G = 2,825KN$
Moment d'encastrement :	$M_s = Q \times h = 1 \times 0,8 = 0,8$ KN.m
L'effort tranchant :	$T_s = Q = 1$ KN.m

III.1.4 Calcul de ferraillage

Le calcul du ferraillage se fait par une section rectangulaire (100x12) cm^2 soumise à la flexion composée . Les dimensions ainsi que les valeurs de résistances caractéristiques des matériaux sont présentées dans le tableau suivant :

Tableau III.2 : Les données

Dimensions			Résistances caractéristiques		
Notations	Valeurs	Unités	Notations	Valeurs	Unités
b	100	Cm	F_{c28}	25	MPa
h	12	Cm	F_e	400	MPa
c_1	2,5	Cm	γ_s	1,15	/
c'	2,5	Cm	γ_b	1,5	/
Longueur de flambement			Sollicitations		
Notations	Valeurs	Unités	Notations	Valeurs	Unités
L_0	0,8	M	N_u	3,814	KN
L_f	1,6	M	M_u	1,2	KN.m
/	/	/	N_{ser}	2,825	KN
/	/	/	M_{ser}	0,80	KN.m

III.1.4.1 à l'état limite ultime

- **Calcul de l'excentricité**

$e_0 = \frac{Mu}{Nu} = \frac{1{,}2 \times 10^6}{3{,}814 \times 10^3}$ = 314,63 mm = 31,46 cm

Où l'enrobage est : c = c_1 = 2,5cm.

On a : e_0 = 31,46cm > $\frac{h}{2}$ – c = $\frac{12}{2}$ - 2,5 = 3,5cm.

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

Alors on a une section partiellement comprimée.

- **Calcul du moment de flexion**

e = e_0 + ($\frac{h}{2}$ – c) = 36,96cm = 0,369m.

$M_u = N_u \times e$ = 1,33KN.m .

- **Calcul des armature verticales**

Le calcul se fait en flexion simple.

Tableau III.3 :Armatures verticales et horizontales.

	Verticales		Horizontales	
	A_{s1} (cm²/ml)	A_{s2} (cm²/ml)	$A_{rép1}$ (cm²/0,6m)	$A_{rép2}$ (cm²/0,6m)
Calculée	0,31	0,00	1.38	1.38
Choisie	7HA10 = 5,50	7HA10 = 5,50	5HA8=2,31	5HA8=2,31

- **Condition de non fragilité**

$A = Amin$ = 1,00 cm^2 > A = 0,31cm^2.

Tableau III.4 : Espacement des armatures.

	Vertical (cm)	Horizontal (cm)
Choisie	15	15
Admissible	33cm	45cm
St < $\overline{St}$	condition vérifiée	condition vérifiée

III.1.4.2 Vérification des contraintes normales à l'état limite service

Type de fissuration : préjudiciable.

Tableau III.5 : Vérification des contraintes normales de l'acrotère.

σ_b(MPa)	$\overline{\sigma_b}$(MPa)	$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$	σ_s(MPa)	$\overline{\sigma_s}$(MPa)	$\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$
0,42	15	Condition vérifiée	10,62	201,63	Condition vérifiée

III.1.4.3 Vérification des contraintes de cisaillement à l'état limite ultime

Tableau III.6 : Vérification des contraintes de cisaillement de l'acrotère.

Section et sollicitation à l'ELU			Vérification		
b (cm)	h (cm)	T (KN)	τ_u	$\overline{\tau_u}$	Vérification
100	12	12,54	0,016	2,5	Condition vérifiée

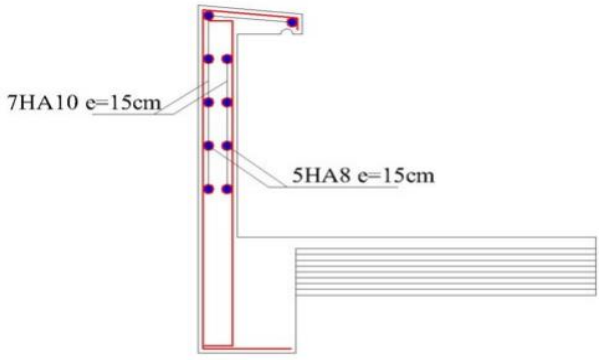


Figure III.1.2 :Ferraillage de l'acrotère.

III.2 Plancher a corps creux

Ce type de plancher et très utilisé dans les bâtiment est constitué de :

- les poutrelles préfabriquées en béton armé ,disposées parallèlement de 65cm d'espacement .
- entrevous (corps creux) en béton de forme adaptée aux poutrelles.
- une dalle de compression supérieure en béton de cm d'épaisseur.

CHAPITRE III

CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES

Le calcul des plancher se fait exclusivement sous l'action des charges verticales, et pour les plancher à corps creux , le calcul se fait par deux élément :

- la dalle de compression ;
- les poutrelles.

III.2.1 la dalle de compression

Il est armé d'un quadrillage des barres dont les dimensions de maille ne doivent pas dépasser :

- 20cm pour les armatures perpendiculaires aux nervures.
- 33cm pour les armatures parallèles aux nervures.

La section minimale des armatures doit être :

$$(A_{\perp}) \geq \frac{4L}{fe}$$

Pour $50cm \leq L \leq 80cm$

$$(A_{//}) \geq \frac{A\perp}{2}$$

Avec :

- L : l'écatrement axes des nervures = 65cm.
- f : la limite d'élasticité treillis soudé = 520 MPa.

TableauIII.2.1:Armatures de la dale de compression.

	$A_{\perp}(cm^2/ml)$	$A_{//}(cm^2/ml)$
Calculé	$A_{\perp} \geq 0,5$	$A_{//} \geq 0,25$
Choisi	5Ø5=0,98	5Ø5=0,98
On adoptera un treillis soudé de :	(20*20) cm^2	

III.2.2.1 Schéma de ferraillage

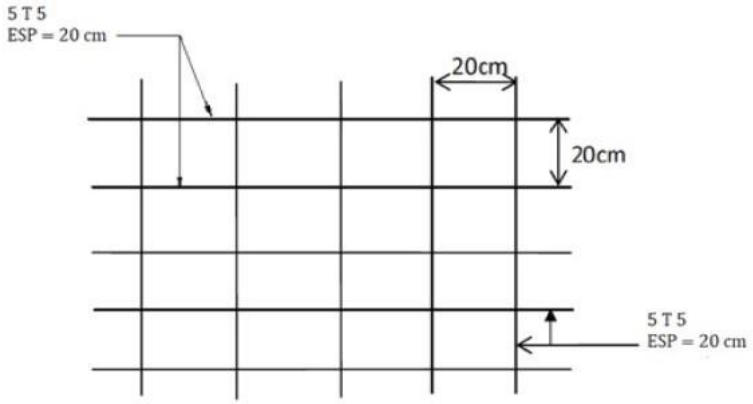


Figure III.2.1: Disposition des armatures de la table de compression.

III.2.2 les poutrelles

Les poutrelles sont disposés perpendiculairement au sens et espacés de 65 cm , le calcule des poutrelles se fait en deux étapes :

• Avant coulage ;

• Après coulage.

III.2.2.1 Avant coulage

Les poutrelles avant coulage est une poutre isostatique soumise aux charges suivantes:

• son poids propre.

• Le poids de corps creux.

•une charge concentrée à son milieu dont l'intensité est la plus grande de 1KN ou (0,5*L)KN qui représente le poids d'un ouvrier.

Tableau III.2.2: Charges permanents et surcharges d'exploitation des poutrelles.

Charges permanentes	G (kN/ml)
Poids de la poutrelle : 0,12 × 0,04 × 25 = 0,12 kN/ml	0,77
Poids du corps creux : 0,65 × 1 = 0,65kN/ml	
Surcharges d'exploitations	Q(kN)
Poids de l'ouvrier et les matériaux: Max[1KN et 0,5L] = 0,5L= 0,5 × 4,65 = 2,33KN	2,33

Vérification de la flèche :

$f < f_{limite}$

$f = \frac{Pq.L^3}{48.E.I} + \frac{5P_G.L^4}{348.E.I}$

Avec :

f_Q : une flèche due à la charge concentré de l'ouvrier {Q=max{1KN;0,5L}.

f_G : une flèche due à la charge répartie.

P_G: poids propre de poutrelle + poids de corps creux .

$f_{limite} = \frac{L(cm)}{500}$ Si $L \leq 5m$

Tableau III.2.3:Détermination d'un nombre d'étaiements.

Nombre d'étais	L (mm)	G (KN)	Q (KN)	E (MPa)	I (m^4)	f (mm)	**f** (mm)	f≤**f**
0	4650	0,77	2,33	10819	$6,4\times10^{-7}$	633,72	9,3	Non vérifiée
1	2330	0,77	1,17	10819	$6,4\times10^{-7}$	39,94	4,66	Non vérifiée
2	1550	0,77	1	10819	$6,4\times10^{-7}$	7,82	3,1	Non vérifiée
3	1162	0,77	1	10819	$6,4\times10^{-7}$	2,48	2,32	Non vérifiée
4	930	0,77	1	10819	$6,4\times10^{-7}$	1,01	1,86	vérifiée

Il faut prévoir 4 étaiements le long de travée espacée de 0,93 mètres pour que la poutrelle supporte la charge avant coulage de la dalle de compression .

III.2.2.2 Après coulage

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

Dans cette étape, on à 4 type de poutre continue sont à envisage :

• Type 1 : 5 travée (travée de 4,45m ; 3,10m ; 3,40m ; 3,10m ; 3,90m);

• Type2 : 4 travée (travée de 4,45m ; 4,80m ; 4,80m ; 3,90m);

• Type 3 : 3 travée (travée de 3,40m ; 3,10m ; 3,90m);

• Type 4 : 2 travée (travée de 3,10m ; 3,90m).

III.2.2.2.1 Evaluation des charges et des surcharges

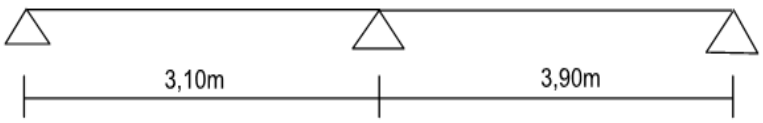
Tableau III.2.4: Evaluation des charges et surcharges.

	G (KN/m^2)	Q(KN/m^2)	P_u(KN/m)	P_s(KN/m)
Plancher terrasse	6,40 × 0,65 = 4,160	1,5 × 0,65 = 0,975	7,08	5,135
Plancher courant	5,96 × 0,65 = 3,874	1,5 × 0,65 = 0,975	6,692	4,849

III.2.2.2.2 Sollicitations de calcul

On à choisie le type le plus défavorable.

• 1ier type : poutrelles à deux travée



• La méthode forfitaire

On utilise la méthode forfitaire des poutre si les conditions sont vérifiées à savoir :

La charge d'exploitation ‹‹Q›› ne doit pas dépasser le double de la charge permanante ou bien $5KN/m^2$.

$Q = 1,5\ KN/m^2 < \max\{2G; 5KN/m^2\} = 11,92KN/m^2$.

Le moment d'inertie des sections transversales est le même dans les déférentes travées .

Le rapport de deux portées successives des différentes travée est compris entre 0,8 et 1,25

$\frac{Li}{Li+1} = \frac{3,90}{3,10} = 1,25$ (condition vérifiée).

La fissuration est non préjudiciable (peu nuisible), (condition vérifiée).

Donc la méthode forfitaire est applicable.

• Exposé de la méthode forfitaire

Tableau.III.2.5: Calcul du moment et effort tranchant et des poutrelles à plancher courant à ELU.

Travée	α (^{0})	L (m)	M_0 (KN.m)	M_w (KN.m)	M_e (KN.m)	M_t (KN.m)	T_w (KN.m)	Te (KN.m)
Travée 1	0,20	3,10	8,04	1,61	4,82	5,31	9,34	-11,41
Travée 2		3,90	12,72	7,63	2,54	8,40	14,36	-11,75

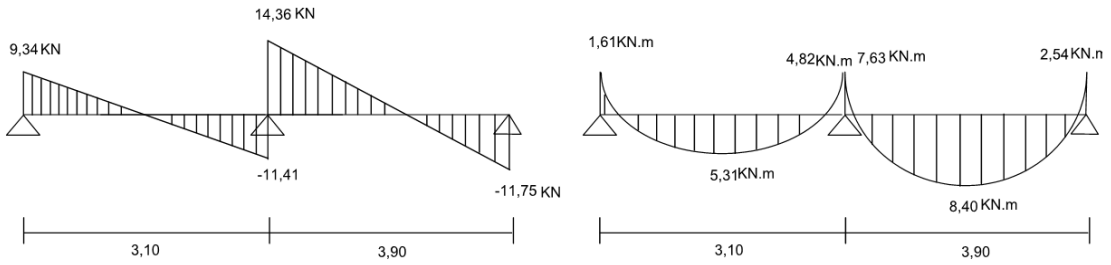


Figure III.2.2: Diagrammes de l'effort tranchant et les moments à l'ELU du plancher courant.

Tableau.III.2.6:Calcul du moment et effort tranchant et des poutrelles à plancher courant à ELS.

Travée	α (^{0})	L (m)	M_0 (KN.m)	M_w (KN.m)	M_e (KN.m)	M_t (KN.m)
Travée 1	0,20	3,10	5,82	1,16	3,49	3,85
Travée 2		3,90	9,21	5,53	1,84	6,09

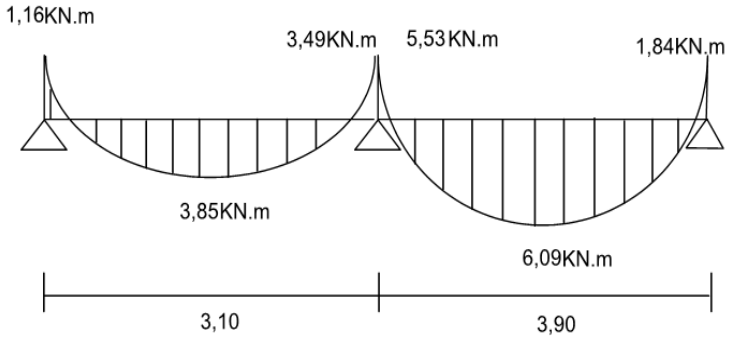


Figure III.2.3: Diagramme de moment à l'ELS du plancher courant.

Tableau.III.2.7.:Calcul du moment et effort tranchant et des poutrelles à plancher terrasse à l'ELU.

Travée	α (^{0})	L (m)	M_0 (KN.m)	M_w (KN.m)	M_e (KN.m)	M_t (KN.m)	T_w (KN.m)	Te (KN.m)
Travée 1	0,18	3,10	8,5	1,70	5,10	5,59	9,87	-12,07
Travée 2		3,90	13,46	8,07	2,69	8,84	15,18	-12,42

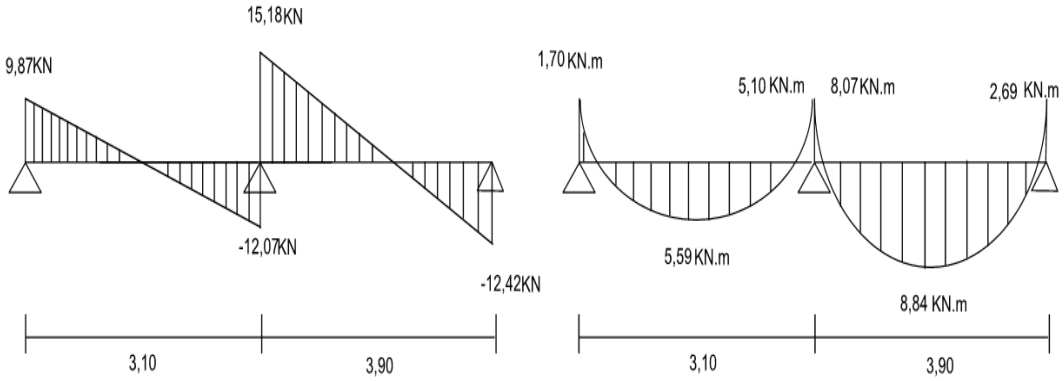


Figure III.2.4: Diagrammes de l'effort tranchant et les moments à l'ELU du plancher Terrasse.

Tableau.III.2.8:Calcul du moment et effort tranchant et des poutrelles à plancher terrasse à l'ELS.

Travée	α (^{0})	L (m)	M_0 (KN.m)	M_w (KN.m)	M_e (KN.m)	M_t (KN.m)
Travée 1	0,18	3,10	6,16	1,23	3,7	4,05
Travée 2		3,90	9,76	5,86	1,95	6,41

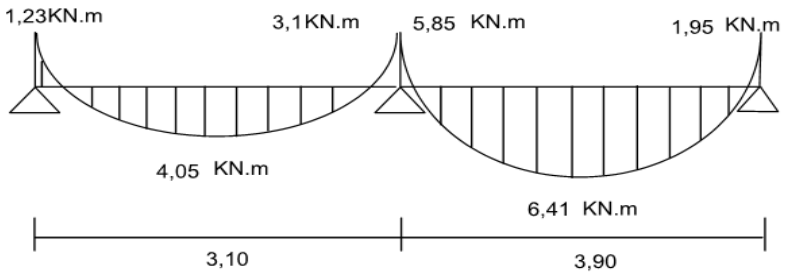
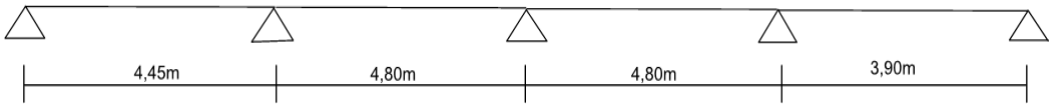


Figure III.2.5: Diagramme de moment à l'ELS du plancher Terrasse.

2ème type : poutrelles à quatre travée



• la méthode de caquot

Tableau.III.2.9:Calcul du moment et effort tranchant et des poutrelles à Plancher courant à ELU.

Travée	L (m)	L' (m)	M_0 (KN.m)	M_w (KN.m)	M_e (KN.m)	M_t (KN.m)	T_w (KN.m)	Te (KN.m)
Travée1	4,45	4,45	16,57	3,31	13,74	8,04	12,55	-17,23
Travée2	4,8	3,84	19,27	13,74	11,60	6,60	16,50	-15,62
Travée3	4,8	3,84	19,27	11,60	11,79	7,57	16,02	-16,10
Travée4	3,9	3,9	12,72	11,79	2,54	5,55	15,42	-10,68

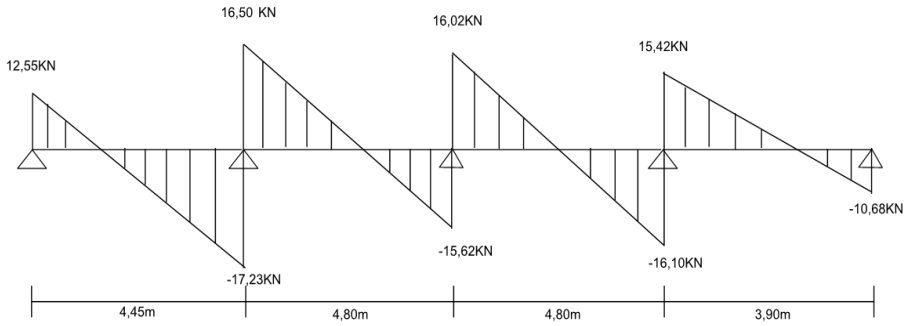


Figure III.2.6: Diagrammes de l'effort tranchant à l'ELU du plancher courant.

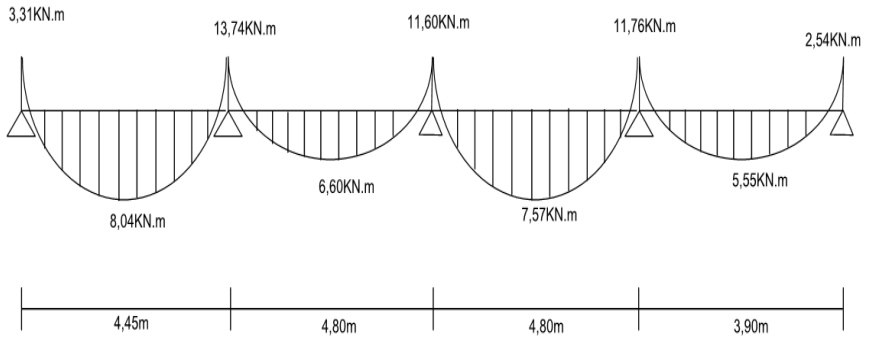


Figure III.2.7: Diagrammes des moments à l'ELU du plancher courant.

Tableau.III.2.10:Calcul du moment et effort tranchant et des poutrelles à plancher courant à l'ELS.

T travée	L (m)	L' (m)	M_0 (KN.m)	M_w (KN.m)	M_e (KN.m)	M_t (KN.m)
Travée1	4,45	4,45	11,08	2,22	9,19	5,37
Travée2	4,8	3,84	12,89	9,19	7,76	4,41
Travée3	4,8	3,84	12,89	7,76	7,89	5,06
Travée4	3,9	3,9	8,50	7,89	1,70	3,71

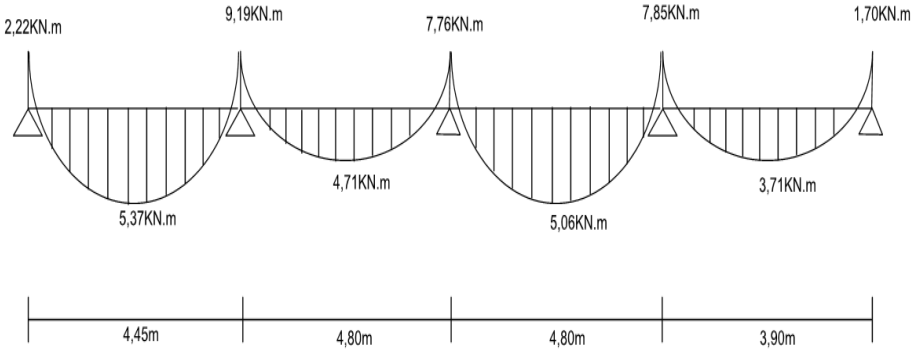


Figure III.2.8: Diagramme de moment à l'ELS du plancher courant.

Tableau III.2.11 :Calcul du moment et effort tranchant et des poutrelles à plancher terrasse à l'ELU.

Travée	L (m)	L' (m)	M_0 (KN.m)	M_w (KN.m)	M_e (KN.m)	M_t (KN.m)	T_w (KN.m)	T_e (KN.m)
Travée1	4,45	4,45	17,52	3,50	14,54	8,50	13,27	-18,23
Travée2	4,8	3,84	20,39	14,54	12,28	6,98	17,46	-16,51
Travée3	4,8	3,84	20,39	12,28	12,47	8,009	16,95	-17,03
Travée4	3,9	3,9	13,46	12,47	2,69	5,874	16,31	-11,29

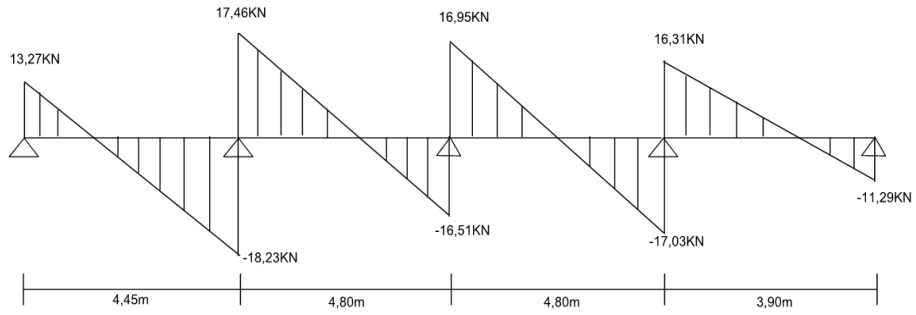


Figure III.2.9: Diagrammes de l'effort tranchant à l'ELU du plancher Terrasse.

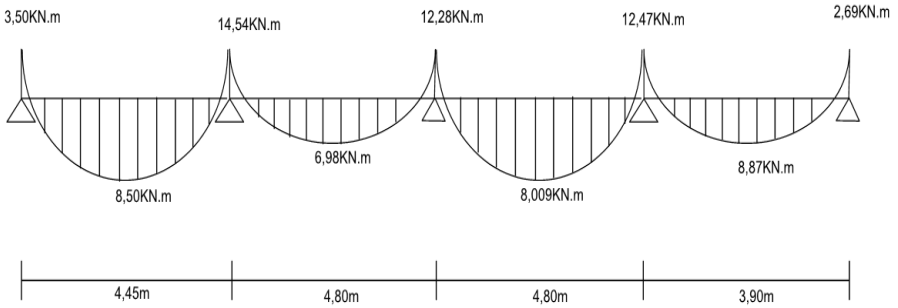


Figure III.2.10: Diagrammes des moments à l'ELU du plancher Terrasse.

Tableau.III.2.12:Calcul du moment et effort tranchant et des poutrelles à plancher terrasse à ELS.

