REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

UNIVERSITE YAHIA FARES DE MEDEA



Faculté de Technologie

Mémoire de fin d'études de Master

Filière : Génie Civil

Spécialité : Structures

Thème
Conception et étude d'un bâtiment à usage d'habitation en Sous-sol + RDC + 09 étages

---

Présenté par

HAMAIMI Narimane

AHMED KHOUDJA Yasmine

Proposé et Dirigé par

Dr. KHELLADI Mohamed

Promotion Juin 2024

REMERCIEMENT

Nous tenons à exprimer notre profonde et sincère gratitude à nos promoteurs **KHELLADI Mohamed** pour leurs conseils précieux et leur suivi durant toute la période de la réalisation de ce travail.

Nos sincères remerciements à tous les enseignants du département du génie civil qui nous ont offert tout ce savoir et qui n'ont jamais hésité à nous orienter dans notre recherche.

Et à toute la promotion du génie civil 2024.



Dédicaces

Je remercier ALLAH pour m'avoir donné du bon savoir, me guider vers le bon chemin, en me donnant du courage , de la volonté, pour que je puisse réaliser ce modeste travail.

À mes chers parents, qui m'ont toujours assisté durant mes études et ce depuis mon enfance.

À mes chères sœurs, mes belles-sœurs et mes chers frères pour leur soutien moral et leurs encouragements.

À mon mari Abdelghani.

Je tiens à remercier mon Binôme **HAMAIMI Narimane** avec qui j'ai partagé des moments inoubliables pour la réalisation de ce modeste travail, à mes collègues avec qui nous avons tracé le chemin du GÉNIE CIVIL tous ensemble, ainsi que tout mes amis sans exception…. Tout en leurs souhaitant une bonne réussite.

YASMINE

Dédicaces

Je remercier ALLAH pour m'avoir donné du bon savoir, me guider vers le bon chemin, en me donnant du courage , de la volonté, pour que je puisse réaliser ce modeste travail.

À mes chers parents, qui m'ont toujours assisté durant mes études et ce depuis mon enfance.

À mes chères sœurs, et mon frère, pour leur soutien moral et leurs encouragements.

Je tiens à remercier mon Binôme **AHMED KHOUDJA Yasmine** avec qui j'ai partagé des moments inoubliables pour la réalisation de ce modeste travail, à mes collègues avec qui nous avons tracé le chemin du GÉNIE CIVIL tous ensemble, ainsi que tout mes amis sans exception…. Tout en leurs souhaitant une bonne réussite.

Narimane



ملخص

هذا المشروع يهدف إلى دراسة بناية من الخرسانة المسلحة مكونة من {طابق تحت الأرض+طابق أرضي+تسعة طوابق} ذات استعمال سكني و المقرر بناءها في ولاية المدية المصنفة ذات زلزال متوسط (منطقة 2).
مقاومة البناية لكل الحمولات العمودية و الأفقية مضمونة بواسطة نظام العارضات و الأعمدة + الجدران المسلحة.
قياس الأبعاد و نتائج كل العناصر المقاومة تم طبقا للمعايير و القوانين المعمولة بها في الجزائر.

- القواعد الجزائرية المقاومة للزلازل (2003 اصدار R.P.A 99) .
- قواعد الخرسانة المسلحة (CBA93) .

تمت الدراسة الزلزالية وفق الطريقة الرقمية التي تعتمد أساسا على طريقة العناصر المنتهية باستعمال تقنية حساب الهياكل باستعمال برنامج ((ETABS .21.0.0))
و في الاخير قمنا بدراسة البنية التحتية و هذا بحساب أساسات.

الكلمات المفتاحية : الدراسة الزلزالية , الخرسانة المسلحة, التسليح, الهياكل

Résumé

Ce projet consiste à étudier un bâtiment en béton armé à usage d'habitation en sous-sol + RDC + 09 étages, qui sera implanté à la willaya de MEDEA, classée comme une zone de moyen sismicité (Zone II).

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 .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 (one basements + ground floor + 09floors), of a residential building. It will be built in the province of MEDEA, which is classified as a seismic zone of a high level (ZONE II).

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

The calculation of the dimensions and the results of all resistant elements was done according to the Algerian regulations and standards (RPA version 2003 and CBA 93).