Travée	L (m)	L' (m)	M_0 (KN.m)	M_w (KN.m)	M_e (KN.m)	M_t (KN.m)
Travée1	4,45	4,45	11,73	2,35	9,74	5,69
Travée2	4,8	3,84	13,65	9,73	8,22	4,67
Travée3	4,8	3,84	13,65	8,22	8,35	5,36
Travée4	3,9	3,9	9,01	8,35	1,80	3,93

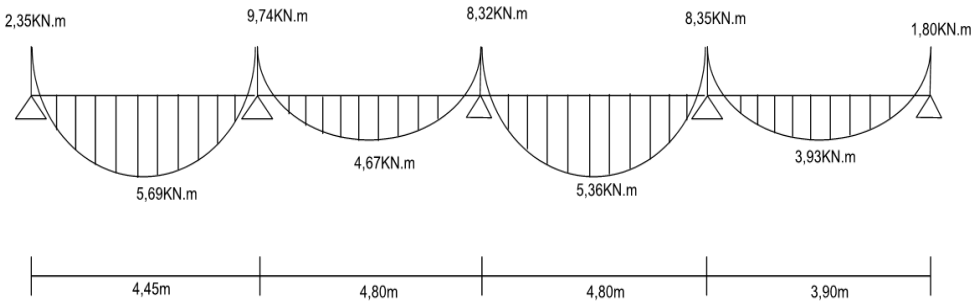


Figure III.2.11: Diagramme de moment à l'ELS du plancher Terrasse.

III.2.2.2.3 Récapitulation

D'après ce qui précède , les sollicitations max en travée et en appuis sont :

Tableau III.2.13:Récapitulations des efforts internes de plancher courant.

	ELU			ELS	
	$M_{a\,u}$ (KN.m)	$M_{t\,u}$ (KN.m)	T_u (KN)	$M_{a\,ser}$ (KN.m)	$M_{t\,ser}$ (KN.m)
Sollicitations	13,74	8,40	17,23	9,19	6,09
Référence	Type-2-	Type-1-	Type-2-	Type-2-	Type-1-

Tableau III.2.14:Récapitulations des efforts internes de plancher terrasse.

	ELU			ELS	
	M_{au} (KN.m)	M_{tu} (KN.m)	T_u (KN)	$M_{a\,ser}$ (KN.m)	$M_{t\,ser}$ (KN.m)
Sollicitations	14,54	8,84	18,29	9,74	6,41
référence	Type-2-	Type-1-	Type-2-	Type-2-	Type-1-

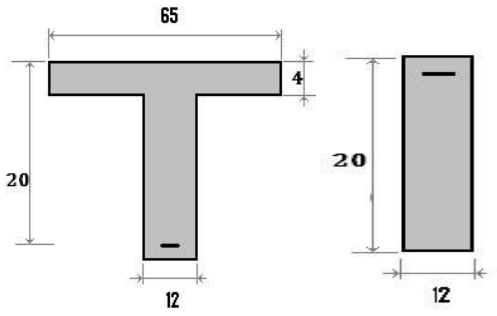
III.2.2.2.4 Calcul du ferraillage :

- **Armature longitudinales :**

Le ferraillage est calculé en flexion simple :

⁎ pour le moment positif (en travée) la section transversale de calcule sera la section en T.

⁎ pour le moment négatif (aux appuis) la section transversale de calcule sera la section . rectangulaire dont les dimensions sont mentionnées ci-dessous :



FigureIII.2.12 : Les sections considérées pour le calcul des ferraillages en travée (à gauche) , en appui (à droite).

La fissuration est peu nuisible , la situation est durable.

Tableau III.2.15:Calcul et vérification des armatures de plancher courant.

		En travée	Aux appuis
ELU	M_u(kN.m)	8,40	13,74
	M_0 (kN.m)	M=b.$h.\sigma_{b\,adm}$.(d – h_0/2) ; M_0 = 59,07 $KN.m$	
		$M_u < M_0$ → l'axe neutre appartient à la table → étude d'une section rectangulaire (b×h) = (65×20) → calcul en flexion simple	$M_u < M_0$ → l'axe neutre appartient à la table → étude d'une section rectangulaire (b×h) = (12×20) → calcul en flexion simple
	μ	0,046	0,152
	μ_l	0,392	
	$\mu<\mu_l$	Condition vérifiée	Condition vérifiée
	B	0,976	0,917
	A (cm²)	2,24	1,46
	A_{min}(cm²)	1,3	0,24
	$A>A_{min}$	Condition vérifiée	Condition vérifiée
	Le chois A	1HA10 + 2chpHA10 = 2,35cm^2	1HA10+2chpHA10=2,35cm^2
	Le chois A'	2HA10 = 1,57cm^2	2HA10 = 1,57cm^2
E L S	M_{ser}(kN.m)	6,41	9,19
	σ_{badm}(MPa)	15	
	y_1(cm)	3,82	6,48
	I_G(cm^4)	7963,80	3994,75
	K(N/cm^3)	76,47	230,05
	σ_b (MPa)	3	14,90
	$\sigma_b \leq \sigma_{b\,adm}$	Condition vérifiée	Condition vérifiée

Après avoir fait les calculs nécessaires en flexion simple,résultats sont :

TableauIII.2.16:Ferraillage longitudinaux des poutrelles.

	En travée	Aux appuis
Section d'armature	1HA10+2chpHA10=2,35 cm^2	1HA10+2chpHA10=2,35 cm^2

Tableau III.2.17:Calcul et vérification des armatures transversales «RPA99V2003 Article 7.5.2.2».

$\emptyset_t$ (mm)	$A_t(cm^2)$	Le chois $A_t(cm^2)$	S_t (cm)	A_{tmin} (cm^2)	$A_t \geq A_{tmin}$
4	0.25	2ϕ6 =0,57	15	0.18	Condition vérifiée

III.2.2.2.5 Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU ‹‹CBA93Article 5.1.2.1››

Tableau.III.2.18:Vérification des contraintes de cisaillement des poutrelles.

T(KN)	T_u(MPa)	T_{adm}(MPa)	$T_u \leq T_{adm}$
17,23	0.80	3.33	Condition vérifiée

III.2.2.2.6 Vérification préliminaires de la flèche ‹‹Annexe A››

Tableau III.2.19 :vérifications préliminaires de la flèche des poutrelles.

$1^{ière}$ condition	$2^{ème}$ condition
$h/L \geq Mt/15M_0$	$P = At/(b \times d) \leq 3,6/fe$
$h/L = 0,042 < Mt/15M_0 = 0,044$	$\rho = 0.009 \leq 3,6/fe = 0,009$
Condition non vérifiée	Condition vérifiée

Vu que la première condition n'est pas vérifiée alors on passe directement au calcul de la flèche.

III.2.2.2.7 Evaluation détaillée de la flèche ‹‹Annexe A››

Tableau III.2.20: Vérifications détaillée de la flèche des poutrelles.

M ser (KN.m)	A (cm^2)	y(cm)	ρ(%)	ß$_1$	σ_s(MPa)	μ	λ_i	λ_v
6,09	2,35	7,10	1,08	0,857	84,4	0,360	3,80	1,52
I(cm^4)	I_{fi}(cm^4)	I_{fv}(cm^4)	L(m)	f_i(mm)	f_v(mm)	Δf(mm)	f_{adm} (mm)	Δf<f_{adm}
20003,24	9992,05	14221,55	4,80	0,00021	0,00060	0,039	9,60	vérifiée

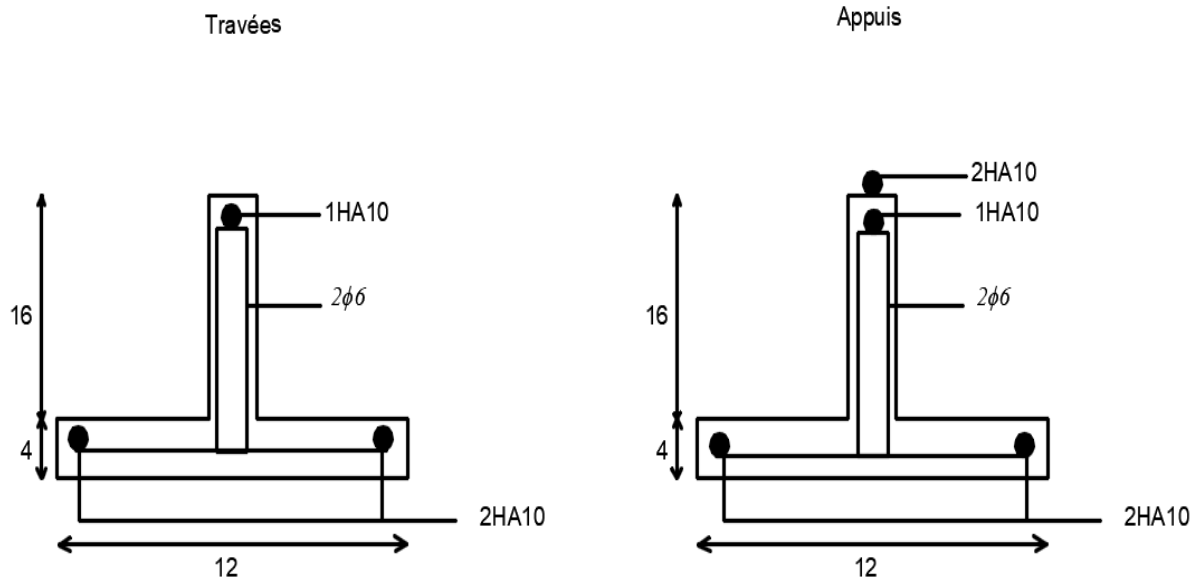


Figure III.2.13 :Ferraillage des poutrelles (terrasse+étage courant).

III.3 L'escaliers

Un escalier dans une construction est une suite régulière de plans horizontaux permettant de passer à pied d'un niveau à un autre.

Un escalier est déterminé par :

-Hauteur à gravier H.

-La largeur utile E.

-Son giron g.

-Sa hauteur de marche h.

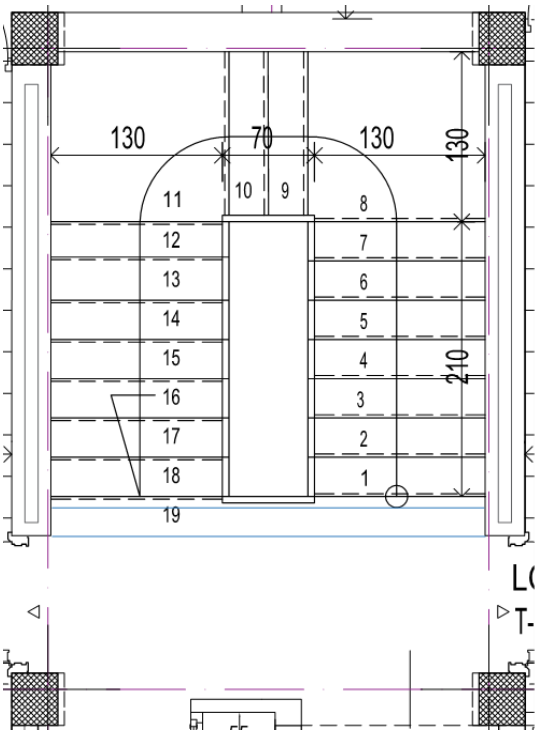
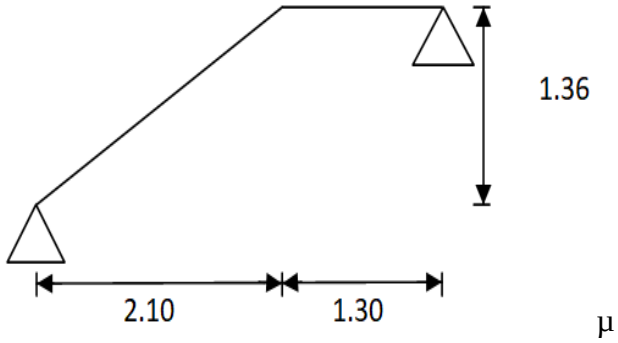


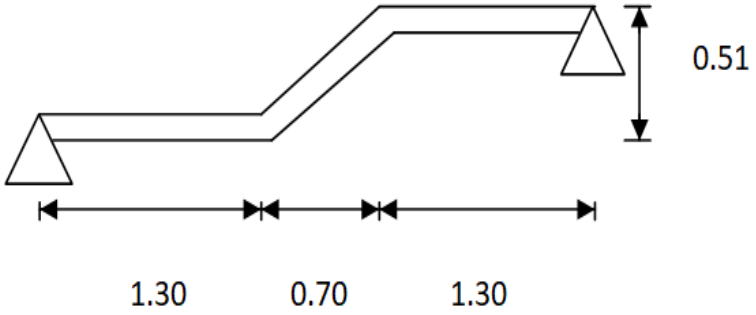
Figure III.3.1: Escalier à trois volées.

III.3.1 Dimensionnement

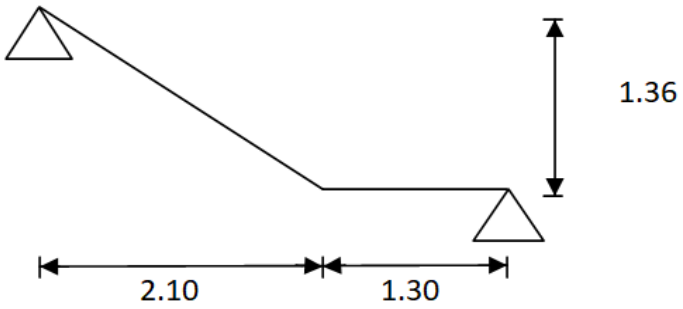
Dans notre bloc , on a un seul type d'escalier droit à trois volée avec deux paliers.



1iere volée



2 ème volée (Poutre brisée).



3 ème volée

Figure III.3.2 : Dimensions de l'escalier.

On prend le moment maximum entre 1ier (le 1ier et le 3ème volée sont les mêmes)et le 2ème volée pour ferraillage.

Et puisque (H = 1,36m ; L = 2,10m).

- **L'angle d'inclinaison α :** $\text{tg}\,\alpha = \frac{H}{L}$ $\alpha = 32.93^{o}$
- **Longueur de la paillasse :** $L_0 = \frac{L}{\cos\alpha}$ $L_0 = 2.50\text{m}$.
- **Détermination de n , g , h :**

  -Nombre de marches : n - 1= 7

  -Nombre de contremarches : n = 8

  -Hauteur de contremarche : $h = \frac{H}{n} = \frac{136}{8} = 17\text{cm}$.

  -Largeur de la marche : $g = \frac{L}{n-1}$ $g = 30\text{cm}$.
- **Vérification de la formule de BLONDEL**

$$59\ \text{cm} \leq g + 2h = 64\ \text{cm} \leq 66\ \text{cm}.$$

- **Epaisseur de la paillasse :**

  $L_T = 2.50 + 1.30 = 3.8\text{m}$.

  $\frac{Lt}{30} \leq e \leq \frac{Lt}{20}$ $0.126\text{m} \leq e \leq 0.190$

  On prendra : e = 15 cm.

III.3.2 Evaluation des charges et surcharge

III.3.2.1 Charges permanents

Tableau III.3.1 : Charge permanente de la paillasse de l'escalier.

« DTR B.C 2.2 ».

N°	Composants	Epaisseur(m)	Poids volumique(KN/m^3)	Poids surfacique(KN/m^2)
1	Carrelage	0,02	20	0,40
2	Mortier de pose	0,02	20	0,40
3	Lit de sable	0,03	18	0,54
4	Poids propre de la marche	0,17/2	25	2,13
5	Poids propre de la paillasse	0,15/cosα	25	4,45
6	Enduit en ciment	0,02	18	0,36
Charge permanente G(KN/m^2)				8,28

Tableau III.3.2 : Charge permanente du palier de repos de l'escalier.

« DTR B.C 2.2 »

N°	Composants	Epaisseur(m)	Poids volumique(KN/m^3)	Poids surfacique(KN/m^2)
1	Carrelage	0,02	20	0,40
2	Mortier de pose	0,02	20	0,40
3	Lit de sable	0,03	18	0,54
4	Poids propre du palier	0,15	25	3,75
5	Enduit en ciment	0,02	18	0,36
Charge permanente G(KN/m^2)				5,45

III.3.2.2 Surcharges d'exploitation

Pour le palier de repos et la paillasse :

- **Le palier :** Q = 2,5 KN/m^2
- **La paillasse :** Q = 2,5 KN/m^2

(Selon « DTR B.C ..2 QRT 7.2 »).

III.3.3 Détermination des sollicitation :

- **ELU :** P_u = 1 ,35G + 1,5Q
- **ELS :** P_{ser} = G + Q

Tableau III.3.3 : Combinaison des charges dans l'escalier.

	G(KN/ml)	Q(KN/ml)	P_u(KN/ml)	P_{ser}(KN/ml)
Palier	5,45	2,5	11,11	7,95
Paillasse	8,28	2,5	14,92	10,78

III.3.4 Détermination des efforts

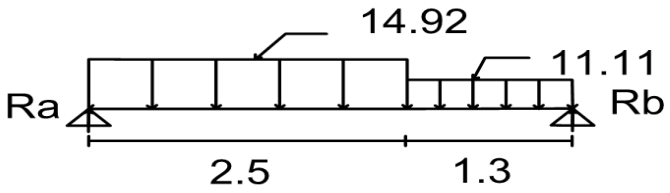


Figure III.3.3 : Schéma statique de l'escalier à l'ELU.

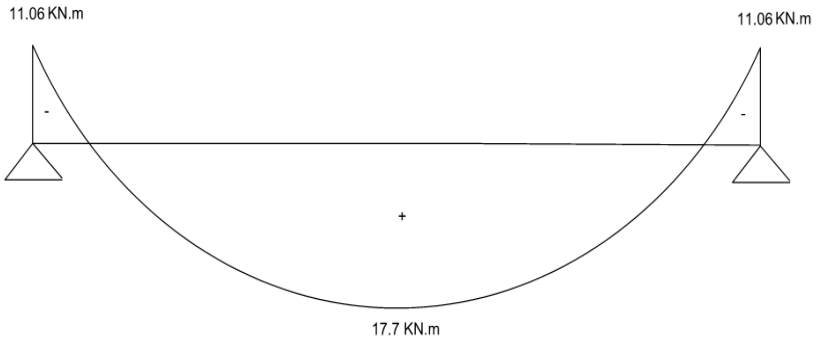


Figure III.3.4 : Diagramme des moments dans l'escalier à l'ELU.

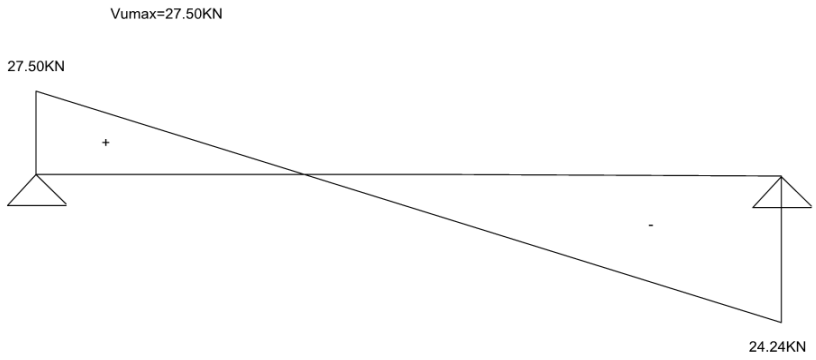


Figure III.3.5 :Diagramme des effort tranchants à l'ELU.

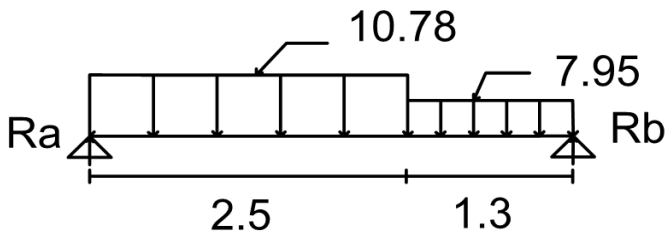


Figure III.3.6 : Schéma statique de l’escalier à l’ELU.

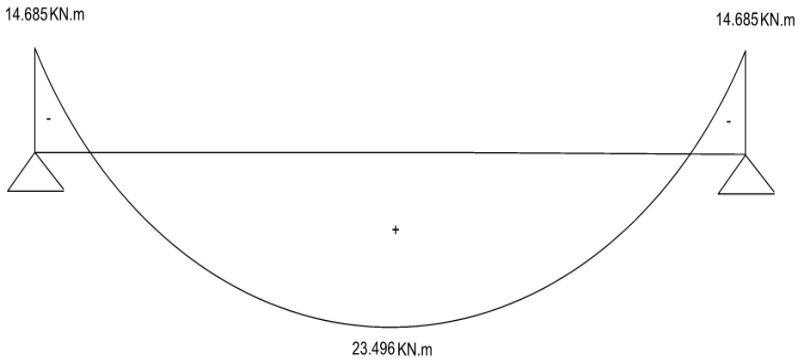


Figure III.3.7 :Diagramme des mom ents dans l'escalier à l'ELS .

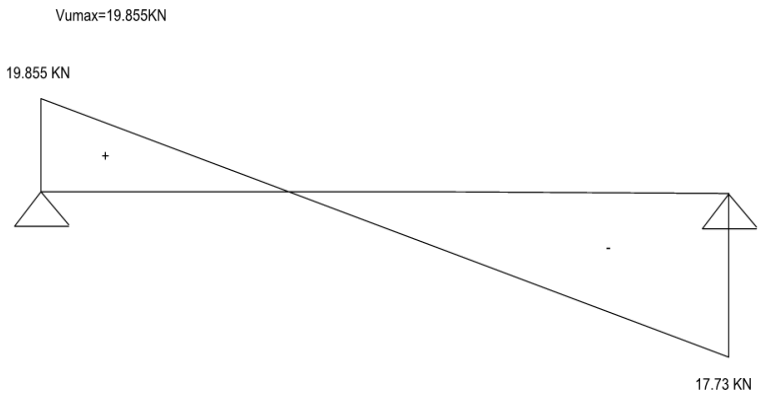


Figure III.3.8 :Diagramme des effort tranchants à l'ELS.

Tableau III.3.4 : Combinaisons des charges dans l'escalier.

Sollicitation	M_t(KN.m)	M_a(KN.m)	T(KN)
ELU	17,7	11,06	27,50
ELS	23,496	14,685	19,855

III.3.5 Ferraillage des escaliers

Le calcul de ferraillage se fera en flexion simple pour une bande de 1m.

Tableau III.3.5: Les données.

Béton	F_{c28}=25 MPa	γ_b=1,5	σ_{bc}=14,2MPa	c = 2,5 cm
	F_{t28}=2,1MPa	b = 100cm	h = 15 cm	d = 13 cm
Acier	FeE400	f_e =400MPa	γ_s= 1,15	σ_s =348MPa

Tableau III.3.6: Calcul des sections d'acier de l'escalier.

	M_u(KN.m)	μ	β	A(cm^2)	A'(cm^2)	A_{adopt}(cm^2)
En travée	23,496	0,097	0,948	5,69	0	8HA10 = 6,88 cm^2
En Appui	14,685	0,061	0,968	3,48	0	5HA10 = 3,93 cm^2

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

Tableau III.3.7 : Vérification de l'espacement.

	S_t (cm)	$\overline{S_t}$ (cm)	$S_t < \overline{S_t}$
En travée	15	33	Condition vérifiée
En Appui	15	45	Condition vérifiée

III.3.6 Condition de non fragilité

On vérifie que: $A \geq A_{min} = \frac{B}{100}$

En travées : $A = 6,88\ cm^2 \geq A_{min} = 1,5\ cm^2$ (condition vérifiée).

En appuis : $A = 3,51\ cm^2 \geq A_{min} = 1,5\ cm^2$ (condition vérifiée).

III.3.7 Armatures de répartition

Tableau III.3.8 : Section d'armatures de répartition dans l'escalier.

	$A_{rép}=\frac{A}{4}$ (cm^2)	A_{adopt}(cm^2)	S_t(cm)	$\overline{S_t}$(cm)	$\overline{S_t} < S_t$(cm)
En Travée	1,72	7HA8=3,52cm^2	15	33	Condition vérifiée
En Appui	0,877	7HA8=3,52cm^2	15	45	Condition vérifiée

III.3.8 Vérification des contraintes normales à l'ELS

Tableau III.3.9 : Vérification des contraintes normales de l'escalier.

	M_{ser}(KN.m)	Y(cm)	I(cm^4)	A(cm^2)	σ_b(MPa)	$\overline{\sigma_b}$(MPa)	$\sigma_b < \overline{\sigma_b}$
En Travée	23,496	5,17	13236,5	6,88	9,16	15	Condition vérifiée
En Appui	14,685	3,69	7075,67	3,51	7,66	15	Condition vérifiée

III.3.9 Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU

Tableau III.3.10 : Vérification des contraintes de cisaillement de l'escalier à l'ELU.

Section(cm^2)	T(KN)	τ (MPa)	$\bar{\tau}$ (MPa)	$\tau \leq \bar{\tau}$(MPa)
100×15	27,50	0,018	3,33	Condition vérifiée

III.3.10 Vérification de la flèche

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{20} \times \frac{Mt}{M_0}$$

$$\frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4,2}{fe}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$$

Tableau III.3.11 : Vérification de flèche de l'escalier.

1ier condition		2ème condition		3ème condition	
0,0394	0,1425	0,00529	0,0105	0,0394	0,0625
Condition non vérifiée		Condition vérifiée		Condition non vérifiée	

Les conditions ne sont pas toutes vérifiées, donc on doit faire le calcul de la flèche en suivant « l'annexe D » du CBA93.

$f_{adm} = \frac{L}{500}$ si $L \leq 5m$, $f_{adm} = 0{,}50cm + \frac{L}{1000}$ si $L \geq 5m$.

On a L = 3,8 m

Tableau III.3.12 : Vérification de la flèche de l'escalier.

Escalier		Sollicitations à l'ELS	Armatures principales		flèche		Verification $\Delta f \leq Fadm$
b (cm)	e (cm)	Mt (KN. m)	A_{s1}	A_{s2}	Δf calculé (mm)	f_{adm}(mm)	
100	15	19,855	6,88	0	5,8	7,6	Condition vérifiée

III.3.11 Calcul de la poutre palière

La poutre palière a pour rôle de supporter le poids d'escalier, elle sera calculée en flexion simple.

$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$; $0{,}3h \leq b \leq 0{,}7h$

Vérification des prescriptions du RPA 99 VERSION 2003:

- b = 30cm ≥ 20cm. (Condition vérifiée) .
- h = 35cm ≥ 30cm. (Condition vérifiée) .
- $\frac{h}{b}$ = 1,16 < 4 (Condition vérifiée) .

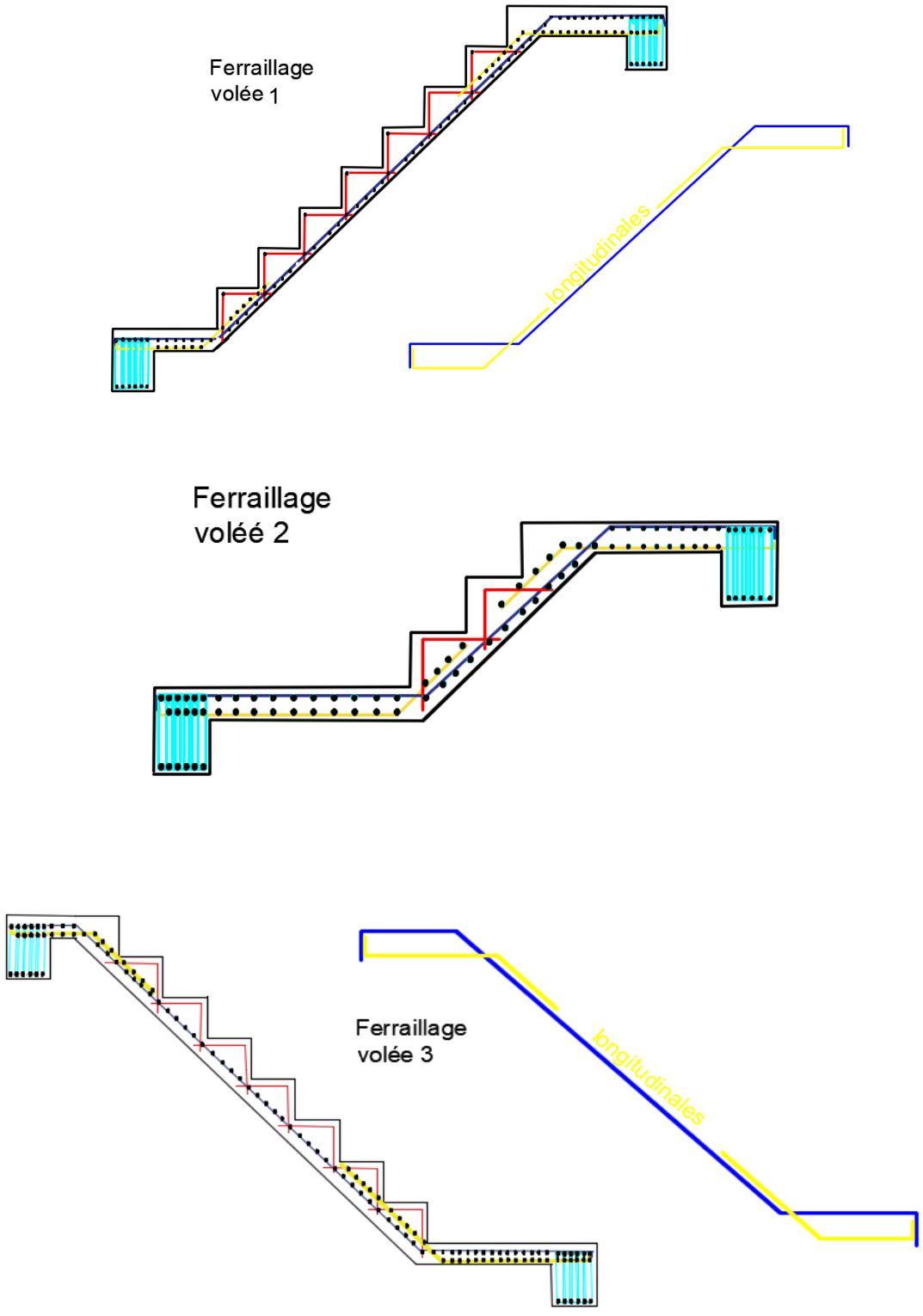


Figure III.3.9 : Ferraillage des escaliers

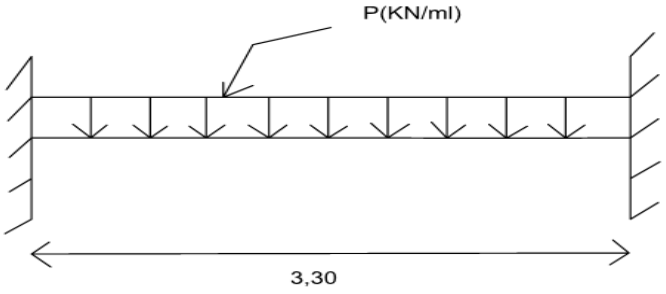


Figure III.3.10 : Schéma statique de la poutre palière.

Tableau III.3.13 : Pré dimensionnement de la poutre palière.

Conditions de résistance	L = 330 cm ⇒22 cm ≤ h ≤ 33 cm. On adopte : h = 35 cm ⇒9 cm ≤ b ≤ 21 cm. On adopte : b = 30cm
Vérification selon le RPA 99 (version 2003) Art.7.5	b = 30cm ≥ 20cm ; h = 35cm ≥ 30cm ; h / b = 1,16 ≤ 4 Conditions vérifiées
Condition de rigidité $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$	$\frac{h}{L} = 0,106 \geq \frac{1}{16} = 0,0625$ Condition vérifiée

III.3.12 Evaluation des charges

- Poids propre de la poutre palière G = 0,30 × 0,35 × 25 = 2,625 KN/ml.
- Réaction du palier à l'ELU : R_A = 27,50 KN/ml.
- Réaction du palier à l'ELS : R_A = 19,855 KN/ml.

A L'ELU :

Pu = 1,35G + R_A = (1,35×2,625) + 27,50 = 31,04 KN/ml.

A L'ELS:

Ps = G + R_A= 2,625 + 19,855 = 22,48 KN/ml.

III.3.13 Calcul des efforts internes :

- $R_A = R_B = \frac{Pu \times L}{2}$
- $M_{appui} = \frac{Pu \times L2}{12}$

- $M_t = \frac{Pu \times L2}{24}$

Tableau III.14 : Les efforts agissants sur une poutre palière.

Niveau	R_A(KN)	M_{appui}(KN.m)	M_t(KN.m)
ELU	51,216	28,16	14,08
ELS	37,09	20,40	10,20

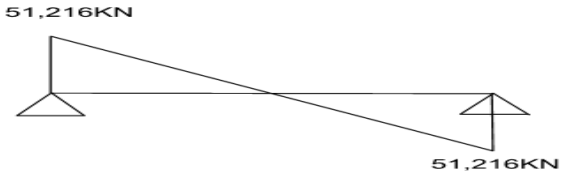


Figure.III.3.11 : Diagramme des efforts tranchants l'ELU.

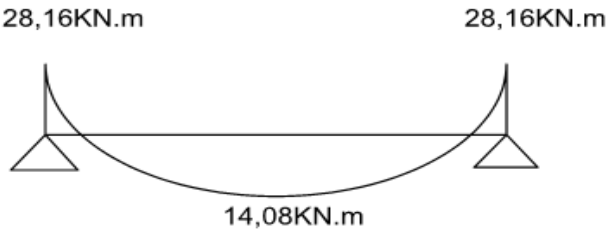


Figure III.3.13 :Différents efforts dans la poutre palière l'ELU.

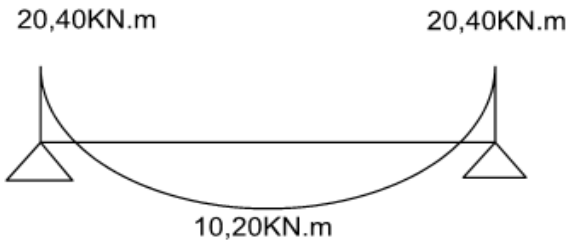


Figure III.3.14 :Différents efforts dans la poutre palière l'ELS.

III.3.14 Ferraillage des poutres paliers en L'ELU

Tableau III.15 :Les données de la poutre palière.

Béton	f_{c28}=25MPa	γ_b=1,5	σ_b=14,2MPa	c=2,5
	f_{t28}=2,1	b=30cm	h=35cm	d=32,5cm
Acier	FeE400	F_e=400MPa	γ_s=1,15	σ_s=348MPa

Tableau III.16 :Calcul des sections d'acier de la poutre palière.

	M_u(KN.m)	μ	β	A(cm^2)	A'(cm^2)	A_{adp}(cm^2)
En travée	14,08	0,031	0,984	1,26	0	3HA12= 3,39cm^2
En Appui	28,16	0,062	0,968	2,57	0	6HA12= 6,79cm^2

Condition de non fragilité

On vérifie que: $A \geq A_{min}$

En travées: $A = 1{,}26\ cm^2 \geq A_{min} = 1{,}05\ cm^2$ (Condition vérifiée).

En appuis : $A = 2{,}57\ cm^2 \geq A_{min} = 1{,}05\ cm^2$ (Condition vérifiée).

III.3.15 Vérifications des contraintes à l'ELS

Tableau III.3.17: Vérification du ferraillage à l'ELS.

	M_{ser}(KN.m)	A(cm^2)	I(cm^4)	Y(cm)	σ_b(MPa)	$\overline{\sigma_b}$(MPa)	$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$
En Travée	10,20	3,39	16538,02	3,50	2,15	15	Condition vérifiée
En Appui	20,40	6,79	31627,71	4,47	2,88	15	Condition vérifiée

III.3.16 Vérification des contraintes de cisaillement à L'ELU

Tableau III.3.18: Vérification des contraintes de cisaillement de Poutre palière.

Section	T (KN)	τ(MPa)	$\overline{\tau}$(MPa)	$\tau \leq \overline{\tau}$	ZC	ϕ(mm)	A_t
30×30	51,216	0,525	3,33	Condition vérifiée	15	8	4HA8 =2,01cm^2

III.3.17 Vérification de la flèche à L'ELS

$$M_0 = M_{ser} = \frac{Pser \times l2}{8} = 30{,}6\ KN.m$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{20} \times \frac{Mt}{M_0}$$

$$\frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4{,}2}{fe}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$$

Tableau III.3.19: Vérification de flèche des poutres palières.

1ier condition		2ème condition		3ème condition	
0,106	0,0166	0,00308	0,0105	0,106	0,0625
Condition vérifiée		Condition vérifiée		Condition vérifiée	

Donc, la vérification de la flèche n'est pas nécessaire. On garde alors les dimensions choisies initialement en prédimensionnement : b × h = 30 × 35 cm².

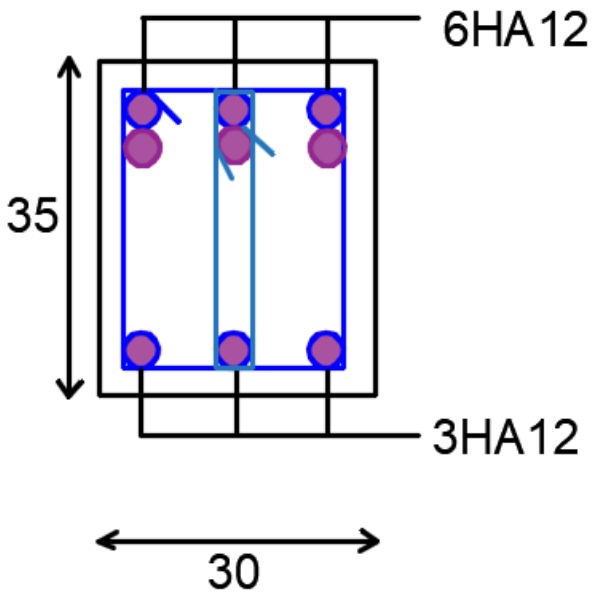


Figure III.3.15:Ferraillage de poutre palier.

III.4 Dalle pleine

III.4.1 Définition

Les dalles pleines est un élément à contour généralement rectangulaire dont les appuis peuvent être continus (poutre , voiles) ou ponctuels (poteaux).Le calcul se fait en flexion simple.

On va utiliser la méthode des lignes de rupture (annexe C) pour la détermination des moments ,à l'ELU et la méthode forfaitaire (annexe D) pour la détermination des moments à l'ELS.

On distingue 2 Types :

‣ Type 1 : dalle pleine rectangulaire encastrée sur 3 cotés de (1,12 × 4,95) m^2.

˙ Type 2 : dalle pleine triangulaire encastrée sur 2 cotés de (2 × 3,35) m^2.

• Critère de résistance

Dalle reposant sur 3 ou 4 appuis :

$$\frac{Lx}{45} \leq ep \leq \frac{Lx}{40}$$

$$\frac{465}{45} \leq ep \leq \frac{465}{40}$$

$$10{,}33 \leq ep \leq 11{,}62$$

•ep : épaisseur de la dalle.

•L : la plus grande portée mésurée entre nus des appuis.

- **Sécurité contre l'incendie**
- **Résistance au feu**

Résistance au feu pour assurer une sécurité vis-à-vis des incendie,on admet les valeurs suivantes :

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

• Condition d'isolation à coustique : ep ≤ 15« CBA ART A.5.2.3 »

Conclusion

On adopte la dimension de la dalle conformément aux critères émanant des règlements et les conditions d'acoustiques et cela pour toutes raisons de sécurité.

A cet effet on adoptera pour la dalle pleine : ep = 15cm **« CBA ARTA.5.2.3 ».**

III.4.2 Calcul des actions

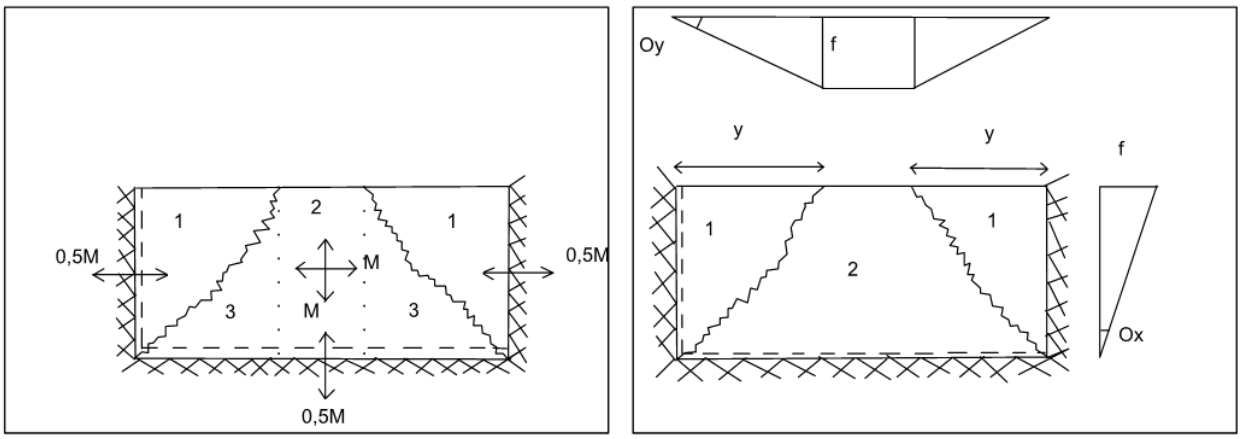


Figure III.4.1 : Les encastrements et les dimensions de la dalle pleine rectangulaire.

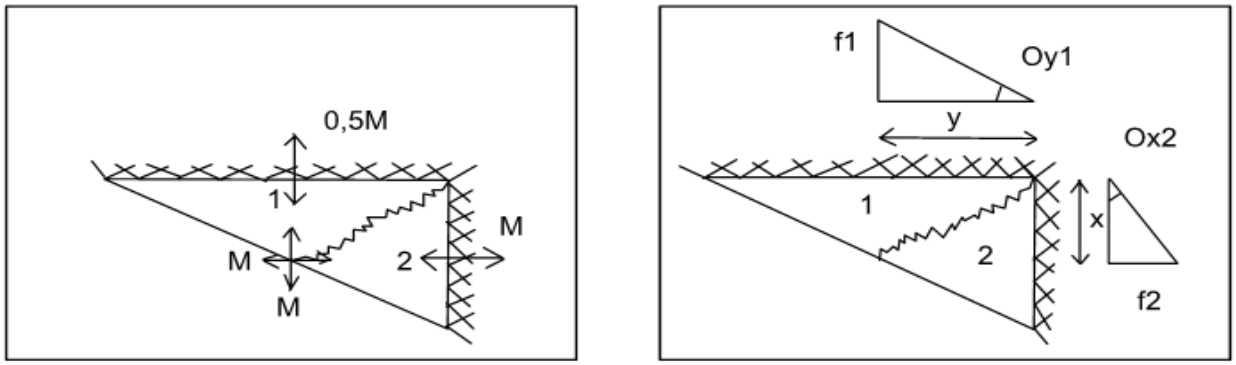


Figure III.4.2 : Les encastrements et les dimensions de la dalle pleine triangulaire.

Les résultats de calcul sont :

Tableau III.4.1: Les actions sur la dalle pleine.

		G (KN/m)	Q (KN/m)	P (KN/m)
Plancher à dalle pleine	ELU	8,45	2,5	15,157
	ELS			10,95
balcon	ELU		3,5	16,65
				11,95

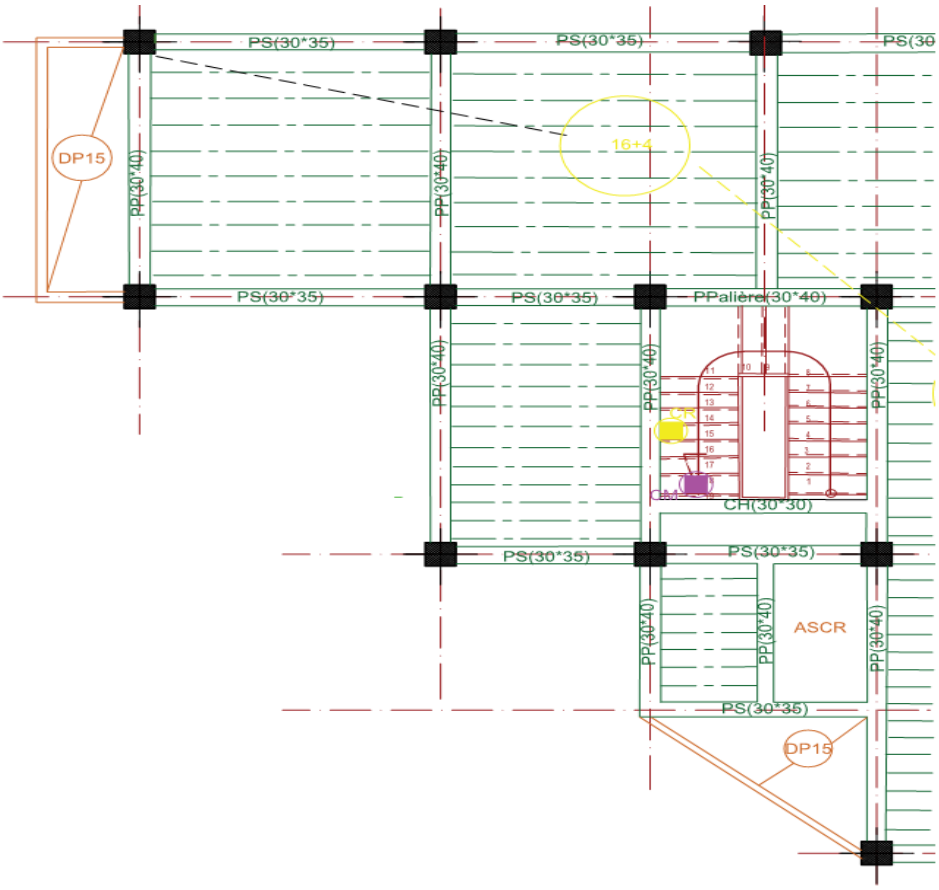


Figure III.4.3:Les positions des dalles pleines.

On distingue 2 types de dalles pleines :

Type 1 : dalles pleines rectangulaires encastrées sur 3 cotés .

Type2 : dalles pleines triangulaires encastrées sur 2 cotés.

III.4.3 Calcul du ferraillage à l'ELU

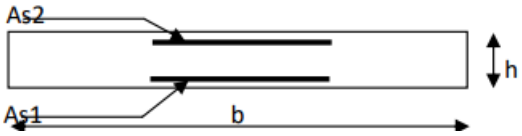


Figure III.4.4 : section de calcul.

Le calcul du ferraillage se fait pour une bande de 1m de largeur , la fissuration est peu nuisible.

Tableau III.4.2 : Les données.

Béton	f_{c28} =25MPA	γ_b= 1,5	σ_{bc} =14,2MPA	e =1,5 cm
	f_{t28} = 2,1MPA	b =100 cm	h = 15 cm	
Acier	FeE400	fe=400MPA	γ_s =1,15MPA	σ_s = 348MPA

$\emptyset_p \leq h = \frac{15}{10}$ =1,5 cm . On adopte alors Ø = 1,5

$d_x = h - e - \frac{\emptyset}{2}$ = 12.90 cm

$d_y = d_x - \frac{\emptyset x + \emptyset y}{2}$ = 11,25 cm

Tableau III.4.3: Calcul des sections des dalles pleines.

		Mu (kN.m)	$\rho = \frac{lx}{ly}$	direction	M	β	A (cm^2)	A_{min} (cm^2)	A_{choisi} (cm^2)
1^{ier}dalle pleine	En travée	5,016	0,23	La dalle travaille suivant une seule direction	0,021	0,989	1,23	1,50	7HA8 =3,52
	En appui	2,508			0,011	0,994	0,56	1,50	7HA8 =3,52
$2^{ème}$ dalle pleine	En travée	4,067	0,59	La dalle travaille suivant deux directions	0,017	0,991	0,91	1,50	7HA8 =3,52
	En appui	2,033			0,0086	0,995	0,45	1,50	7HA8 =3,52

- **Condition de non fragilité**

En travées: $A = 3{,}14\ cm^2 \geq A_{min} = 1.50\ cm^2$ (Condition vérifiée) .

En appuis : $A = 3{,}14\ cm^2 \geq A_{min} = 1.50\ cm^2$ (Condition vérifiée) .

III.4.4 Vérification des contraintes à l'ELS

la fissuration est peu nuisible.

Tableau III.4.4 : Vérification à l'E.L.S.

	Mser (KN.m)		A (cm^2)	σs (MPA)	$\overline{\sigma s}$ (cm^4)	$\overline{\sigma b}$	σ_b (MPA)	$\sigma b \leq \sigma_{badm}$
En Travée	3,596		3,52	8	201,63	20	0,9	Condition vérifiée
En Appui	1,798			4	201,63	20	0,4	Condition vérifiée
En Travée	M_x (kN.m)	3,59	3,52	8	201,63	20	0,9	Condition vérifiée
	M_y (kN.m)	14,246		201,6	201,63	20	8,5	Condition vérifiée
En Appui	M_x (kN.m)	-2,1125		4,7	201,63	20	0,5	Condition vérifiée
	M_y (kN.m)	-2,1125		4,7	201,63	20	0,5	Condition vérifiée

III.4.5 Espacement

Tableau III.4.5: Espacement des dalles pleines.

	En travée	En appui
S_t	15cm	15cm
$\overline{S_t}$	min(3h , 33cm) = 33cm	min(4h ,45cm) = 33cm
$S_t \leq \overline{S_t}$	Condition vérifiée	Condition vérifiée

• Armature de répartition

Tableau III.4.6 : Section d'armatures de répartition.

	$A_{rép}=\frac{A}{4}$ (cm^2)	A_{choisi} (cm^2)	S_t (cm)	$\overline{S_t}$ (cm)	$S_t \leq \overline{S_t}$ (cm)
1ier dalle pleine	0,785	4HA10 =3,14cm^2	15	33	Condition vérifiée
2ème dalle pleine	0,785	4HA10 =3,14cm^2	15	33	Condition vérifiée

III.4.6Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU

Type de fissuration préjudiciable.

Tableau III.4.7: Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU.

	T(KN)		τ(MPA)		$\overline{T}$(MPA)	$\tau \leq \overline{\tau}$
1ier dalle pleine	9,33		0,072		1,16	Condition vérifiée
2ème dalle pleine	T_x (KN)	12,83	τ_x (MPa)	0,099	1,16	Condition vérifiée
	T_y (KN)	11,11	τ_y (MPa)	0,098	1,16	Condition vérifiée

III.4.7 Vérification de la flèche à l'ELS

Il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche si les 2 inégalités sont vérifiées (Annexe B) :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{20} \times \frac{Mt}{M_0}$$

$$\frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4,2}{fe}$$

Tableau III.4.8:Vérification de flèche de la dalle.

	1ière condition		2ème condition	
1ière dalle pleine	0,133	0,095	0,002	0,005
	Condition vérifiée		Condition vérifiée	
2ème dalle pleine	0,075	0,030	0,002	0,005
	Condition vérifiée		Condition vérifiée	

III.5 Dalle machine

III.5.1 Introduction

La dalle machine est une dalle pleine, qui reprend un chargement important par rapport à celle des dalles de la structure, cela est due au mouvement de l'ascenseur ainsi qu'à son poids, en tenant compte de la variation des effets de la machine par rapport à la dalle.