The seismic study was done in the numerical method, which is based on the finite element with the help of software «ETABS .21.0.0»

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

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

sommaire

Chapitre I

I.1 Présentation de l'ouvrage ……... 01

I.2 caractéristiques géométriques de la structure…….. 01

I.2.1 Dimensions en plan du bâtiment…….. 01

I.2.2 Dimensions en élévation du bâtiment……... 02

I.3 Description de l'ouvrage…….. 02

I.3.1 Planchers……... 03

I.3.2 La terrasse……. 03

I.3.3 Escaliers…… 03

I.3.4 Les Ascenseurs……. 03

I.3.5 Revêtement……... 03

I.3.6 Maçonnerie……... 03

I.3.7 Acrotère…… 03

I.4 Infrastructure…… 03

I.5 Caractéristique mécaniques des matériaux……. 04

I.5.1. Béton…… 04

I.5.2. Acier…… 04

I.6. Conclusion…….. 05

Chapitre II

II.1 Introduction…… 06

II.2 Pré-dimensionnement des planchers…….. 06

II.2.1 Plancher à corps creux……. 06

II.2.2 Dalle pleine…….. 07

II.2.2.a Critère de résistance…….. 07

II.2.2.b Sécurité contre l'incendie……. 07

II.3 Évaluation des charges permanentes et sur charges d'exploitations…….. 08

II.3.A. Charges permanentes……. 08

II.3.A.1.Maçonnerie……... 08

II.3.A.1.1 Murs intérieurs (simple cloison)……... 08

II.3. A.1.2. Murs extérieurs (double cloison) ……... 08
II.3.A.2.Plancher à corps creux…… 09
II.3.A.2.1.Plancher terrasse inaccessible……... 09
II.3.A.2.2.Plancher courant…… 09
II.3.B Charges d'exploitation…… 10
II.4. Prédimensionnement des poutres……. 10
II.5. Prédimensionnement des poteaux……. 11
II.5.1 Etapes de pré dimensionnement……... 11
II.5.1.1 Choix du poteau le plus sollicité ……. 12
II.5.1.2 La surface reprise par le poteau…… 12
II.5.1.3 Descente des charges …….. 12
II.5.1.3.a Charges d'exploitation……... 12
II.5.2 Effort normal ultime de résistance…… 14
II.5.3 Calcul de la longueur de flambement L_f…….. 15
II.5.4 Calcul de l'effort N_{adm}……. 15
II.5.5 Charges permanentes et Nu……. 16
II.5.6 Vérification selon le R.P.A 99 version 2003Article7.5.1……. 18
II.6. Pré dimensionnement des voiles……... 19
II.7. Conclusion……..... 19

Chapitre III

III.1. L'acrotère……. 21
III.1.1 Introduction…… 21
III.1.2 Principe de calcul…… 21
III.1.3 Évaluation des charges et surcharges……. 21
III.1.4 Détermination des efforts…….. 22
III.1.5 Calcul de ferraillage…… 22
III.1.5.1 A E.L.U…… 22
III.1.6 Vérification des contraintes normales à L'ELS…….. 24
III.1.7 Vérification de la contrainte de cisaillement du béton……... 24
III.2 Plancher corps creux……..……. 25
III.2.1 La dalle de compression……...……..... 25
III.2.2 Les poutrelles……... 26
III.2.2 .a Avant coulage…….. 26

III.2.2 .b Après coulage …… 27
III.2.2 .b.1 Evaluation des charges et surcharges …….. 27
III.2.2 .b.2 Sollicitations de calcul…….. 28
III.2.2 .b.3 Calcul du ferraillage……. 34
III.2.2.b.4 Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU…….….. 36
III.3 Les escaliers…….. 37
III.3.1 Dimensionnement…… 37
III.3.1.1 Pré dimensionnement…….. 37
III.3.2 Evaluation des charges et surcharges……. 38
III.3.2.a Charges permanentes……... 38
III.3.2.b Sur charge d'exploitation…….. 39
III.3.3 Détermination des sollicitations…….. 39
III.3.3.1 Détermination des efforts……... 39
III.3.4 Ferraillage des escaliers……... 39
III.3.4.1 Condition de non fragilité……. 40
III.3.5 Armatures de répartition…….. 40
III.3.6 Vérification des contraintes normales……..…… ……... 40
III.3.7 Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU ……. 41
III.3.8 Vérification de la flèche……..…… ……. 41
III.3.9 Calcul de la poutre palière……. 43
III.3.9.1 Pré dimensionnement…….. 43
III.3.9.2.Vérification des prescriptions ……..…….. 43
III.3.10 Evaluation des charges……. 43
III.3.11 Ferraillage des poutres paliers en L'ELU……. 43
III.3.12 Vérification solen RPA 99 V 2003……... 44
III.3.13 Vérification de compression dans la bielle de béton…… 44
III.3.14 Vérification de l'effort tranchant……. 44
III.3.15 Armatures transversales…… 44
III.3.16 Vérification au voisinage de l'appui……. 44
III.3.17 Vérification de la flèche……... 45