Elle est composée de :

- Le moteur (machine).
- Dalle supportant la machine.
- Cabine d'ascenseur.

III.5.2 Prédimensionnement de la dalle

La dalle d'ascenseur doit avoir une certaine rigidité vu le poids de la machine.

Nous avons deux conditions à vérifier :

- **Critère de résistance**

Pour une dalle reposant sur 3 ou 4 appuis :

$$\frac{Lx}{45} \leq e \leq \frac{Lx}{40}$$

Alors $\frac{150}{45} \leq e \leq \frac{150}{40} \Rightarrow 3{,}33\text{cm} \leq e \leq 3{,}75\text{cm}$

- **Condition de L'E.N.A**

L'entreprise nationale des ascenseurs (E.N.A) préconise que l'épaisseur de la dalle machine soit : $e \geq 25cm$, donc on prend e = 25 cm.

III.5.3 Détermination des charges permanente et charges d'exploitation

On a un seul type d'ascenseurs à étudier.

- **Charges permanents**

Tableau III.5.1: Poids de la machine.

P(KN)								
P1	P2	P3	P4	P5	P6	P7	P8	P9
8400	3200	200	600	800	1250	700	1100	1000

- **Poids de la machine supportée**

$q = \frac{\sum Pi}{s} = \frac{17300}{3,225}$ = 5125,92kg/m^2 = 51,25KN/m^2.

G_{tot} = 6.61 + 51.25 = 57.86KN/m^2.

- **Charges d'exploitations**

L'ENA exige une charge d'exploitation plus importante que celle d'une terrasse inaccessible de l'ordre de : Q=5kN/m^2.

Tableau III.5.2: Détermination des charges.

G(KN/m^2)	Q(KN/m^2)	P_u(KN/m^2)	P_{ser}(KN/m^2)
57,86	5	88,35	64,89

III.5.4 Détermination des sollicitations

On va utiliser la méthode des lignes de rupture (annexe C) pour la détermination des moments à l'ELU et la méthode forfaitaire (annexe D) pour la détermination des moments à l'ELS.

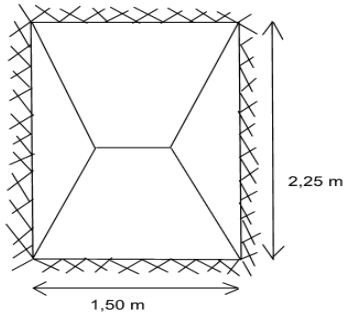


Figure III.5.1: Les encastrements et les dimensions de la dalle machine.

La dalle travaille suivant les deux directions puisque :

$\rho = \frac{lx}{ly}$ = 0,66 > 0,4

Tableau III.5.3: Sollicitations de la dalle machine.

Cas	M(KN.m)		M_t(KN.m)	Max(KN.m)	May(KN.m)
ELU	$0,107 \times P_u$	9,16	9,16	4,58	9,16

Avec : $M_{travée} = M$, $M_{appui} = 0.5M$.

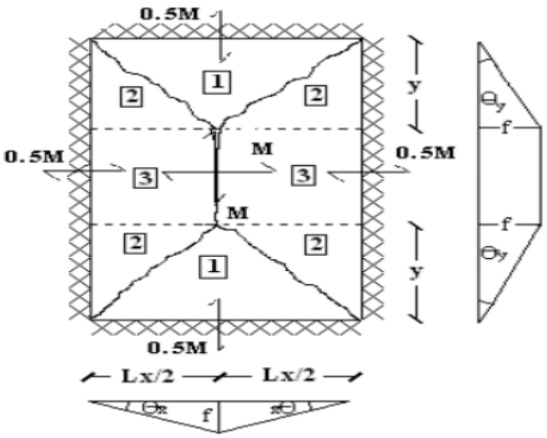


Figure III.5.2: Les ligne de rupture.

III.5.5 Calcul de ferraillage à L'ELU

Le calcul du ferraillage se fait pour une bande de 1 m de largeur, la fissuration est peu nuisible.

Tableau III.5.4: Les données.

F_{c28} = 25 MPa	F_e = 400 MPa	d = 23 cm	c’ = 2 cm	σ_s = 348 MPa
F_{t28} = 2.1 MPa	h = 25cm	c =2 cm	σ_b= 14,2 MPa	b = 100 cm

Tableau III.5.5 : Ferraillage à l'ELU. (Sens X, Sens Y).

		M_u (KN.m)	M	β	A (cm^2)	A' (cm^2)	A_{min} (cm^2)	A_{adopt} (cm^2)
En Travée	sens x	9.16	0,012	0,994	1,17	0	2,5	5HA10= 3,93cm^2
En Appui		4.64	0,006	0,997	0,59	0	2,5	5HA10= 3,93cm^2
En Travée	Sens Y	9.16	0,014	0,993	1,23	0	2,5	5HA10= 3,93cm^2
En Appui		4.64	0,007	0,996	0,62	0	2,5	5HA10= 3,93cm^2

- **Condition de non fragilité**

$A_{min} = \frac{B}{1000} = \frac{25 \times 100}{1000} = 2{,}5\ cm^2$.

Donc on adopte les sections: $\begin{cases} A_x = 4HA10 = 3.14\ cm^2 \\ A_y = 4HA10 = 3.14\ cm^2 \end{cases}$

- **Condition d'espacement**

–

S_t = Min (2h = 50cm ; 22cm) = 22cm.

On prend : S = 25 cm.

III.5.6 Vérification des contraintes à L'ELS

Tableau III.5.6: Vérification des contraintes à l'ELS. Sens-X.

		M_{ser} (KN.m)	A_s (cm^2)	Y (cm)	I (cm^4)	K (N/mm^3)	σ_b (MPa)	$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b$
En Travée	sens x	6.72	2.5	8.56	40495.21	0.016	0.136	Condition vérifiée
En Appui		3.36	2.5	4.28	19344.62	0.017	0.074	Condition vérifiée
En travée	Sens Y	6.72	2.5	8.41	40448.15	0.016	0.134	Condition vérifiée
En Appui		3.36	2.5	4.21	19315.26	0.017	0.073	Condition vérifiée

III.5.7 Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU

Tableau III.5.7: Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU.

	T_u(KN)	T_{max}	T_{adm}	vérification
Sens X	48,16	0,214	1,16	Condition vérifiée
Sens Y	42,81	0,199	1,16	Condition vérifiée

III.5.8 Vérification de la flèche à L'ELS

$$\frac{h}{Lx} = 0{,}166 \geq \frac{Mt}{20 \times Ms} = 0{,}0425$$

$$\frac{h}{Lx} = 0{,}166 \geq \frac{1}{27} \text{ à } \frac{1}{35} = 0{,}028 \text{ à } 0{,}037$$

$$\frac{A}{b \times d} = 0{,}001 \leq \frac{2}{fe} = 0{,}005$$

Les trois conditions sont vérifiées, donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

III.5.9 Vérification Poinçonnement:

$$P \leq 0.045 \times u_c \times h \times \frac{fcj}{\gamma b}$$

Avec : P = Max [P1……..P9]= P1 = 8400kg = 84KN

$U_c = 2(u + v)$; Uc = 2a + 2b + 4h + 8e ; (a = b = e = 0).

$Q_u = 84$ KN $< 0.045 \times U_c \times h \times (\frac{fc28}{\gamma b}) = 1875$ KN….(condition vérifiée).

chapitre IV

Etude dynamique

IV. Etude dynamique

IV.1 Introduction

Le but de ce chapitre est de définir un modèle de structure qui vérifie toutes les conditions et critères de sécurités imposées par les règles parasismiques Algériennes «RPA99v2003». Pour notre structure l'étude dynamique revient à étudier le comportement de la structure sous l'action sismique, Pour cela on fait l'analyse dynamique qui nécessite initialement la création d'un modèle de calcul qui représente le mieux notre structure, Ce modèle est ensuite introduit dans un code de calcul afin de déterminer les caractéristiques dynamiques de la structure.

IV.2 Disposition des voiles

Après plusieurs changements de dispositions des voiles par logiciel de calcule « SAP2000 des résultats vérifiant les conditions de sécurité, imposée par le RPA et évitant également la torsion au niveau du premier mode. Comme le RPA imposé une certaines disposition de voiles afin de coutre carré la force sismique par leur inerties ce pendeur ou procède à distance les voiles a égales distance par rapport au axes de symétrie et cela nous permet d'équilibre la structure et de la rendre acceptable point de vue souplesse.

- **Les Dispositions des voiles proposées**

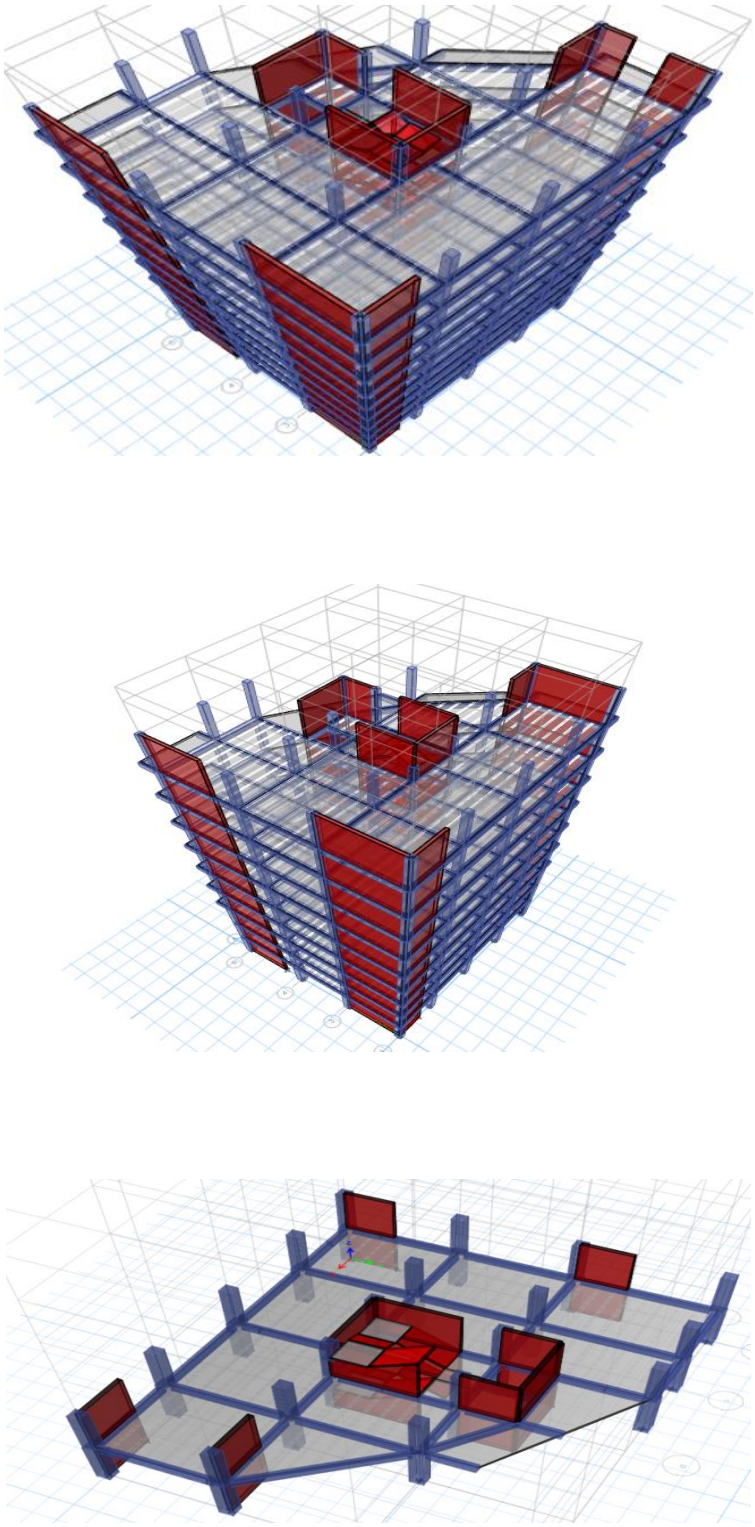


Figure IV.1: Les dispositions des voiles proposées.

- **Meilleure Dispositions des voiles**

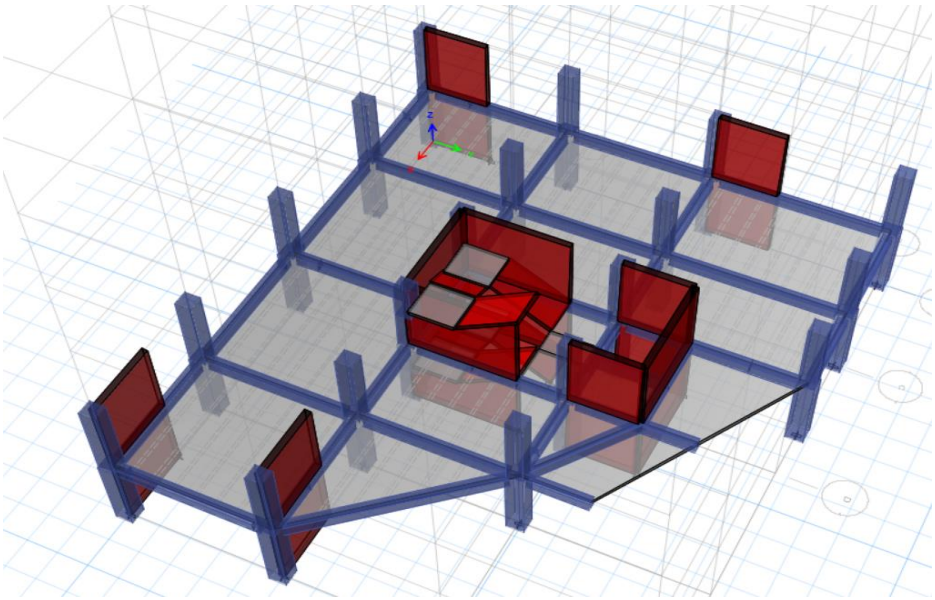


Figure IV.2: Disposition des voiles (vue en 3D).

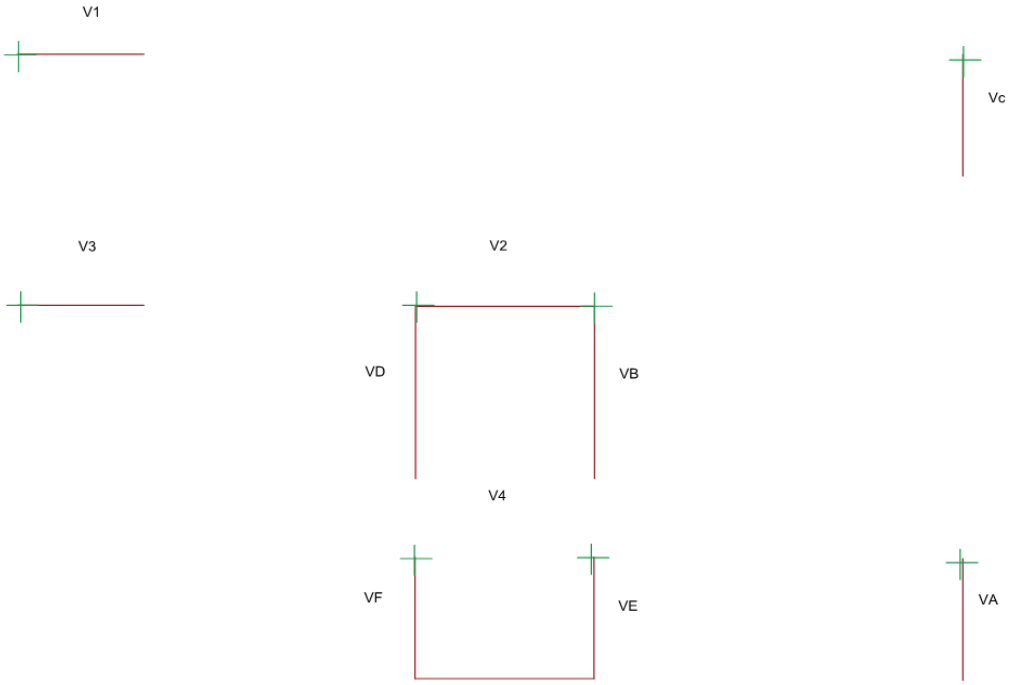


Figure IV.3: Disposition des voiles (vue en plan).

IV.3 Caractéristiques géométriques de la structure

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

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

IV.3.1 Centre de masse

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

Donc il est défini par la formule suivante :

$$X_G = \frac{\sum Wi.Xi}{\sum Wi} \quad \text{et} \quad Y_G = \frac{\sum Wi.Yi}{\sum Wi}$$

Avec :

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

$\begin{cases} L_x = 16{,}15 \text{ m} \\ L_y = 18{,}45 \text{ m} \end{cases}$

IV.3.2 Centre de rigidité

Le centre de torsion estle point à travers lequel si on applique une force horizontale ne se produit qu'un mouvement de translation sans rotation du plancher. Donc pourchaque 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.

$$X_R = \frac{\sum Kyi.Xi}{\sum Kyi} \text{ et } \quad Y_R = \frac{Kxi.Yi}{\sum Kxi}$$

- I_x et I_y : Les inerties suivant les axes x et y respectivement de chaque élément de Contreventement (poteau, voile).
- X_i , Y_i : coordonnées du centre de torsion des éléments de contreventement par rapport au repère global choisi.
- X_R, Y_R : coordonnées du centre de torsion du niveau par rapport au repère global choisi.

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

	Niveau (m)	Poids et centre de masse			Rigidités et centre de rigidité			
		Poids (KN)	X_G (m)	Y_G (m)	$\sum K_x$ (N/m)	$\sum K_y$ (N/m)	X_R(m)	Y_R(m)
7ème étage	32.3	882,80	8,3933	7,175	30020	78750	7,8948	7,1641
6ème étage	29,07	2343,83	7,8599	6,6082	30020	78750	7,8671	7,1731
5ème étage	25,84	2379,23	7,859	6,6035	30020	78750	7,8536	7,1872
4ème étage	22,61	2408,00	7,8547	6,604	30020	78750	7,8407	7,1965
3ème étage	19,38	2435,95	7,8498	6,604	30020	78750	7,8257	7,2025
2ème étage	16,15	2459,15	7,8447	6,6037	30020	78750	7,8014	7,1965
1ier étage	12,92	2459,15	7,8447	6,6037	30020	78750	7,7646	7,1712
RDC	9,69	2490,94	7,8394	6,6037	30020	78750	7,7058	7,0989
Entre-sol 1	6,46	2505,62	7,7964	6,59	30020	78750	7,5932	6,9118
Entre-sol 1	3,23	2541,47	7,7918	6,5904	30020	78750	7,3248	6,4765

IV.3.3 Excentricité

✓ **Excentricité théorique (statique)**

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

$e_x = | X_R - X_G |$ et $e_y = | Y_R - Y_G |$

- ✓ **Dimensions du bâtiment**

Longueur du bâtiment = 16,15m.

Largeur du bâtiment = 18,45m.

- ✓ **Excentricité admissible**

Excentricité suivant Lx = 15 %. Lx = 2,76 m.

Excentricité suivant Ly = 15 %. Ly = 2,42 m.

Tableau IV.2: Excentricité théorique et admissible.

Niveau(m)	théorique+accidentelle		admissible		
	e_x (m)	e_y (m)	$E_{x\,adm}$(m)	$E_{y\,adm}$ (m)	$e_x \leq E_{x\,adm}$ $e_y \leq E_{y\,adm}$
32,3	0,498	0,010	2,767	2,423	Condition vérifiée
28,34	0,0072	0,564	2,767	2,423	Condition vérifiée
25,84	0,005	0,583	2,767	2,423	Condition vérifiée
22,61	0,014	0,592	2,767	2,423	Condition vérifiée
19,38	0,024	0,598	2,767	2,423	Condition vérifiée
16,15	0,043	0,592	2,767	2,423	Condition vérifiée
12,92	0,080	0,567	2,767	2,423	Condition vérifiée
9,69	0,133	0,495	2,767	2,423	Condition vérifiée
6,46	0,203	0,321	2,767	2,423	Condition vérifiée
3,23	0,467	0,113	2,767	2,423	Condition vérifiée

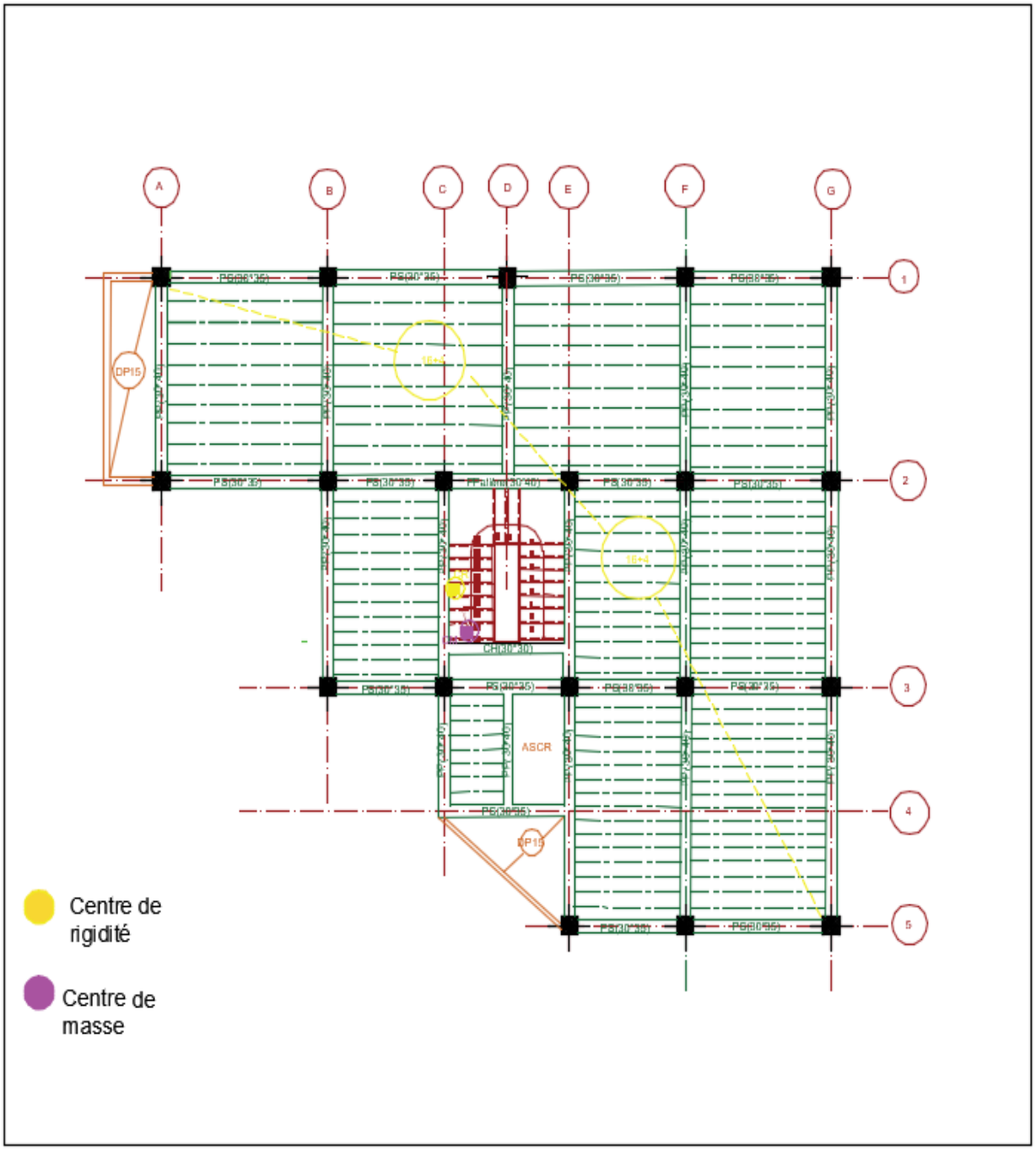


Figure IV.4: Position du Centre de masse et centre de rigidité

IV.3.4 Spectre de réponse « RPA99V2003 Article 4.3.3 »

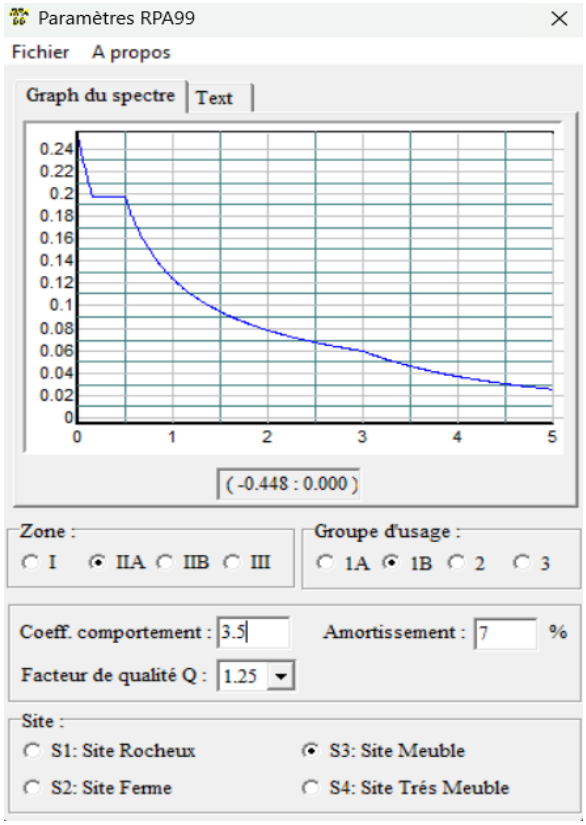


Figure IV.5: Spectre de réponse suivant l'axe (X) et l'axe (Y).

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

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & \text{pour: } 0 \leq T \leq T2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & \text{pour: } T2 \leq T \leq 3\text{sec} \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} \left(\frac{3}{T}\right)^{5/3} & \text{pour: } T \geq 3\text{sec} \end{cases}$$

IV.3.5 Coefficient d'accélération A ‹‹ RPA99 version 2003 Tableau 4.1 ››

Tableau IV.3:Coefficient d'accélération de zone **A .**

Zone	groupe 1A	groupe 1B	groupe 2	Groupe 3
II_b	0,40	0,3	**0,20**	0,18

IV.3.6 Facteur de correction d'amortissement η

$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2+\varepsilon)}}$ $\varepsilon = 7\%$

avec voile et mur en béton armé et maçonnerie η=0,882

IV.3.7 Facteur de qualité Q ‹‹RPA99 version 2003 Tableau 4.4››

La valeur de Q est déterminée par la formule :

$$Q=1+\sum P_q$$

Ces pénalités sont rappellées dans le tableau suivant :

Tableau IV.4:Détermination du facteur de qualité Q.

Critère	SuivantX		SuivantY	
	Observé	Valeur	Observé	Valeur
Conditions minimales sur les files de contreventement	Non	0,05	Non	0,05
Redondance en plan	Non	0,05	Non	0,05
Régularité en plan	Non	0	Non	0,05
Régularité en élévation	Oui	0	Oui	0
Contrôle de la qualité Des matériaux	Non	0,05	Non	0,05
Contrôle de la qualité de l'exécution	Non	0,10	Non	0,10

En récapitulant les résultats on trouve :

$Q_x = 1 + 0,25 = 1,25$

$Q_y = 1 + 0,25 = 1,25$

IV.3.8 Justification du coefficient de comportement ‹‹ RPA99 Version 2003 tableau 4.3.A.2››

Il est en fonction de système de contreventement donc:

R=3,5 (système de contreventement constitué par des voiles porteurs en béton armé).

$\frac{\sum Nvoile}{\sum Ntotal} = \frac{19060,62}{28752,125} = 0,66 \geq 0,2$; Donc le système 2 (voiles porteurs) R= 3,5

IV.5.6.Résultats de l'analyse dynamique

Communément aux deux méthodes de calcul (statique et dynamique),le RPA99 exige les verifications suivantes :

⁕ Analyse modal :

- Comportement modal.
- Participation massique (dissipation d'énergie).

⁕ Analyse statique et dynamique :

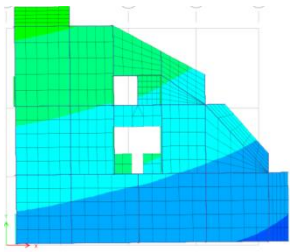
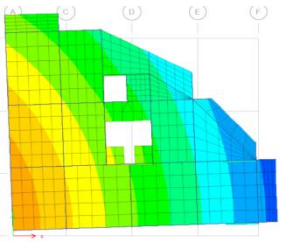
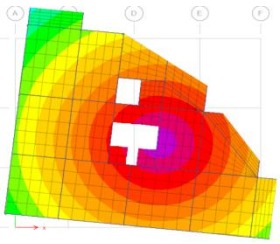
- Stabilité de la structure :
  - ‣ Vérification de la force sismique à la base.
  - ‣ Vérification de la stabilité au renversement.
  - ‣Vérification du déplacement en tête.
  - ‣Vérification des déplacements inter-étage.
  - ‣Vérification de l'effet P-Δ.
- Résistance des éléments :
  - ‣ Vérification de la contrainte tangentielle de cisaillement des éléments.
  - ‣ Vérification des contraintes normales de compression.

IV.4. Résultats des analyses dynamiques

IV.4.1. Analyse modale « Art 4.3.4 RPA99v2003 »

IV.4.1.1. Comportement modal de la structure

Tableau IV.5: Comportement des trois premiers modes.

Mode	Mode1/T_1=0,70s	Mode2/T_2=0,65s	Mode3/T_3=0,62s
	Participation massique (%)	Participation massique (%)	Participation massique (%)
suivant(X)	62	0,53	0,68
suivant(Y)	0,58	57	0,75
suivant(Z)	0,0068	0,5	66
Image			
comportement	translation suivant l'axe (X)	translation suivant l'axe (Y)	rotation autour de l'axe (Z)

IV.4.1.2. Participation massique

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

Tableau IV.6: Participation massique.

Mode	Période (sec)	Cumulé des masses modales effectives(%)		
		suivant(X)	suivant(Y)	Autour de (Z)
8	0,08	**93,02**	89,04	90,16
9	0,07	93,21	**93,44**	91,46
10	0,05	96,53	93,61	**91,47**

•**Commentaire**

Le temps des modes totales = 2,823s.

IV.6.4.2. Analyse statique et dynamique

IV.6.4.2.1. Vérification de la force sismique à la base « RPA99v2003 Art 4.3.6 »

La résultante des forces sismiques à la base 'Ed' obtenue , par la combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques, déterminée, par la méthode , statique , équivalente 'V' :

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

La force sismique totale 'V' doit être calculée dans les deux directions X, Y selon la formule imposée par « RPA99v2003 Art 4.2.3»:

$$V_x = \frac{A \times Dx \times Qx}{R} \times W \ , \ V_y = \frac{A \times Dy \times Qy}{R} \times W$$

A : Coefficient d'accélération de zone. (Zone II_b, Groupe 2) ⇒ A=0.20

D :Facteur d'amplification dynamique moyenne.

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & \text{pour: } 0 \leq T \leq T2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & \text{pour: } T2 \leq T \leq 3sec \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} \left(\frac{3}{T}\right)^{5/3} & \text{pour: } T \geq 3sec \end{cases}$$

T2: Période caractéristique. (Site 3) →$T2$= 0.5 sec

η : Facteur de correction d'amortissement

$$\eta=\sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \quad \xi=7\%$$

T :Période fondamentale suivant les deux directions.

$$T=\frac{0,09\,hn}{\sqrt{D}} \rightarrow T_X=\frac{0,09\times 34,8}{\sqrt{16,15}}=0,77 \; ; T_y=\frac{0,09\times 34,8}{\sqrt{18,45}}=0,72$$

$$\rightarrow D_x=1,73 \; ; \quad D_y=1,73$$

R : Coefficient de comportement global de la structure. R = 3,5

Q : Facteur de qualité . $Q_x = Q_y = 1,25$

W : Poids total de la structure.

$W = \sum_{i=1}^{n} Wi$; $W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$ avec $\beta = 0,2$ «RPA99v2003 Tableau 4.5».

Tableau IV.7: Les valeurs de la force sismique.

A	D_x	D_y	Q_x	Q_y	R	W(KN)
0,20	1,73	1,73	1,25	1,25	3,5	27346,92

Les valeurs de la force sismique donnés par la fonction spectrale qu'on les a calculés par le logiciel «ETABS V.21.1.0 ».

V_{tx} = 6667,58kN, V_{ty} =6667,58kN

Tableau IV.8: Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul

	E_d(KN)	V (KN)	$\frac{Ed}{V}$	$\frac{Ed}{V} \geq 0,8$
Sens X	5352,92	6667,58	0,802	Condition vérifiée
Sens Y	5320,56	6667,58	0,80	Condition vérifiée

IV.4.2.2 Vérification de la stabilité au renversement

Le moment de renversement qui peut être causé par l'action sismique doit être calculé par rapport au niveau de contact sol-fondation, et 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. La structure est stable au renversement si :

$$\frac{Ms}{MR} \geq 1{,}5$$

Le moment de renversement égale à :

$M_{Rx} = \sum_{i=1}^{n} Fix.hi$, $M_{yx} = \sum_{i=1}^{n} Fiy.hi$

Avec :

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

$$F_{ix} = \frac{Wi.hi}{\sum Wi.hi} E_{dx} \quad , F_{iy} = \frac{Wi.hi}{\sum Wi.hi} E_{dy}$$

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

Le moment de stabilité égale à :

$$M_{sx} = W_i . X_G \quad , \quad M_{sy} = W_i . Y_G$$

Avec :

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

W_i : La masse du plancher de chaque niveau.

Tableau IV.9: Valeurs des moments de stabilité et de renversement.

moment de renversement		moment de stabilité	
MR = ΣMri =Σhi.Fi		MS=ΣMsi=ΣXGi.Wi	
Mrx(kN.m)	115436,74	Mry (kN.m)	116466,77
Msx(kN.m)	190481,69	Msy(kN.m)	221870,43
Msx/ Mrx	1,65	Msy/Mry	1,91
$\frac{Msx}{Mrx} \geq 1{,}5$	Condition vérifiée	$\frac{Msy}{Mry} \geq 1{,}5$	Condition vérifiée

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

IV.4.2.3 Vérification du déplacement en tête « RPA99V2003 Article 4.4.3 »

Déplacement réel = R×Déplacement théorique (R×δ).

Déplacement admissible = $\frac{H}{250}$

Avec :

R = Coefficient de comportement = 3,5.

δ = déplacement théorique.

H = hauteur totale du bâtiment.

Tableau IV.10 : Vérification du déplacementen tête.

Sens	δ (cm)	R	R×δ	H (m)	$\frac{H}{250}$	R×δ ≤ $\frac{H}{250}$
X	1,88	3,5	6,58	34,8	13,92	Condition vérifiée
Y	1,62	3,5	5,67			Condition vérifiée

- **Commentaire :**

Déplacements en tête sont inférieurs au déplacement admissible.

IV.4.2.4 Vérification des déplacements inter-étages « RPA99V2003 Article 4.4.3 »

On doit vérifier les conditions suivantes :

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

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

Avec :

δ_k: Déplacement dû au force sismique.

R : Coefficient de comportement.

Le déplacement relatif au niveau ki par rapport au niveau $ki-1$(inter-étage) est égal à :

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

Selon l'article 5.10 de le RPA2003, le déplacement horizontal relatif d'un étage par rapport aux autres qui sont adjacents ne doivent pas dépasser le déplacement admissible Δ_{adm}.

$\Delta_{adm} = 0.01 h_e$

h_e: La hauteur d'étage.

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

Niveau (m)	H_e (m)	δ_x (cm)	$R.\delta_x$ (cm)	Δ_x (cm)	Δ_{adm}	$\Delta_k \leq \Delta_{adm}$
32,3	3,23	1,88	6,58	0,81	3,23	Condition vérifiée
29,04	3,23	1,65	5,77	0,8	3,23	Condition vérifiée
25,84	3,23	1,42	4,97	1,4	3,23	Condition vérifiée
22,61	3,23	1,19	3,57	0,21	3,23	Condition vérifiée
19,38	3,23	0,96	3,36	0,81	3,23	Condition vérifiée
16,15	3,23	0,73	2,55	0,73	3,23	Condition vérifiée
12,92	3,23	0,52	1,82	0,7	3,23	Condition vérifiée
9,69	3,23	0,32	1,12	0,53	3,23	Condition vérifiée
6,46	3,23	0,17	0,59	0,42	3,23	Condition vérifiée
3,23	3,23	0,05	0,17	0,17	3,23	Condition vérifiée

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

Niveau (m)	H_e (m)	δ_y (cm)	$R.\delta_y$ (cm)	Δ_y (cm)	Δ_{adm}	$\Delta_k \leq \Delta_{adm}$
32,3	3,23	1,62	5,67	0,53	3,23	Condition vérifiée
29,04	3,23	1,47	5,14	0,63	3,23	Condition vérifiée
25,84	3,23	1,29	4,51	0,66	3,23	Condition vérifiée
22,61	3,23	1,10	3,85	0,7	3,23	Condition vérifiée
19,38	3,23	0,9	3,15	0,74	3,23	Condition vérifiée
16,15	3,23	0,69	2,41	0,66	3,23	Condition vérifiée
12,62	3,23	0,50	1,75	0,67	3,23	Condition vérifiée
9,69	3,23	0,31	1,08	0,56	3,23	Condition vérifiée
6,46	3,23	0,15	0,52	0,38	3,23	Condition vérifiée
3,23	3,23	0,04	0,14	0,14	3,23	Condition vérifiée

IV.4.2.5. Vérification du cisaillement des éléments

IV.4.2.5.1. Poutres « C.B.A93 Article A.5.1 »

$$\tau \leq \bar{\tau} \qquad \tau = \frac{Vu}{b_o . d}$$

$\bar{\tau}$=Min$[0{,}20 \times Fc_{28}/\gamma_b ; 5MPA]$fissuration peu nuisible..

$\bar{\tau}$=Min$[0{,}15 \times Fc_{28}/\gamma_b ; 4MPA]$fissuration préjudiciable.

Tableau IV.13: Vérification du cisaillement des poutres.

Eléments	Section (cm^2)	V_u (KN)	Combinaison	Type de fissuration	τ (MPa)	$\bar{\tau}$ (MP)	$\tau \leq \bar{\tau}$
Poutre principale	30×40	55,22	G+Q+Edy	Fissuration peu nuisible	0,56	4,35	Condition vérifiée
Poutre secondaire	30×40	81,23	G+Q+Edx	Fissuration peu nuisible	0,52	4,35	Condition vérifiée
Poutre palière	30×30	60,86	G+Q+Edy	Fissuration peu nuisible	0,73	4,35	Condition vérifiée
Longrines	30×30	16,85	1,35.G+1,5.Q	Fissuration préjudiciable	0,20	2,5	Condition vérifiée
Chainages	30×30	45,22	G+Q+Edx	Fissuration peu nuisible	0,40	4,35	Condition vérifiée

- **Commentaire**

Toutes les poutres sont justifiées suffisantes pour équilibrer les contraintes de cisaillement.

IV.4.2.5.2. Les poteaux « RPA99V2003 Article 7.4.3.2 »

D'appris « RPA99v2003 Article 3.4.b » On considère que les portiques ne reprennent que les charges verticales. Toutefois, en zone sismique II_b et III, il y a lieu de vérifier les portiques sous un effort horizontal représentant 25% de l'effort horizontal global.

$$\bar{\tau}=\rho \times fc_{28} \qquad \text{ro}=\begin{cases}0{,}075 & si\lambda \geq 5 \\ 0{,}040 & si\lambda < 5\end{cases} \quad \lambda=\frac{Lf}{i}=\frac{0{,}7\times h}{i}$$

Tableau IV.14: Vérification du cisaillement des poteaux suivant l'axe (X).

Eléments	Section (cm^2)	V_u (KN)	Combinaison	τ (MPa)	$\bar{\tau}$ (MPa)	$\tau \leq \bar{\tau}$
Poteau 55×55	3,23	27,86	G+Q+Ex	0,09	1,875	Condition vérifiée
Poteau 50×50	3,23	26,70	G+Q+Ex	0,11	1,875	Condition vérifiée
Poteau 45×45	3,23	26,94	G+Q+Ex	0,14	1,875	Condition vérifiée
Poteau 40×40	3,23	19,44	G+Q+Ex	0,13	1,875	Condition vérifiée
Poteau 35×35	3,23	13	G+Q+Ex	0,12	1,875	Condition vérifiée

Tableau IV.15: Vérification du cisaillement des poteaux suivant l'axe (Y).

Eléments	Section (cm^2)	V_u (KN)	Combinaison	τ (MPa)	$\bar{\tau}$ (MPa)	$\tau \leq \bar{\tau}$
Poteau 55×55	3,23	18,34	G+Q+Ey	0,06	1,875	Condition vérifiée
Poteau 50×50	3,23	16,65	G+Q+Ey	0,07	1,875	Condition vérifiée
Poteau 45×45	3,23	13,69	G+Q+Ey	0,07	1,875	Condition vérifiée
Poteau 40×40	3,23	8,47	G+Q+Ey	0,05	1,875	Condition vérifiée
Poteau 35×35	3,23	5,31	G+Q+Ey	0,07	1,875	Condition vérifiée

- **Commentaire**

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

IV.4.2.5.3. Voiles « RPA99V2003 Article 7.7.2 »

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

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

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

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

a) Suivant l'axe (X)

Tableau IV.16: Vérification du cisaillement des voiles suivant l'axe (X).

Direction	Voile	b(cm)	L (cm)	$\|v_u\|$(KN)	Combinaison	τ (MPa)	$\bar{\tau}$ (MPa)	$\tau \leq \bar{\tau}$
Sens X	V_1	20	240	795,83	G+Q+Edx	2,57	5	Condition vérifiée
	V_2	20	240	632,47	G+Q+Edx	2,04	5	Condition vérifiée
	V_3	20	340	2084,18	G+Q+Edx	4,76	5	Condition vérifiée
	V_4	20	340	2167,83	G+Q+Edx	4,96	5	Condition vérifiée

Les voiles $V_1 = V_3$(les mêmes dimensions).

Et les voiles $V_2 = V_4$ (les mêmes dimensions).

b) Suivant l'axe (Y)

Tableau IV.17: Vérification du cisaillement des voiles suivant l'axe (Y).

Direction	Voile	b(cm)	L (cm)	$\|v_u\|$(KN)	Combinaison	τ (MPa)	$\bar{\tau}$ (MPa)	$\tau \leq \bar{\tau}$
Sens Y	V_A	20	240	327,37	G+Q+Edy	1,06	5	Condition vérifiée
	V_B	20	240	664,28	G+Q+Edy	2,15	5	Condition vérifiée
	V_C	20	340	1647,84	G+Q+Edy	3,76	5	Condition vérifiée
	V_D	20	340	2169,92	G+Q+Edy	4,96	5	Condition vérifiée
	V_E	20	240	951,04	G+Q+Edy	3,08	5	Condition vérifiée
	V_F	20	240	1512,20	G+Q+Edy	4,9	5	Condition vérifiée

- **Commentaire**

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

IV.4.2.6. Vérification de l'effort normal réduit « RPA99V2003 Article 7.1.3.3 »

Dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile dans les poteaux sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$\upsilon = \frac{Nd}{Bc.fc_{28}}$$

Nd: Effort normal réduit.

Bc: Section brute du béton.

Tableau IV.18: Vérification de l'effort normal réduit dans les poteaux.

Section (cm^2)	b(cm)	h(cm)	N_d(KN)	B_c (mm^2)	Combinaison	$\frac{Nd}{B_c \times f_{c28}}$	$\frac{Nd}{B_c \times f_{c28}} \leq 0,3$
Poteau 55×55	55	55	1965,45	302500	G+Q+Edx	0 ,25	Condition vérifiée
	55	55	1845,89	302500	G+Q+Edy	0,24	Condition vérifiée
Poteau 50×50	50	50	1894,58	250000	G+Q+Edx	0,30	Condition vérifiée
	50	50	1704,52	250000	G+Q+Edy	0,27	Condition vérifiée
Poteau 45×45	45	45	1399,28	202500	G+Q+Edx	0,27	Condition vérifiée
	45	45	1385,54	202500	G+Q+Edy	0,27	Condition vérifiée
Poteau 40×40	40	40	973,77	160000	G+Q+Edx	0,24	Condition vérifiée
	40	40	661,28	160000	G+Q+Edy	0,16	Condition vérifiée
Poteau 35×35	35	35	700,73	122500	G+Q+Edx	0,22	Condition vérifiée
	35	35	494,98	122500	G+Q+Edy	0,16	Condition vérifiée

•Commentaire

Tous les poteaux sont justifiés suffisantes pour équilibrer les efforts normaux réduit.

IV.4.2.7. Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ « RPA99v2003 Article 5.9 »

L'effet de P-Δ peuvent être négligé si la condition suivante est satisfaite :

$$\theta = \frac{Pk.\Delta k}{Vk.hk} \leq 0,10$$

Et la valeur de 'Vk' est calculée par la formule suivante :

$$V_k = \frac{Pk.hi}{\sum Pk.hi} \times E_d$$

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

V_k: Effort tranchant del'étage au niveau"k".

Δ_k:Déplacement relatif d'un niveau "k" par rapport au niveau "k-1".

h_k: Hauteur de l'étage "k"

Tableau IV.19: Vérification de l'effet P-Δ suivant les deux directions (X) et (Y).

h_i (m)	P_k (KN)	Δ_{kx} (cm)	Δ_{ky} (cm)	Vkx (KN)	Vky (KN)	h_k (m)	θkx	θky	$\theta \leq 0,1$
32,3	882,80	1,88	1,62	562,40	519,96	3,23	0,009	0,008	Condition vérifiée
29,07	2343,83	1,65	1,47	928,51	862,82	3,23	0,013	0,012	Condition vérifiée
25,84	2379,23	1,42	1,29	1226,88	1145,47	3,23	0,009	0,008	Condition vérifiée
22,61	2408,00	1,19	1,10	1475,55	1385,47	3,23	0,006	0,005	Condition vérifiée
19,38	2435,95	0,96	0,9	1681,70	1587,70	3,23	0,004	0,004	Condition vérifiée
16,15	2459,15	0,73	0,69	1851,95	1756,76	3,23	0,003	0,003	Condition vérifiée
12,92	2459,15	0,52	0,50	1986,35	1892,86	3,23	0,002	0,002	Condition vérifiée
9,69	2490,94	0,32	0,31	2083,96	1994,10	3,23	0,001	0,001	Condition vérifiée
6,46	2505,62	0,17	0,15	2146,63	2054,42	3,23	0,0006	0,0005	Condition vérifiée
3,23	2541,47	0,05	0,04	2179,01	2090,76	3,23	0,0001	0,0001	Condition vérifiée

Commentaire

L'effet de P-Δ est négligeable dans notre structure.

IV.5 Conclusion

Les sections finales adoptées sont mentionnées ci-dessous :

Tableau IV.20: Dimensionnement finales des éléments.

Eléments		Section initiale (cm^2)	Section choisie (cm^2)
Poutres Principales		30×40	30×40
Poutre secondaire		30×35	30×40
Poutre palière		30×35	30×35
Chainages		30×30	30×30
Longrines		30×30	30×30
Poteaux	$6^{ème}$; $7^{ème}$ étage	35×35	35×35
	$4^{ème}$étage;$5^{ème}$ étage	40×40	40×40
	1^{ier}; $2^{ème}$ et $3^{ème}$étage	45×45	45×45
	RDC Entre-sol 1	50×50	50×50
	Entre-sol 2	55×55	55×55
Voile		15	20

chapitre V

Ferraillage des éléménts structuraux

V. Ferraillage des éléments structuraux

V.1 Introduction

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

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

E.L.U : 1,35G +1,5Q

E.L.S : G + Q

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

G +Q ± E

0,8 G ± E

Avec :

G : charges permanentes.

Q : charges d'exploitations.

E : charges sismique.

V.2 Ferraillage des poutres

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

Tableau V. 1 : Les données du calcul.

situation durable		situation accidentelle	
Béton	**Acier**	**Béton**	**Acier**
γ_b= 1,5	γ_b= 1,15	γ_s= 1,15	γ_s= 1
f_{c28}= 25 MPa	FeE400	f_{c28}= 25 MPa	FeE400
σ_b= 14,2 MPa	σ_s= 348 MPa	σ_b= 18,48 MPa	σ_s= 400 MPa

V.2.1 Ferraillage longitudinal des poutres

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

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

Elément	b× h (cm²)	M_t (KN.m)	Combinaison	A_{s1} (cm²)	M_a (KN.m)	Combinaison	A_{s2} (cm²)
Poutres principales spéciale	30× 40	73,02	1,35G+1,5Q	6	-144,66	1,35G+1,5Q	12,9
Poutres principales ordinaire	30× 40	59,23	1,35G+1,5Q	4,8	-98,123	1,35G+1,5Q	8,3
Poutres secondaires	30× 40	65,62	G+Q+Edx	5,3	73,123	G+Q+Edy	6
Poutres Chainages	30× 30	28,27	G+Q−Edx	3,2	-38,02	G+Q+Edx	4,4

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

Elément	Section calculée		Section choisie	
	A_{s1} (cm²)	A_{s2} (cm²)	A_{s1} (cm²)	A_{s2} (cm²)
Poutres principales spéciale	6	12,90	3HA14+2chHA14=7,6	3HA14+5chHA16=14,67
Poutres principales ordinaire	4,8	8,3	3HA14+1chHA14=6,16	6HA14=9,24
Poutres secondaires	5,3	6	3HA12+2chHA12=6,78	3HA12+2chHA12=6,78
Poutres Chainages	3,2	4,4	3HA12+1chHA12=4,52	3HA12+1chHA12=4,52

V.2.2. Vérification des contraintes normales à l'ELS

Tableau V.4 : Vérification des contraintes normales des poutres.

Elément	$M_{t\ ser}$ (KN.m)	σ_b (MPa)	σ_s (MPa)	σ_s' (MPa)	$\overline{\sigma_b}$ (MPa)	$\overline{\sigma_s}$ (MPa)	Vérifcation
Poutres principales spéciale	72,03	6,9	201,6	83,6	15	201,63	Condition Vérifie
Poutres principales Ordinaire	43,12	7,9	202,66	82,47	15	201,63	Condition Vérifier
Poutre Secondaires	29,128	4,4	128,9	47,82	15	201,63	Condition vérifier
Poutres Chainages	3,21	0,6	6,6	6,6	15	201,63	Condition Vérifier

Tableau V. 5: Vérification des contraintes des poutres à l'ELS. (Appui)

Elément	Ma_{ser} (KN.m)	σ_b (MPa)	σ_s (MPa)	σ_s' (MPa)	$\overline{\sigma_b}$ (MPa)	$\overline{\sigma_s}$ (MPa)	Vérifcation
Poutres principales spéciale	-105,58	6,66	201,63	80,63	15	201,63	Condition vérifie
Poutres principales Ordinaire	-69 ,88	12,87	201,63	72,123	15	201,63	Condition vérifier
Poutres secondaires	-30,41	5,24	201,63	57,12	15	201,63	Condition vérifier
Poutres Chainages	-11,21	2,9	102,7	26,8	15	201,63	Condition Vérifier

- **Section minimale**

A_{min}=0.5% b. h (cm²) « RPA99V2003 Article 7.5.2.1 » .

- **Section tendue**

A_{tmin} = 0.1% b. h (cm²) « C.B.A93 Article B.6.4 ».

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

Elément	A_t (cm²)	A_a (cm²)	A_{min} (cm²)	$A_{t\ min}$ (cm²)	Vérifcation
Poutres principales spéciale	6,78	14,67	6	1,2	Condition Vérifier
Poutres principales Ordinaire	6,78	9,24	6	1,2	Condition Vérifier
Poutres secondaires	6,78	6,78	6	1,2	Condition Vérifier
Poutres Chainnages	4,52	4,52	4,5	0,9	Condition Vérifier

V.2.4 Vérification de la flèche

Elle n'est pas nécessaire si les trois inégalités sont vérifiées (Annexe B) :

Tableau V.7: Vérification de flèche des poutres.

	1 ier condition		2ème condition		3ème condition	
Poutres principales spéciale	0,074	0,063	0,074	0,0074	0,007	0,011
	Condition Vérifier		Condition Vérifier		Condition Vérifier	
Poutres principales ordinaire	0 ,074	0,063	0,074	0,013	0,006	0,011
	Condition Vérifier		Condition Vérifier		Condition Vérifier	
Poutres secondaires	0,088	0,063	0,074	0,013	0,0062	0,011
	Condition Vérifier		Condition Vérifier		Condition Vérifier	
Poutres Chainages	0,882	0,0625	0,882	0,076	0,005	0,0105
	Condition Vérifier		Condition Vérifier		Condition Vérifier	

V.2.5. Ferraillage transversal des poutres

L'acier choisi pour le ferraillage transversal est de type barres à haut adhérence Fe400.

Le calcul des armateurs transversale et leurs espacements se fait suivant l'annexe E.

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

Tableau V. 8: La section d'armatures transversales.

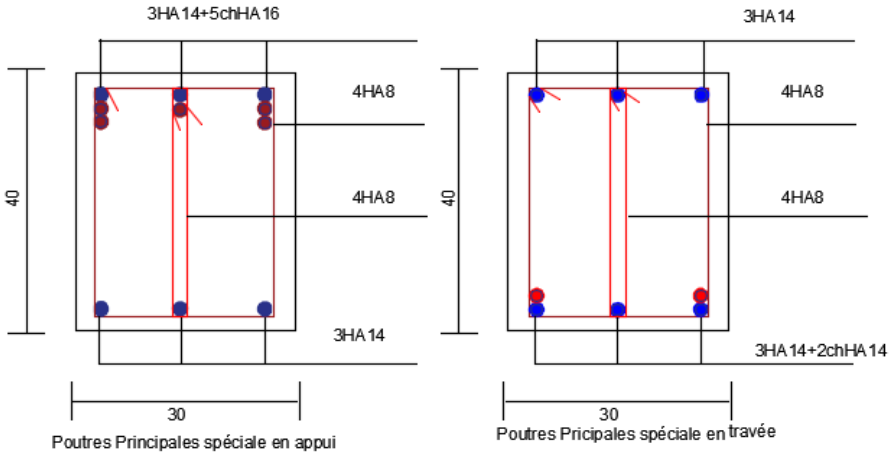
Elément	T (kN)	τ_u (MPa)	$S_{adoptée}$ (cm)		$A_t$choisie (cm^2)
			S (ZN) (cm)	S' (ZC) (cm)	
Poutres principales spéciale	156,78	1,45	10	15	4Ø8=2,01
Poutres principales ordinaire	144,23	1,33	10	15	4Ø8=2,01
Poutres secondaires	97,89	0,9	10	15	4Ø8=2,01
Poutre Chainages	55,25	0,67	7	15	4Ø8=2,01

V.2.3. Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU

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

Tableau V.9: Vérification des contraintes de cisaillement.

Elément	b× h (cm²)	T (kN)	Combinaisons	τ (MPa)	$\bar{\tau}$ (MPa)	Vérifcation
Poutres principales spéciale	30×40	156,78	1,35G+1,5Q	1,45	3,33	Condition Vérifier
Poutres principales ordinaire	30×40	144,23	G+Q-Edy	1,33	4,34	Condition Vérifier
Poutres secondaires	30×40	97,89	G+Q-Edx	0,9	4,34	Condition Vérifier
Poutres Chainages	30× 30	55,25	G+Q+Edx	0,67	4,34	Condition Vérifier



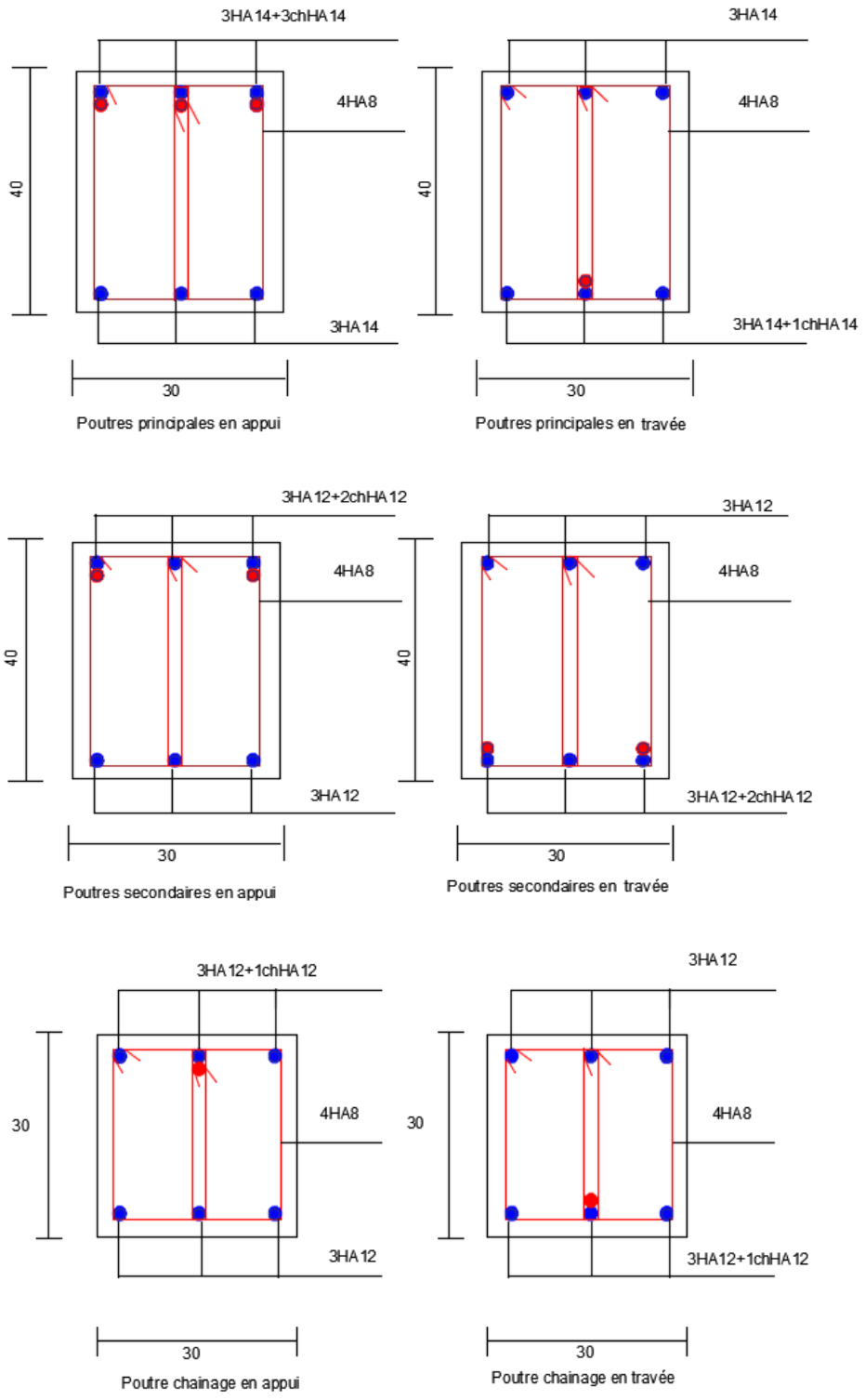


Figure V.5.1: Ferraillage des poutres.

V.3 Ferraillage des poteaux

Les poteaux sont généralement soumis à la flexion composée.

V.3.1 Détermination des armatures longitudinales

V.3.1.1 Recommandations sur le ferraillage minimal

✓ **Selon le CBA**

$$A_l = \min \begin{cases} 4cm^2\ par\ metre\ de\ longueur\ de\ parement. \\ 0{,}1\% \leq \frac{Al}{B} \leq 5\%\ Section\ béton\ comprimée. \end{cases}$$

En plus la Condition de non fragilité :

$$Amin = \frac{B}{1000}$$

- **Selon le RPA2003 « Art 7.4.2.1 »**

✓ Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.

✓ Leur pourcentage est limité en zone II_b par :

$$0{,}9\% \leq \frac{Al}{b \times h} \leq 3\%\ (Zone\ courant)$$

$$0{,}9\% \leq \frac{Al}{b \times h} \leq 6\%\ (Zone\ de\ recouvrement)$$

✓ Le diamètre minimum est de 12 mm.

✓ La longueur minimale des recouvrements est de : 50 Ø en zone II_b.

✓ La distance maximale entre deux barres voisines sur une même face ne doit pas dépasser : 20 cm en zone II_b.

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

$$h' = Max\ [\frac{he}{6}; b_1; h_1; 60cm]$$; h_e la hauteur d'étage.

V.3.1.2 Sollicitations extrêmes pour le ferraillage

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

✓ N_{max} et $M_{xcorrespondant}$ et et $M_{y\ correspondant}$.

✓ N_{min} et $M_{xcorrespendent}$ et et $M_{y\ correspondant}$.

✓ M_{max} et $M_{\ correspondant}$ et $N_{correspendent}$.

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

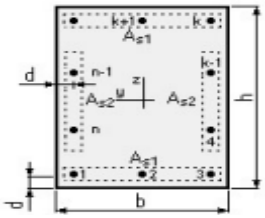


Figure V.5.2: Les sections des poteaux.

Tableau V.10: La section d'armatures des poteaux.

Section (cm^2)	Sollicitations						$A_{calculé}$ (cm^2)	A_{min} (RPA) (cm^2)	$A_{choisie}$ (cm^2)
55×55	N_{max}	2997,10	$M_{x\ cor}$	145,50	$M_{y\ cor}$	86,7	8,8	27.5	20HA14 = 30,79
	N_{min}	1697	$M_{x\ cor}$	-156,70	$M_{y\ cor}$	-73,84			
	M_{max}	236,56	M_{cor}	102,65	N_{cor}	596,4			
50×50	N_{max}	2886,13	$M_{x\ cor}$	133,73	$M_{y\ cor}$	74,71	8	22,5	20HA14 = 30,79
	N_{min}	1489	$M_{x\ cor}$	-138,38	$M_{y\ cor}$	-61,26			
	M_{max}	184,47	M_{cor}	97,59	N_{cor}	573,52			
45×45	N_{max}	2067,78	$M_{x\ cor}$	162,44	$M_{y\ cor}$	32,56	7,2	18,22	12HA14 =18,47
	N_{min}	1024,93	M_{xcor}	-118,88	$M_{y\ cor}$	-40,62			
	M_{max}	225,97	M_{cor}	48,81	N_{cor}	381,42			
40×40	N_{max}	1077,87	$M_{x\ cor}$	155,67	$M_{y\ cor}$	32,49	6,4	14,4	4HA14+ 8HA12= 15,21
	N_{min}	520,5	$M_{x\ cor}$	-110,58	$M_{y\ cor}$	-37,96			
	M_{max}	211,31	M_{cor}	36,38	N_{cor}	296,89			
35×35	N_{max}	488,76	$M_{x\ cor}$	118,34	$M_{y\ cor}$	24,79	11,4	11,02	8HA14= 12,32
	N_{min}	222,49	$M_{x\ cor}$	-81,33	$M_{y\ cor}$	-28,63			
	M_{max}	154,23	M_{cor}	26,15	N_{cor}	159,57			

V.3.1.3 Vérification des contraintes à l'ELS

Tableau V.11: Vérification des contraintes à L'ELS.

Section (cm^2)	Sollicitations						σ_b	σ_s		$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b$ $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$
55×55	N_{max}	1566,12	$M_{x\ cor}$	90,2	$M_{y\ cor}$	-84,23	10,9	0	150,6	Condition vérifiée
	N_{min}	1456,4	$M_{x\ cor}$	136,45	$M_{y\ cor}$	5,45	9,5	0	128,8	Condition vérifiée
	M_{max}	136,45	M_{cor}	-95,45	N_{cor}	745,45	14,2	149,6	184	Condition vérifiée
50×50	N_{max}	1489	$M_{x\ cor}$	-138,38	$M_{y\ cor}$	-61,26	14,6	5,8	198,6	Condition vérifiée
	N_{min}	1399,32	$M_{x\ cor}$	1,69	$M_{y\ cor}$	-2,86	5,5	0	82,3	Condition vérifiée
	M_{max}	129,80	M_{cor}	42,79	N_{cor}	646,52	14,9	132,6	173,7	Condition vérifiée
45×45	N_{max}	956,93	$M_{x\ cor}$	-60,62	$M_{y\ cor}$	-20,88	9,5	0	127,5	Condition vérifiée
	N_{min}	901,44	$M_{x\ cor}$	-9,68	$M_{y\ cor}$	-7,5	5,2	0	76	Condition vérifiée
	M_{max}	168,65	M_{cor}	42,44	N_{cor}	579,44	13,5	153,5	159,1	Condition vérifiée
40×40	N_{max}	520,5	$M_{x\ cor}$	-110,58	$M_{y\ cor}$	-37,96	5,5	0	74,9	Condition vérifiée
	N_{min}	497,71	$M_{x\ cor}$	-13,23	$M_{y\ cor}$	-6,8	4,7	0	64,4	Condition vérifiée
	M_{max}	135,9	M_{cor}	33,54	N_{cor}	466,26	14,1	158,2	160	Condition vérifiée
35×35	N_{max}	153,86	$M_{x\ cor}$	-17,9	$M_{y\ cor}$	-8,57	6,2	59,2	71,8	Condition vérifiée
	N_{min}	397,41	$M_{x\ cor}$	-12,38	$M_{y\ cor}$	-5,5	5,3	0	71,2	Condition vérifiée
	M_{max}	114,5	M_{cor}	18,84	N_{cor}	424,46	15	154,2	162,2	Condition vérifiée

V.3.2. Armatures transversales

D'après le RPA 99 version 2003 Art. 7.4.2.2, les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$At = \frac{\rho a \times St \times Tu}{h1 \times fe}$$

T_u: Effort tranchant .

h_1 : Hauteur totale de la section brute.

S_t : Espacement des armatures transversales.

$$S_t = \begin{cases} 10cm \\ \text{Min } [\frac{b1}{2} ; \frac{h1}{2} ; 10\emptyset] \end{cases}$$

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

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

$$\rho a = \begin{cases} 2.5 \quad Si \quad \lambda_g \geq 5 \\ 3.75 \quad Si \quad \lambda_g \geq 5 \end{cases}$$

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

$\frac{At}{t \times b1} \geq 0{,}3\%$ $\quad si: \lambda > 5$

$0{,}8\ \% \geq \frac{At}{t \times b1} \geq 0{,}3\ \%$ $\quad si: \ 5 \geq \lambda \geq 3$

$\frac{At}{t \times b1} \geq 0{,}8\ \%$ $\quad si: \ \lambda \leq 5$

Tableau V.12: La section d'armatures transversales des poteaux.

Etage	Section (cm²)	Zone	t (cm)	$A_{t\,ch}$ (cm²)
Entre-sol1, entre-sol2 et RDC	50×50	Nodale	10	4Ø8=2,01
		Courante	15	4Ø8=2,01
1ier , 2ème et 3ème	45×45	Nodale	10	4Ø8=2,01
		Courante	15	4Ø8=2,01
4ème et 5ème	40×40	Nodale	10	4Ø8=2,01
		Courante	15	4Ø8=2,01
6ème et 7ème	35×35	Nodale	10	4Ø8=2,01
		Courante	15	4Ø8=2,01

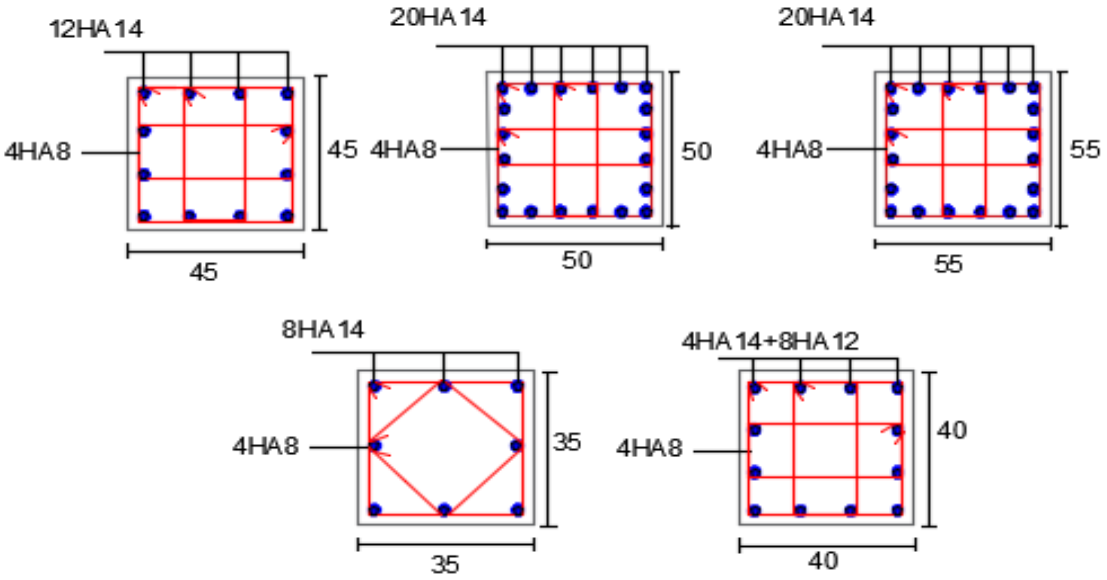


Figure V.5.3: Ferraillage les poteaux.

V.4 Ferraillage des voiles

Les voiles sont soumis à l'effet de leur poids propre, ils reprennent les charges verticales reparties ou concentrées provenant des planchers et les charges horizontales dues au séisme. Ils seront calculés en flexion composée à partir des combinaisons des sollicitations dues aux charges verticales qui engendrent des efforts normaux et aux forces horizontales provoquant des efforts tranchants et des moments fléchissant.

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.

V.4.1 Ferraillage des trumeaux

V.4.1.1 Calcul d'armatures verticales

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

Section minimales et maximales

- ✓ **Selon le RPA2003 Article 7.7.4.1**

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

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

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

- ✓ **Selon le CBA93 Art B.6.4**

$$0{,}1\% \leq \frac{2\times Av}{\alpha\times Bt} \leq 0{,}5\% \qquad \Rightarrow \qquad A_v \geq 0{,}1\%B_t$$

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

Tableau V. 13: La section calculée d'armatures verticales des voiles.

voile	L (cm)	a (cm)	L/10 (cm)	N (KN)	M (KN.m)	Cas	$A_{calculé}$ (cm^2)	$A'_{calculé}$ (cm^2)
V_A	240	20	24	1818,51	2459,95	S.P.C	4,80	0,00
V_B	240	20	24	2004,34	2104,53	S.P.C	4,80	0,00
V_C	340	20	34	5707,07	4335,65	S.P.C	6,80	0,00
V_D	340	20	34	5134,06	4037,4	S.P.C	6,80	0,00
V_E	240	20	24	1739,27	2295,52	S.P.C	4,80	0,00
V_F	240	20	24	1281,16	3760,13	S.P.C	4,80	0,00
V_1	240	20	24	2031,85	3544,56	S.P.C	4,80	0,00
V_2	240	20	24	2058,65	3033,5	S.P.C	4,80	0,00
V_3	340	20	34	5990,36	4269,21	S.P.C	6,80	0,00
V_4	340	20	34	6385,64	4639,82	S.P.C	6,80	0,00

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

voile	$A_{calculée}$ (cm^2)	$A'_{calculée}$ (cm^2)	$A_{choisie}$ (cm^2)	St (cm)	$A_{courante\ choisie}$ (cm^2)	St (cm)	$A_{v\ globale}$ (cm^2)
V_A	4,80	0,00	2×(3HA12)= 6,78	8	2×(17HA12)= 38,46	16	45,24
V_B	4,80	0,00	2×(3HA12)= 6,78	8	2×(17HA12)= 38,46	16	45,24
V_C	6,80	0,00	2×(4HA12)= 9,04	10	2×(18HA12)= 40,72	20	49,76
V_D	6,80	0,00	2×(4HA12)= 9,04	10	2×(18HA12)= 40,72	20	49,76
V_E	4,80	0,00	2×(3HA12)= 6,78	8	2×(17HA12)= 38,46	16	45,24
V_F	4,80	0,00	2×(3HA12)= 6,78	8	2×(17HA12)= 38,46	16	45,24
V_1	4,80	0,00	2×(3HA12)= 6,78	8	2×(17HA12)= 38,46	16	45,24
V_2	4,80	0,00	2×(3HA12)= 6,78	8	2×(17HA12)= 38,46	16	45,24
V_3	6,80	0,00	2×(4HA12)= 9,04	10	2×(18HA12)= 40,72	20	59,52
V_4	6,80	0,00	2×(4HA12)= 9,04	10	2×(18HA12)= 40,72	20	49,76

V.4.1.2.Vérification des contraintes normales à L'ELS

Tableau V. 15: Vérification des contraintes normales des voiles.

voile	N (KN)	M (KN.m)	σ_b (MPa)	$\bar{\sigma}_b$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b$ $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$
V_A	1931,17	1566,79	14,5	15	154,6	201,63	Condition vérifiée
V_B	1929,14	1501,8	13,7	15	131,4	201,63	Condition vérifiée
V_C	2754,09	3212,77	14,8	15	165,4	201,63	Condition vérifiée
V_D	2394,73	3012,67	14,2	15	191,0	201,63	Condition vérifiée
V_E	1980,10	1554,78	14,2	15	139,5	201,63	Condition vérifiée
V_F	2010,51	1599,68	14,7	15	149,2	201,63	Condition vérifiée
V_1	1946,90	1618,62	15,0	15	171,3	201,63	Condition vérifiée
V_2	1998,88	1602,34	14,7	15	152,7	201,63	Condition vérifiée
V_3	2423,27	2980,86	13,9	15	177,9	201,63	Condition vérifiée
V_4	2651,43	3027,27	13,9	15	146,6	201,63	Condition vérifiée

V.4.1.3.Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU ou L'ACC

$$\tau = \frac{Vu}{b \times d} \leq \bar{\tau} \qquad , \qquad Vu = 1{,}4 \times T$$

Tableau V. 16: Vérification des contraintes de cisaillement des voiles.

voile	L (cm)	a (cm)	T (KN)	τ (MPa)	$\bar{\tau}$ (MPa)	Vérification
V_A	240	20	327,37	1,06	5	Condition vérifiée
V_B	240	20	664,28	2,15	5	Condition vérifiée
V_C	340	20	1647,84	3,76	5	Condition vérifiée
V_D	340	20	2169,92	4,96	5	Condition vérifiée
V_E	240	20	951,04	3,08	5	Condition vérifiée
V_F	240	20	1512,20	4,90	5	Condition vérifiée
V_1	240	20	795,83	2,57	5	Condition vérifiée
V_2	240	20	632,47	2,04	5	Condition vérifiée
V_3	340	20	2084,18	4,76	5	Condition vérifiée
V_4	340	20	2167,83	4,96	5	Condition vérifiée

V.4.1.4.Calcul des armatures horizontals

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

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

$$A_h = \text{Max}\ \{\frac{2}{3}\times A_{vch};\ 0{,}15.\%.a.h_e\ \}$$

Tableau V. 17 : La section calculée et choisie d'armatures horizontales des voiles.

Voile	T (KN)	τ (MPa)	$A_{V\ globale}$ (cm^2)	Ah_{cal} (cm^2)	$Sth_{choisie}$ (cm)	$Ah_{choisie}$ (cm^2)
V_A	327,37	1,06	45,24	30,16	10	2×(10HA14)= 30,78
V_B	664,28	2,15	45,24	30,16	10	2×(10HA14)= 30,78
V_C	1647,84	3,76	49,76	33,17	10	2×(10HA16)= 40,2
V_D	2169,92	4,96	49,76	33,17	10	2×(10HA16)= 40,2
V_E	951,04	3,08	45,24	30,16	10	2×(10HA14)= 30,78
V_F	1512,20	4,90	45,24	30,16	10	2×(10HA14)= 30,78
V_1	795,83	2,57	45,24	30,16	10	2×(10HA14)= 30,78
V_2	632,47	2,04	45,24	30,16	10	2×(10HA14)= 30,78
V_3	2084,18	4,76	59,52	39,68	10	2×(10HA16)= 40,2
V_4	2167,83	4,96	49,76	33,17	10	2×(10HA16)= 40,2

V.4.1.5.Armatures d'attache

Les deux nappes d'armatures des voiles seront reliées par desa ciers d'attache (épingles) dont le diamètre des armatures $\emptyset_t$ est tel que $\emptyset t \geq \frac{\emptyset v}{3}$, $\emptyset v$

$\frac{\emptyset v}{3}$, $\emptyset v$ étant le diamètre des armatures verticales maintenues par les épingles.

Il faut disposer au moins 4 éping les parmètres carrés du voile «RPA2003v99Article7.7.4.3».

Autre recommandation : (CBA93 ET RPA2003)

• Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

• La longueur minimale de recouvrement égale à 40. $\emptyset_{max}$ en zone II_b.

chapitre VI

Etude de l'infrastructure

CHAPITRE VI

ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

VI. Etude de l'infrastructure

VI.1 Introduction

Les fondations d'une structure sont les élément de l'infrastructure situé en-dessous du niveau de base (contact avec le sol), au quel elles transemettent les charges et surcharges de la structure au sol, donc elles constituent la partie essentielle de l'ouvrage.

Une fondations est un organe de transmission des charges de la super structure au sol, elle ne peut être calculée que si l'on connait la super structure et ses charges, d'une part et les caractéristique du sol d'autre part.

Les fondations doivent assurer deux fonctions essentielle :

- Reprendre les charges et surcharges supportées par la structure.
- transmettre les charges et les surcharges au sol dans de bonnes conditions, de façon à assurer la stabilité de l'ouvrage.

VI.2 Connaissance du site et du sol

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

Le rapport du sol donne les information suivantes:

- De faible a forte humidité et de faible a forte compacité .(W% =12,53%)
- l'angle de frottement est de($\varphi = 20^{o}$)
- Le PH est proche de la neutralité.(7,74)
- Le pourcentage en sulfate indique que l'agressivité est nulle .
- Le taux de carbonates est moyen (30%)

VI.3 Etude préliminaire du choix de type de semelle

La structure en question sera fondée sur un sol dont la contrainte admissible est de 2 bars,Vue l'élancement du bâtiment (2 entre-sols+RDC+7étages) et le rapport de sol exige un ancrage de 3 m , à cet effet on préconise un sous-sol pour notre projet ,ce sous-sol contient des voiles périphériques qui vout soulager notre structure en absorbant la force sismique .

Pour des raisons économique on vérifie dans l'ordre suivant :

Les semelles isolées ,les semelles filantes et le radier et on adopte pour le choix qui assure la stabilité de la structure.

VI.4 Calcule semelles isolées

VI.4.1 Méthode de calcul

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

Si cette condition vérifie

a) Répartition trapézoïdale de réaction du sol

VI.4.2 Dimensionnement des semelles isolées

Le calcul de "A et B" de la semelle se fait sur la base de l'inéquation Statique :

e = $\frac{M}{N} < \frac{B}{6}$

On appelle contrainte Moyenne σm , la contrainte située à une distance B/4 de la contrainte maximale σ_2.

$$\sigma m = \frac{3\sigma_2+\sigma_1}{4} = \frac{N}{A\times B}\left(1+\frac{3\times e0b}{B}\right)$$

Cette contrainte moyenne doit être toujours inférieure ou égale à la contrainte admissible du sol $\bar{\sigma}_{sol.}$

$$\sigma m \leq \bar{\sigma}_{sol} \rightarrow \frac{N}{A\times B}\left(1+\frac{3\times e_0 b}{B}\right) \leq \bar{\sigma}_{sol}$$

Si on remplace A par :

A =$\left(\frac{a}{b}\right) B \rightarrow \frac{N}{A\times B}\left(1+\frac{3\times e_0 b}{B}\right) \leq \bar{\sigma}_{sol}$

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

Remarque

Suivant la direction A , il faut vérifier la deuxième inégalité :

$$\left[\left(\frac{a}{b}\right)\bar{\sigma}sol\right]A^3 - N\times A - (3\times e_0 ь \times N) \geq 0$$

• Diagramme trapézoïdale : $\left[\left(\frac{a}{b}\right)\bar{\sigma}sol.\right]B^3$ -[N]B –[3×e_{0b}×N] ≥ 0 (même pour A).

• Diagramme triangulaire : [1,995 $\frac{a}{b}\bar{\sigma}_{sol}$]B^3–[3,99× $\frac{a}{b}$ ×e_{0b}× $\bar{\sigma}_{sol}$] B –[2N] ≥ 0 (même pour A).

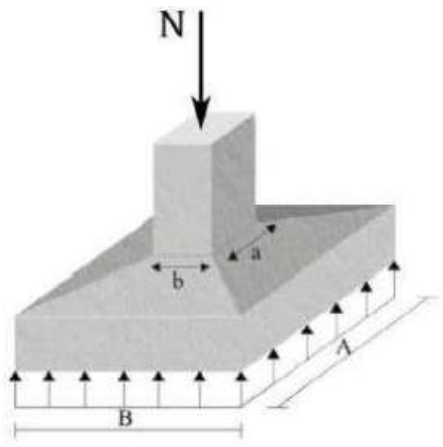


Figure VI.1:Semelle isolée.

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

Section	a (cm)	b (cm)	N (KN)	M_X (KN.m)	M_y (KN.m)	Diagramme
S_1	55	55	1000,403	9,69	0,038	Trapézoïdale
S_2	55	55	986,59	7,01	2,97	Trapézoïdale
Section	$A_{calculé}$ (m)	$B_{calculé}$ (m)	$A_{choisie}$ (m)	$B_{choisie}$ (m)	$H_{calculé}$ (cm)	$h_{choisie}$ (cm)
S_1	2,24	2,24	2,40	2,40	46	55
S2	2,22	2,22	2,40	2,40	46	55

VI.4.3 Vérification de l'interférence entre deux semelle

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.

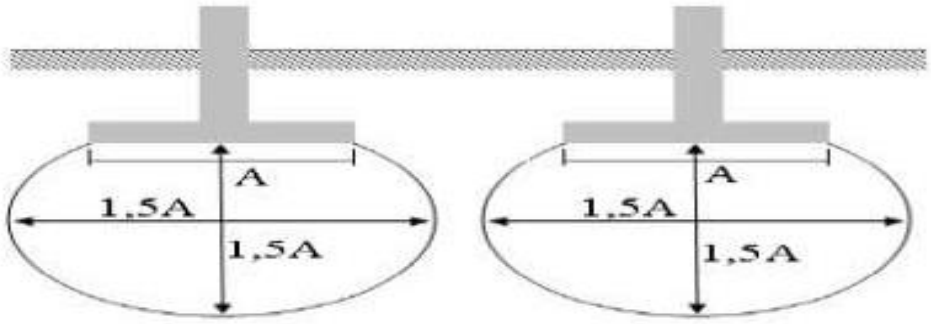


Figure VI.2:Les bulles de pression sous la semelle.

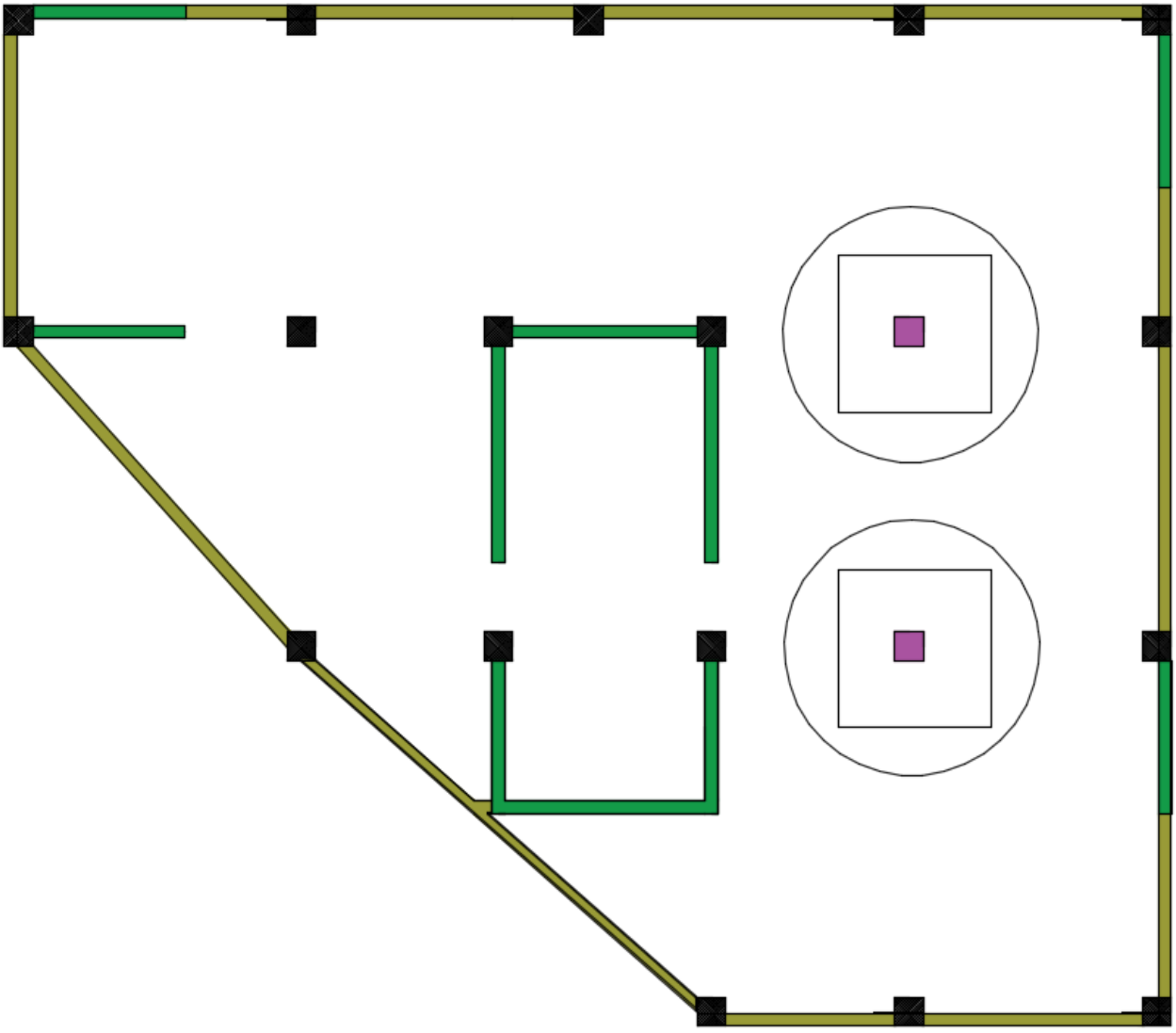


Figure VI.3: Les bulles de pression sous la semelle.

VI.4.4 les semelle isolé

VI.4.4.1 Vérification des contrainte

On vérifie $\sigma \leq \sigma sol$; $\sigma = \frac{Nser}{Ssemelle} = \frac{Nser+Psemelle+P\ amorces\ poteaux\ +P\ remblai}{A \times B}$

Tableau VI.2:Vérification des contraintes des semelles isolées.

S	A (m)	B (m)	N_{ser} (KN)	$P_{semelle}$ (KN)	$P_{amorcespot}$	$P_{remblai}$	$\boldsymbol{\sigma}$ (MPa)	$\boldsymbol{\sigma \leq \sigma_{sol}}$
S1	2,40	2,40	1000,403	72,74	4,54	32,34	1,9	Vérifié
S2	2,40	2,40	986,59	72,74	4,54	32,34	1,9	Vérifié

.

VI.4.4.2 Vérification de renversement

Tableau VI.3:Vérification de renversement des semelles isolées.

S	e_{0a}	e_{0b}	A/4	B/4	Vérification
S1	0,96	0,038	60	60	Vérifier
S2	0,71	0,301	60	60	Vérifier

- Pas de risque de renversement.

VI.4.4.3 Vérification de poiçonnement

$F \leq F_{limite} = 0{,}045.uc.h \frac{fcj}{\gamma b}$

Tableau VI.4:Vérification de poinçonnement des semelles isolées.

S	H	F_{limite}	F_u	Vérification
S1	55	1815	1381,57	Vérifier
S2	55	1815	1361,95	Vérifier

- Pas de poiçonnement de fût sur la semelle.

VI.4.4.4 Calcul du ferraillage à l'ELU

Le ferraillage des semelles isolées se fait suivant les étapes suivantes :

On vérifie le diagramme des contraintes : $e_0 \leq \frac{A}{6}, \frac{B}{6}$

Aprés on vérifie :

- Méthode des bielles : $e_0 \leq \frac{A}{18}, \frac{B}{18}$
- Méthode des moments : $e_0 \geq \frac{A}{18}, \frac{B}{18}$

$N = \sum Nu + P_{semelle} + P_{amorces\ poteaux} + P_{remblai}$

Tableau VI.5:Ferraillage principales des semelles isolées.

S	N (KN)	Ma (KN.m)	Mb (KN.m)	A_a (cm^2)	A_b (cm^2)	A_a (cm^2)	A_b (cm^2)	St
S1	1381,57	13,39	0,10	16,17	15,96	15HA12=16,96	15HA12=16,96	15
S2	1361,95	9,64	4,12	15,89	15,81	15HA12=16,96	15HA12=16,96	15

VI.5 Calcul des semelle filante

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

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

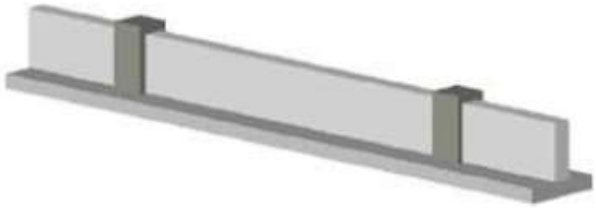


Figure VI.4: Semelle filantes sous voiles.

VI.5.1 Dimensionnement des semelles filantes

Tableau VI.6:Dimensionnement des semelles filantes à l'ELS.

Semelle	A (m)	N_{max} (KN.m)	M (KN)	e_0 (cm)	Distribution	B_{cal} (m)	B_{ad} (m)	H_{cal} (m)	h_{ad} (m)	σ(bars)
$S_{fv\,1}$	1	337,75	2,06	0,60	Trapézoïdale	1,30	1,5	29,25	35	1,6
$S_{fv\,2}$	1	537,23	39,50	7,35	Trapézoïdale	1,89	2	41,75	45	1,3
$S_{fv\,3}$	1	423,35	28,73	6,78	Trapézoïdale	1,64	1,7	34,25	40	1,0
$S_{fv\,4}$	1	403,54	14,92	3,69	Trapézoïdale	1,42	1,5	29,25	35	1,3
$S_{fv\,5}$	1	481,01	36,68	7,62	Trapézoïdale	1,70	1,8	36,75	40	1,3
$S_{fv\,6}$	1	566,80	11,86	2,08	Trapézoïdale	2,19	2,3	49,25	50	1,0
$S_{fv\,7}$	1	444,38	88,53	19,9	Trapézoïdale	1,72	1,8	36,75	40	1,0

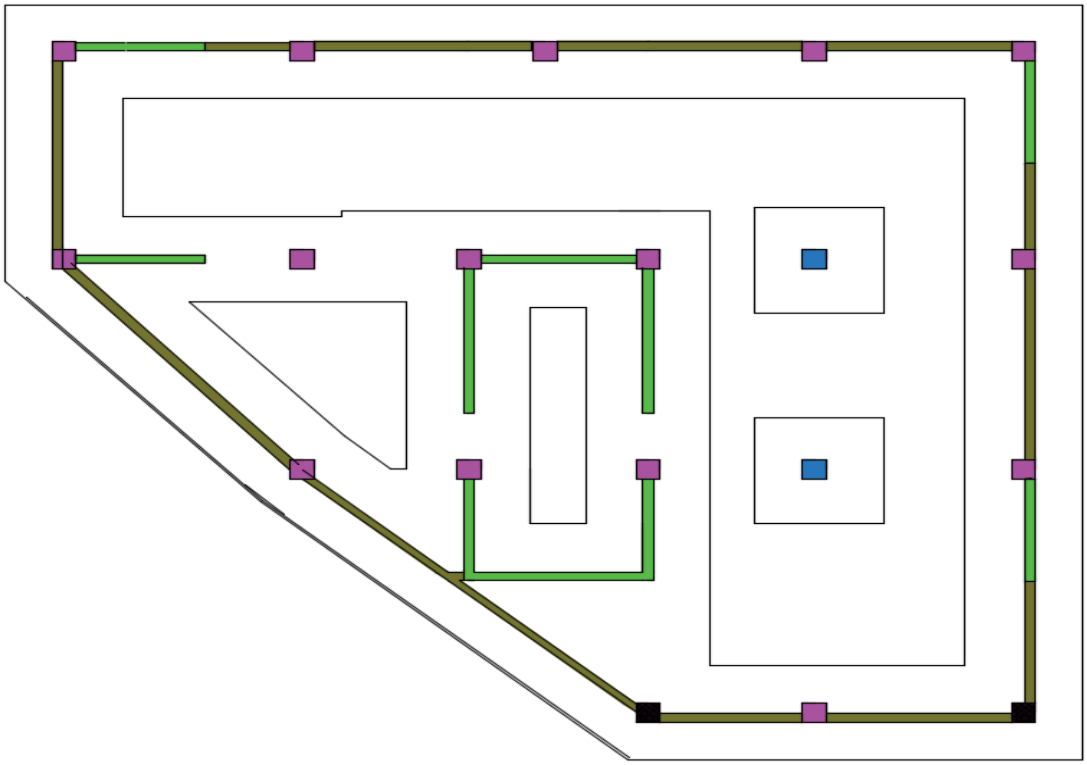


Figure VI.5: Schéma présenté les semelles filantes.

VI.5.2 Vérification de la stabilité au renversement

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

$$e_0 = \frac{Ms}{Ns} \leq \frac{B}{4}$$

Tableau VI.7.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
$S_{fv\ 1}$	337,75	2,06	0,60	1,50	50	Condition vérifiée
$S_{fv\ 2}$	537,23	39,50	7,35	2,00	42,5	Condition vérifiée
$S_{fv\ 3}$	423,35	28,73	6,78	1,70	37,5	Condition vérifiée
$S_{fv\ 4}$	403,54	14,92	3,69	1,50	37,5	Condition vérifiée
$S_{fv\ 5}$	481,01	36,68	7,62	1,80	45	Condition vérifiée
$S_{fv\ 6}$	566,80	11,86	2,08	2,30	57,5	Condition vérifiée
$S_{fv\ 7}$	444,38	88,53	19,9	1,80	45	Condition vérifiée

VI.5.3 ferraillage des semelles filantes

VI.5.3.1 semelles filantes (continue) sous un voile

Tableau VI.8: Vérification de méthode de calcul.

Semelle	N_u(KN)	M_u(KN.m)	$\mathbf{e_0 = \frac{M_u}{N_u}(cm)}$	$\mathbf{\frac{B}{18}(cm)}$	Méthode
$S_{fv\ 1}$	462,76	4,47	0,96	8,33	Des bielles
$S_{fv\ 2}$	739,80	54,94	7,42	11,11	Des bielles
$S_{fv\ 3}$	580,95	39,77	6,84	9,4	Des bielles
$S_{fv\ 4}$	554,45	205,8	3,70	8,33	Des moments
$S_{fv\ 5}$	662,05	50,33	7,60	10	Des bielles
$S_{fv\ 6}$	780,17	163,5	2,09	12,77	Des moments
$S_{fv\ 7}$	610,59	122,7	2,09	10	Des moments

- **Armature principale**

Tableau VI.9:Ferraillages principales des semelles filantes sous voiles.

Semelle	N_u/ml (KN/ml)	M_u/ml (KN)	e_0(cm)	B (m)	$A_{calculée}$ (cm^2)	$A_{choisie}$ (cm^2)	St (Cm)
$S_{fv\,1}$	462,76	4,47	0,96	1,50	4,67	13HA12=14,70	7
$S_{fv\,2}$	739,80	54,94	7,42	2,00	12,42	13HA12=14,70	7
$S_{fv\,3}$	580,95	39,77	6,84	1,70	7,80	10HA12=11,31	10
$S_{fv\,4}$	554,45	20,58	3,70	1,50	5,89	10HA12=11,31	10
$S_{fv\,5}$	662,05	50,33	7,60	1,80	9,71	10HA12=11,31	10
$S_{fv\,6}$	780,17	16,35	2,09	2,30	14,61	13HA12=14,70	7
$S_{fv\,7}$	610,59	12,27	2,09	2,30	8,22	13HA12=14,70	7

• Armature de répartition

Tableau VI.10:Armature de répartitions des semelles filantes sous voiles.

Semelle	A_b(cm^2)	B(m)	$A_{rép}$ (cm^2)	$A_{choisie}$ (cm^2)	St (cm)
$S_{fv\,1}$	6,78	1,50	2,54	12HA12=13,57	12
$S_{fv\ 2}$	14,70	2,00	7,35	16HA12=18,10	12
$S_{fv\,3}$	11,31	1,70	5,08	14HA12=15,83	12
$S_{fv\,4}$	11,31	1,50	4,80	12HA12=13,57	12
$S_{fv\,5}$	6,78	1,80	2,54	14HA12=15,83	12
$S_{fv\,6}$	13,70	2,30	8,45	18HA12=20,36	12
$S_{fv\,7}$	11,31	2,30	5,09	18HA12=20,36	12

VI.6 poutre de libage

VI.6.1 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:

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

- E : Module d'élasticité du béton (E = 32164,19MPA).
- L : La plus grande travée dans la fille.
- K : coefficient de réduire du sol (K = 4kg/cm^3).

$hp \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times l^4 \times k}{\pi^4 \times E}}$

Tableau VI.11:Dimensionnement de la poutre de libage.

	L_{max}(m)	$h_{pcalculé}$(m)	$h_{padopté}$(m)	b_p(m)
Poutre de libage	3,10	0,40	0,45	0,45

VI.6.2 Vérifications de poiçonnement de la poutre de libage «CBA93Article A.5.2.4.2»

$N_u \leq N_{limite} = 0{,}045uc \times hp \frac{fc_{28}}{\gamma b}$

Tableau VI.12:Vérification de poinçonnement de la poutre de libage.

Poutre de libage	N_{Limite}(KN)	N_u(KN)	Vérification
45x90	2550	2533,3	Condition vérifiée

- Pas de poinçonnement de la poutre de libage.

VI.6.3 Vérification de cisaillement de poutre de libage à l'ELU

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

$\tau = \frac{\tau u}{b \times d}$; $\bar{\tau}$ =min ($\frac{0{,}15 \times fc_{28}}{\gamma b}$; $4MPA$) =2,5MPA ……..(fissuration préjudiciable).

Tableau VI.13:Vérification de cisaillement des poutres de libage.

Poutre de libage	T(KN)	τ (MPa)	τ ̄(MPa)	Vérification
45x90	821,70	2,36	2,50	Condition vérifiée

VI.6.4 Ferraillage poutre de libage

Pour déterminer le ferraillage de la poutre de libage en commence à déterminer la réaction du sol q (KN/m2) par la formule suivante :

$\sigma_{ELU} = \frac{\sum Nu + 1{,}35(Psemelle + P\ poutrelibage)}{B \times L}$; $\sigma_{ELS} = \frac{\sum Nser + (Psemelle + P\ poutrelibage)}{B \times L}$

• $\sum Ni$: la somme des efforts normaux.

• L : La longueur totale de la poutre libage .

• B : la largeur de la poutre libage.

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

$$F_{ELU} = \sigma_{ELU} \times B \; ; \qquad F_{ELS} = \sigma_{ELS} \times B$$

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

Tableau VI.14: Détermination des valeurs de (F) des poutres de libage.

Élément	σ_{ELU}(MPa)	σ_{ELs}(MPa)	F_{ELU} (KN/ml)	F_{ELs} (KN/ml)
Poutre de libage	1,98	1,44	455,4	331,2

VI.6.5 Armature calculée en travée et en appui

Combinaison : 1,35G+1,5Q

Tableau VI.15:Ferraillage longitudinal des poutres de libage.

Poutre de libage 45x90 (cm^2)	M_t (KN/m)	M_a (KN/m)	A_{s1} (cm^2)	A_{s2} (cm^2)	$A_{choisie}$(cm^2)	
					Travée	Appui
	311,35	419,99	11,3	15,5	10HA16= 18,10	10HA16= 18,10

Sections minimales

A_{min} = 0,5% $b.h$(cm^2) « RPA99V2003Article7.5.2.1 ».

Section tendue:

A_{tmin} = 0,1% $b.h$(cm^2) «CBA93ArticleB.6.4».

Tableau VI.16:Vérification des Sections d'armatures.

Elément	A_t(cm^2)	A_a(cm^2)	A_{min}(cm^2)	A_{tmin}(cm^2)	Vérification
PL 1	24,16	24,16	20,25	4,05	Condition vérifier

VI.6.6 Vérification des contraintes normales à l'ELS

$$\sigma_b \leq \overline{\sigma b} \quad , \quad \sigma_s \leq \overline{\sigma s} \quad , \quad \sigma_s' \leq \overline{\sigma s}$$

VI.17:Vérification des contraintes à l'ELS.

Élément	M_{Ser} (KN.m)	σ_b (MPa)	σ_s (MPa)	$\overline{\sigma b}$ (MPa)	$\overline{\sigma s}$ (MPa)	Vérification
Travée	226,44	3,2	116,4	15	201,63	Condition vérifiée
Appuis	305,45	4,3	156,7	15	201,63	Condition vérifiée

VI.6.7 Armature transversale

Le calcul des armatures transversales et leurs espacements se fait suivant l'annexe E.

Tableau VI.18 : Armatures transversales.

Elément				Espacementet Armatures			
Poutre de libage	T (KN)	τ (MPa)	$\bar{\tau}$ (MPa)	ZN (cm)	ZC (cm)	$\emptyset$ (mm)	A_t (cm^2)
45×90	821,70	2,36	2,50	10	15	8	6HA8=3,02

VI.6.8 Vérification de la flèche à l'ELS

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

Tableau VI.19 : Vérifications préliminaire de la flèche.

1ier condition		2eme condition		3eme condition	
0,290	0,0625	0,290	0,076	0,0013	0.0015
condition vérifiée		condition vérifiée		Condition vérifiée	

VI.6.9 Armatures de peau

Puisque la poutre de libage à une hauteur de 90cm le CBA93 [2] exige en plus les armatures longitudinales, des armatures de peau d'au moins $3cm^2/m.l$ posées parallèlement à la fibre moyenne de la poutre. Ap= $9cm^2$, donc on adopte 6HA14=$9,24cm^2$.

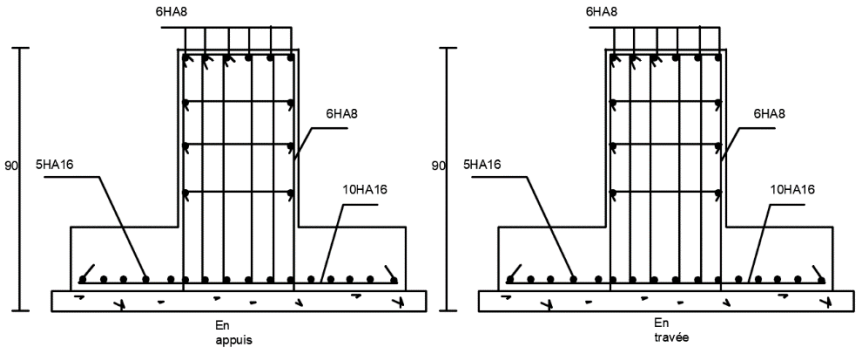


Figure VI. 6 : Dessin de ferraillage de Poutre de libage.

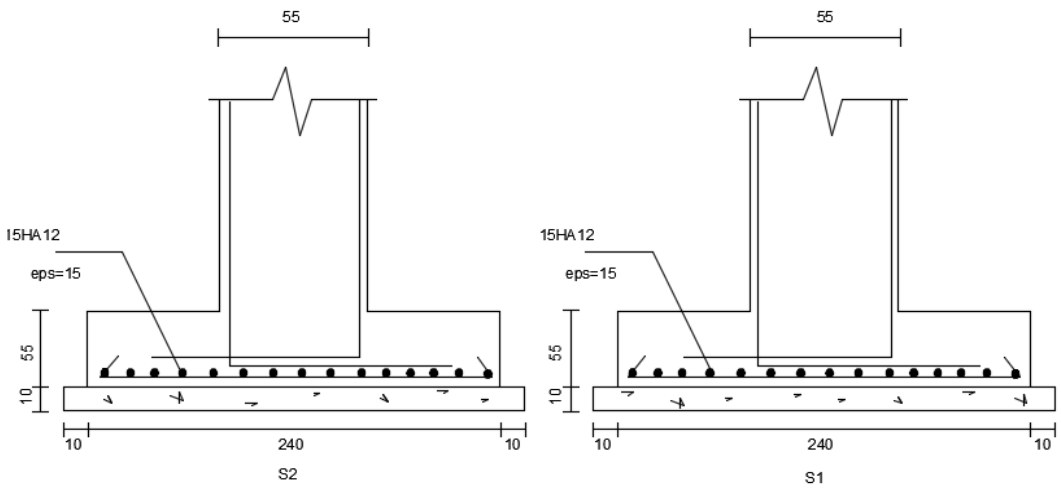


Figure VI. 7 : Dessin de ferraillage des semelles isolées.

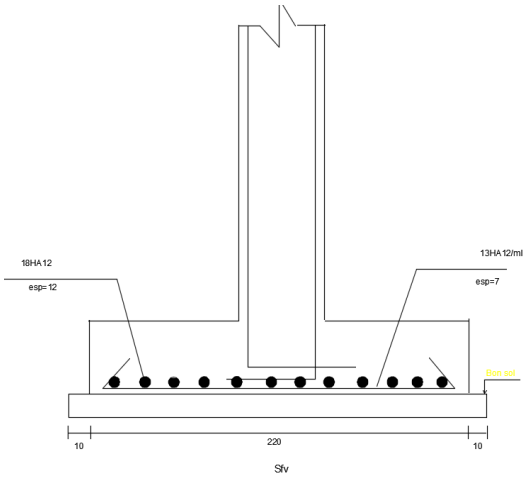


Figure VI.8 : Dessin de ferraillage des semelles filantes sous voiles.

VI.7 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 Appui continue pour les murs double cloison .

VI.7.1 Calcul de Ferraillage à L'ELU ou L'ACC

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

$$Fu = \frac{Nu}{\alpha} \geq 20 \text{ KN}$$

α : (zone IIb /site 3) = 10 «RPA99VERSION2003 Article 10.1».

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

Fu = $\frac{Nu}{\alpha} = \frac{2302,61}{10}$ =230,261 KN ; A = $\frac{Fu}{Fe/\gamma s} = \frac{230,261}{400/1,15}$ = 6,61 cm^2

• Choix des Armatures

Section minimale : 0,6% × (b × h) = 0,6% × 0,30 × 0,30 = 5,40 cm^2

Tableau VI.20: Ferraillage des longrines.

Elément	$A_{calculé}$(cm²)	A_{min}(cm²)	$A_{calculé}$(cm²)
longrines	6,61	5,40	6HA14=9,24

VI.7.2 Vérification des contraintes normales à l'ELS

Type de fissuration : préjudiciable.

$F_{ser} = \frac{Nser}{\alpha}$, $\sigma s = \frac{Fser}{Ach} < \overline{\sigma s}$

Tableau VI.21 :Vérification des contraintes normales de longrines.

Sollicitation à l'ELS		Contraintes normales (MPa)		Contraintes admissible (MPa)		Vérification
N_{ser}	α	σ_b	σ_s	$\overline{\sigma}_b$	$\overline{\sigma}_s$	
1681,27	10	/	181,95	/	201,3	Condition vérifiée

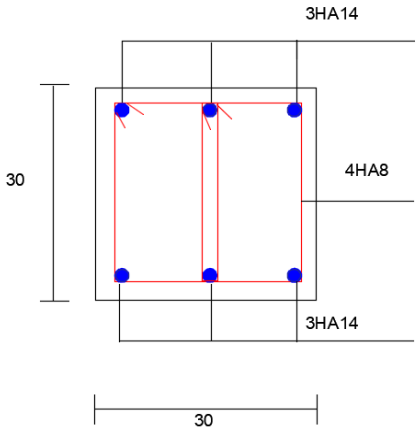


Figure VI.9: Ferraillage de longrine.

VI.8 Ferraillage des voiles Périphérique

Ce sont des murs en béton armés trouvant au niveau de sous-sol pour une liaison rigide assurant l'encastrement de la structure et résistant à la poussée des terres. Le voile de notre bâtiment est caractérisé par une hauteur de 3,23m et une épaisseur de 20cm.

Il est considéré comme une dalle pleine et supposé uniformément charger par la poussée des terres.

$\rho = \frac{3,23}{4,80} = 0,67 > 0,4$

Donc le panneau se travaille suivant les deux directions ,on utilise la méthode des lignes du rupture (Annex C) pour le calcule des moments à l'ELU , et la méthode forfitaire (annexe D) pour le calcul des moment à l'ELS.

VI.8.1 Calcul de la poussée des terres

$P_1 = \frac{1}{2} \times \gamma \times K\gamma \times h^2$ avec h = 3,23 m ; $K\gamma = \tan^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)$

Tableau VI.22 : Tableau des données.

$\gamma(KN/m^2)$	K_γ	$P_1(KN/ml)$	$q_u(KN/ml)$	$q_{ser}(KN/ml)$
17,6	0,490	44,98	30,36	22,49

VI.8.2 Calcul de ferraillage à l'ELU

Tableau VI.23:Ferraillage verticale et horizontale de voile périphérique.

Elément	M_u(KN.m)		E_p (cm)	$A_{calculée}$ (cm^2)	St (cm)	Choix (cm^2)
Les armatures verticales (Sens x)	Travée	19,11	20	3,30	15	7HA12=7,92
	Appuis	6,74	20	2,30	15	7HA12=7,92
Les armatures horizontales (Sens y)	Travée	9,37	20	2,30	15	7HA12=7,92
	Appuis	11,03	20	2,30	15	7HA12=7,92

VI.8.3 Vérification des contraintes normales à l'ELS

$$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}; \quad \sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$$

TableauVI. 24. Vérification des contraintes normales de voile périphérique.

Elément	M_{ser} (KN.m)		σ_b (MPa)	σ_s (MPa)	$\overline{\sigma}_b$ (MPa)	$\overline{\sigma}_s$ (MPa)	Vérification
Les Armatures verticales (Sensx)	Travée	17,60	4,7	201,6	15	201,63	Condition vérifiée
	Appuis	6,21	0,8	8,7	15	201,63	Condition vérifiée
Les Armatures horizontales (Sens y)	Travée	6,94	0,9	9,7	15	201,63	Condition vérifiée
	Appuis	8,17	1,1	11,5	15	201,63	Condition vérifiée

VI.8.4 Vérification des contraintes de cissaillement à l'ELU

On doit vérifier : $\tau \leq \overline{\tau}$ $\tau = \frac{Tu}{b \times d} < \overline{\tau} = \frac{0{,}07 \times fc28}{\gamma b}$; $T_{max} = \frac{qu \times lx \times ly}{2ly + lx}$

Tableau VI.25. Vérification des contraintes de cisaillement de voile périphérique.

b (cm)	h (cm)	T_u(KN)	τ(MPa)	$\overline{\tau}$(MPa)	Vérification
100	20	44,85	0,25	1,16	Condition vérifiée

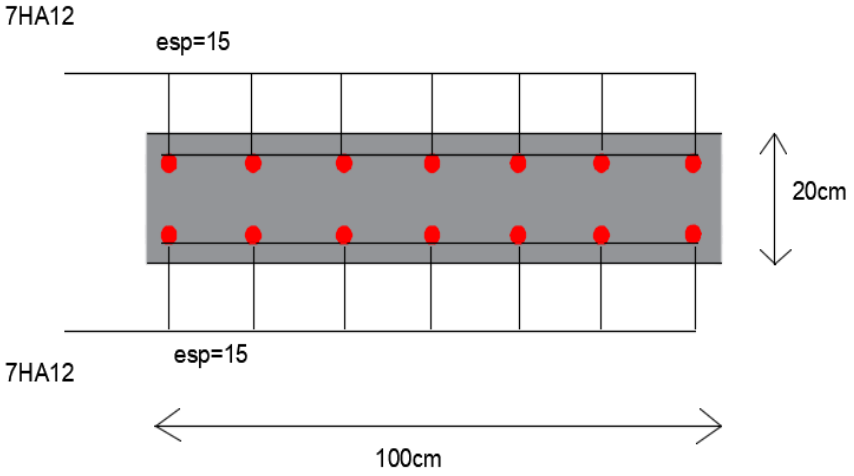


Figure VI.10: Ferraillage de voile périphérique.

CONCLUSION GENERALE

Aprés une étude approfondie et plusieurs calculs, nous pouvons en tirer les conclusions suivantes:

• La disposition des voiles adoptée permet de se rapprocher au maximum du comportement des structures régulières,en obtenant dans les deux premiers modes une translation le long des deux axes principaux et dans le troisième mode une rotation.

• Étant donnée la forme du bâtiment, il est probable qu'il présente une structure rigide, comme le montre une période de 0,70s et un nombre raisonable des modes (10) avant atteindre 90% de la participation massique exigée par le règlement parasismique.

• Pour le ferraillage, nous avons choisi des diamètres de HA14 ET HA12 pour les poutres principales (30×40 cm^2) et secondaires ($30\times 40 cm^2$) en raison de leur rôle porteur.

• Toutefois,les poteaux et les voiles étaient les éléments les plus vulnérables à l'effet sismique, avec la présence de sections partiellement tendue sur Presque tous les étages.

• En ce qui concerne l'infrastructure, les semelles isolée et semelles filantes étaient le préférées pour répondre aux exigences de stabilité et éviter le chevauchement des semelles isolées. Nous avons également veillé à respecter les principaux critères de résistance, de sécurité, de ductilité et d'économie autant que possible.

Références bibliographiques :

Documents Réglementaires :

⁕ Règles parasismiques Algérienne RPA99 version 2003.

(Documents technique réglementaire D.T.R-B.C.2.48).

⁕ Règlesde conception et de calcul de structure CBA93.

(Documents technique réglementaire D.T.R-B.C.2.41).

⁕Charges permanantes et surcharge d'exploitation D.T.R-B.C.22.

Logiciels :

⁕ Logiciel d'analyse des structure «ETABS version 21.2.0».

⁕Logiciel de feraillage ROBOT EXPERT.

⁕Logiciel de dessin AUTO CAD Structural 2019.

ANNEXE A

METHODE SIMPLIFIEE DE CALCULE DES FLECHE

On peut admettre que I_f est défini par la relation :

$$?_f = 1.1 \frac{I_0}{1+(\lambda.\mu)}$$

Dans laquelle les coefficients λ et μ sont égaux à :

$\lambda = \lambda i = \frac{0{,}05 f t_{28}}{(2+\frac{b_0}{b})\rho}$ pour les défomation instantanées.

$\lambda = \lambda v = \frac{0{,}02 f t_{28}}{(2+3\frac{b_0}{b})\rho} = \frac{2}{5}\lambda i$ pour les défomations de longue durée.

$\mu = 1 - \frac{1{,}75 f t_{28}}{4.\rho.\sigma s + f t_{28}}$ Si la valeur de μ resultant de cette expression est positive et zéro. de cas contraire.

Dans ces expressions :

I_0 : désigne le moment d'inertie de la section totale rendue homogéne calculé.

$f\,t_{28}$: la Résistance caractéristique du béton à la traction exprimée en MPA.

σs : La contrainte de traction effective de l'armature correspondant au cas de charge considéré.

ρ: Le "pourcentage " ou rapport de l'air A de la section de l'armature tendue à l'air 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 nervure $\frac{1}{\gamma i}$ et $\frac{1}{\gamma v}$ sont évaluées en prenant en compte respectivement les moments d'inertie Ifi et Ifv correpondant a $\lambda i \; et \; \lambda v$ et les modules de deformation longitudinale correspondant Ei et Ev $= \frac{1}{3} Ei$

$\frac{1}{\gamma i} = \frac{M}{Ei.Ifi}$ et $\frac{1}{\gamma v} = \frac{M}{Ev.Ifv}$

M : étant le moment fléchisant qui sollicite la section considérée sous la combanaison d'état limite de service envisage.

A défaut d'une justification basée sur l'élevation des déformations à partie des valeurs des courbures , on peut admettre que les fléches Fi et Fv sont égale à :

$$Fi = \frac{M.l^2}{10.Ei.Ifi} \; et \quad Fv = \frac{M.l^2}{10.Ev.Ifv}$$

$$\Delta ft = fv - fi$$

Il faut avoir : $\Delta ft \leq flimite = \bar{f}$

$$\begin{cases} \bar{f} \leq \frac{L}{500} \; Si \; L \leq 5m \\ \bar{f} \leq \frac{L}{500} + 0.5cm \; \; Si \; L \geq 5m \end{cases}$$

ANNEXE B

CONDITION DE LA FLECHE DE LA METHODE

FORFITAIRE

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

-Pour les poutre:

$$\begin{cases} \dfrac{h}{l} \geq \dfrac{1}{16} \\ \dfrac{h}{l} \geq \dfrac{Mt}{10M_0} \\ \dfrac{A}{b \times d} \leq \dfrac{4,2}{fe} \end{cases}$$

-Pour les poutrelles :

$$\begin{cases} \dfrac{h}{l} \geq \dfrac{Mt}{15M_0} \\ \dfrac{A}{b \times d} \leq \dfrac{3,6}{fe} \end{cases}$$

-Pour les Dalles pleines :

$$\begin{cases} \dfrac{h}{lx} \geq \dfrac{Mt}{20Mx} \\ \dfrac{A}{b \times d} \leq \dfrac{2}{fe} \end{cases}$$

Avec :

Mt = k× M_0

K : est un coefficient rédacteur (0,75≤ k ≤0,85).

ANNEXE C

METHODE DES LIGNES DE RUPTURE

La méthode des lignes de rupture est une méthode plus puissante et considére-les materiaux 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 **ligne de rupture**

Hypothése 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 inférieur que la face supérieur.

Les prévisions des fissures seront en fonction du type de charges (réparties ou concentrées) et du type d'appuis (encastrement ,simple ou coté libre).

Les hypothése de calcul sont:

a) La ligne de rupture divise la dalle en plusieurs régions applées régions rigides, et elles sont supposées rester pklanes.
b) Les lignes de rupture sont des lignes droites et se terminant toujours sur le pourtour de la dalle.
c) Une ligne de rupture entre deux régions rigide doit passer par l'intersection des axes de rotation de ces regions.
d) L'axe de rotation se trouve toujours le long du support.
e) La ligne de rupture négative est toujours répandus 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 :

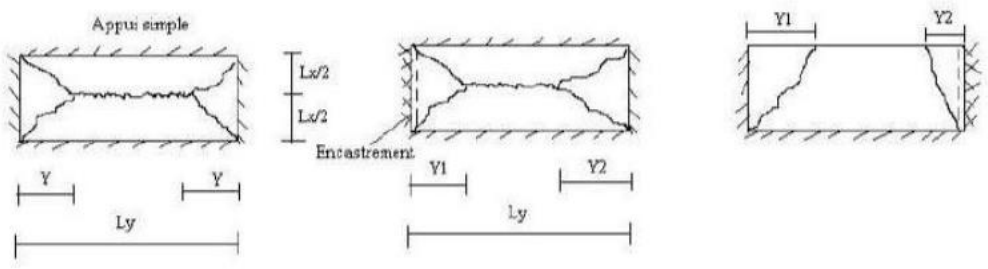
-Un coté libre par un trait sans hachures.

-Un appui simple par une hachure.

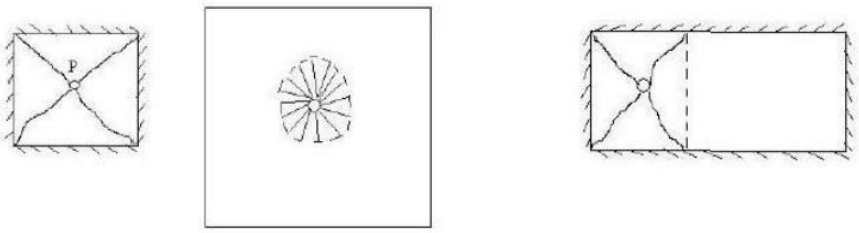
-Un encastrement par un double hachure.

Exemple de fissuration de dale:

a) Cas des charges réparties:



b) Cas des charges réparties concentrées:



Le cacul 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 externs,il sera appelé travail externe, et à évaluer le travail provoqué par les moments internes, il sera appelé travail interne.Le principe du travail virtuel consiste donc à poser l'équation d'équilibre la somme des travaux égale à zéro.

$$\sum \boldsymbol{des\ travaux\ Externes} - \sum \boldsymbol{des\ travaux\ Internes} = \mathbf{0}$$

a) Travail externes:

Le travail externe est égale au produit de la force concentrée par son déplacement .

Text =P.F

Pour le cas particulier de la charge répartie :

Text = charge répartie $\times$ $surface$ $\times$ 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.

Tint = M.I.θ

Le principe du travail virtuel nous permet d'évaluer le moment de flexion en fonction de la charge externe appliqué sur la dalle.

ANNEXE D

METHODE FORFITAIRE

CALCUL DES MOMENTS:

1. Dalle travaillant suivant une seule direction:

a) Elle est encastrée sur un seul côté :

$M = -\frac{qL^2}{8}$

b) Elle ropose simplement sur deux cotés:

$M = \frac{qL^2}{8}$

c) Elle est encastrée sur ses quatre côtés:

$Mt = 0{,}8M_0$

$Ma = -0{,}5M_0$

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

2. Dalle travaillant suivant les deux directions:

a) Dalle articulée sur leur coutour:

$M_x = \mu x q L x^2$

$M_y = \mu y M x$

b) Dalle encastrées totalement ou partiellement sur leur coutour :

• Panneau de dalle de rive :

$M_{tx} = 0{,}85Mx$

$M_{ty} = 0{,}85My$

$M_{ax} = M_{ay} = -0{,}3Mx(appui\ de\ rive)$.

$M_{ax} = M_{ay} = -0{,}5Mx(appui\ intermédiaire)$.

• Panneau de dalle intermédiaire :

$M_{tx} = 0{,}75M_x$

$M_{ay} = 0{,}75M_y$

$M_{ax} = M_{ay} = -0{,}5Mx$

CALCUL DE L'EFFORT TRANCHANT

1. Dalle travaillant suivant une seule direction:

$Te = -\frac{ql}{2} + \frac{Mw-Me}{l}$

Tw = $\frac{ql}{2} + \frac{Mw-Me}{l}$

2. Dalle travaillant suivant les deux directions:

Tx = $\frac{qlxly}{2ly+lx}$

Tx = $\frac{Plx}{3}$

3. Armature transversales:

Pas besoin des armatures transversales dans les dalles si :

$$\tau m = \frac{V}{b_0.d} \leq \frac{0{,}07 f c_{28}}{\gamma b}$$

FERRAILLAGE :

1. Dalle travaillant suivant une seule directions :

• Diamètre :

$$\emptyset \leq \frac{h}{10}$$

•Espacement :

a ≤ $Min[3h\ et\ 33cm](charges\ uniformément\ réparties)$

a ≤ $Min\ [\ 2h\ et\ 22cm\ ](charges\ concentrées)$

• Armatures de répartitions :

$$A_{rép} \geq \frac{A}{4}$$

$$\emptyset rép \leq \emptyset$$

a ≤ $Min[4h\ et\ 45cm](charges\ uniformément\ réparties)$

a ≤ $Min\ [\ 3h\ et\ 33cm\ ](charges\ concentrées)$

2. Dalle travaillant suivant les deux directions :

a) Dalle simplement appuyées sur leur coutour :

Mx → Ax

My → Ay

$$\emptyset x\ et\ \emptyset y \leq \frac{h}{10}$$

a ≤ $Min[3h\ et\ 33cm](charges\ uniformément\ réparties)$

a ≤ $Min\ [\ 2h\ et\ 22cm\ ](charges\ concentrées)$

b) Dalle encastrées sur leur coutour :

$$Mtx \rightarrow Atx$$

$$Mty \rightarrow Aty$$

$$Max \rightarrow Aax$$

$$May \rightarrow Aay$$

$$\emptyset tx\ ; \emptyset ty; \emptyset ax\ et\ \emptyset ay\ \leq \frac{h}{10}$$

$a \leq Min[3h\ et\ 33cm](charges\ uniformément\ réparties)$

$a \leq\ Min\ [\ 2h\ et\ 22cm\ ](charges\ concentrées)$

$dx = h - c\ =\ h - e - \frac{\emptyset x}{2}$

$dy = dx - (\frac{\emptyset x + \emptyset y}{2})$

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, leur $\emptyset t$ est donnée par la relation suivante:

$$\emptyset t \leq min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \emptyset 1\right)$$

Avec :

$\emptyset t$: étant le plus petit diameter des armatures longitudinales.

At :nt $\times$ at

Est nt : le nombre des barres transversales.

Leur espacement doit satisfaire l'inégalité suivante:

St $\leq$ $Min\ [0{,}9h; 40cm]\ et\ \frac{At \times fe}{b_0 \times St}\ \geq\ 0{,}4MPA\ \ et\ St\ \leq\ \frac{0{,}9 \times At \times \frac{fe}{\gamma s}}{b_0(\tau u - 0{,}3 \times ft_{28} \times k)}$

Dans le cas de la flexion composée : k =1+3$\times$ $\frac{Nu}{B \times fc^{28}}$

At : Section d'armatures transversales.

b : Largeur de la section droite.

h : Hauteur de la section droite.

St : Espacement des armatures transversales.

On prend : fe = 400MPA.

Pour les poutres:

Selon le RPA2003 $\begin{cases} St\ \leq \frac{At}{0{,}003 \times b} \\ St\ \leq\ Min\ [\frac{h}{4}; 12\emptyset; 30cm]\ zone\ nodale \\ S'\ \leq \frac{h}{2}\ zone\ courante \end{cases}$

Pour les poteaux:

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule donnée par le RPA99version2003 «Art 7.4.2.2».

$$At = \frac{\rho atTu}{h_1 fe}$$

Tu: Effort tranchant.

A: Est un coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant,il est pris égal à:

2,5 Si : $\lambda \geq 5$

3,75 Si $\lambda \leq 5$

t: est l'espacement des armatures transversales

$$\begin{cases} 10cm & (zone\ nodale) \\ Min\left[\frac{b^1}{2}; \frac{h^1}{2}; 10\emptyset l\right] & (zone\ courante) \end{cases}$$

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

h_1 : Hauteur totale de la section brute.

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

$$\frac{At}{tb^1} \geq 0{,}3\% \quad si\ \lambda > 5$$

$0{,}8\% \geq \frac{At}{tb^1} \geq 0{,}3\%$ si : $5 \geq \lambda \geq 3$

$\frac{At}{tb_1} \geq 0{,}8\%$ si $\lambda \leq 3$