III.4 Conclusion…… 45
III.4 Dalle pleine…… 45
III.4.1 Définition…… 45
III.4.2 Évaluation des charges……. 46
III.4.2.a Charge permanentes…… 46
III.4.2.b Charge d'exploitation …… 46
III.4.3 Calcul des actions…….. 46
III.4.4 Calcul du ferraillage……... 47
III.4.5 Condition d'espacement…….. 49
III.4.6 Vérification de la flèche……. 49
III.4.7 Calcul du ferraillage…….. 50
III.4.8 Condition d'espacement…… 51
III.4.9 Vérification de la flèche……. 50
III.5 Dalle machine…… 50
III.5.1 Introduction…… 50
III.5.2 Pré dimensionnement de la dalle…… 52
III.5.3 Détermination des charges permanente et charges d'exploitation…… 52
III.5.4 Détermination des sollicitations…… 53
III.5.5 Calcul du ferraillage……... 55
III.5.6 vérification à L'ELS……. 56
III.5.7 vérification de la flèche…… 57
III.5.8 vérification de non poinçonnement…….. 57

Chapitre IV

IV. Etude dynamique……. 58
IV.1 Introduction…….. 58
IV.2 Disposition des voiles…… 58
IV.3 Choix de la méthode de calcul « RPA99V2003 Article 4.1.2 »…… 59
IV.4 Modélisation «RPA99V2003 Article 4.3.2.B»……. 59
IV.5 Caractéristiques dynamiques……. 59
IV.5.1 Centre de masse…….. 59
IV.5.2 Centre de rigidité…… 60

IV.5.3 Excentricité théorique et admissible ……..…… 61
IV.5.4 Spectre de réponse ……..……... 62
IV.5.4.a. Facteur de correction d'amortissement η……... 63
IV.5.4.b. Facteur de qualité Q ……..…… 63
IV.5.5.Justification du coefficient de comportement……..... 63
IV.5.6 Résultats de l'analyse dynamique……... 64
IV. 6 Résultats des analyses dynamiques……... 65
IV.6.1. Analyse modale «Art4.3.4RPA99v2003»…… …… 65
IV.6.1.1. Comportement modal de la structure……. 65
IV.6.1.2 Participation massique…….. 65
IV.6.2. Analyse statique et dynamique…….. 66
IV.6.2.1. Vérification de la force sismique à la base « RPA99v2003 Art 4.3.6 »……. 66
V.6.2.2 Vérification de la stabilité au renversement……. 67
IV.6.2.3 Vérification du déplacement en tête …….…… 68
IV.6.2.4 Vérification des déplacements inter-étages ……... 68
IV.6.2.5. Vérification du cisaillement des éléments…….. 70
IV.6.2.5.1. Poutres ……..…….. 70
IV.6.2.5.2. Les poteaux …….…… 71
IV.6.2.5.3. Voiles ……..……... 72
IV.6.2.6 Vérification de l'effort normal réduit « RPA99V2003 Article 7.1.3.3 »…… 73
IV.6.2.7 Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ « RPA99v2003 Article 5.9 »…… 74
IV.7 Conclusion…… 75

Chapitre V

V. Ferraillage des éléments structuraux……... 76
V.1 Introduction……. 76
V.2 Ferraillage des poutres…… 76
V.2.2 Vérification des contraintes a l'ELS…… 77
V.2.3 Vérification de la flèche…….. 78
V.2.4 Ferraillage transversal des Poutres…….. 79
V.2.5 Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU…….. 79

V.3 Ferraillage des poteaux…….. 81
V.3.1 Armatures longitudinales……. 81
V.3.1.1 Recommandations sur le ferraillage minimal ……..…… 81
V.3.1.2 Sollicitations extrêmes pour le ferraillage…… 81
V.3.1.3 Vérification des contraintes à l'ELS……. 83
V.3.2 Armatures transversales……... 83
V.4 Ferraillage des voiles…….. 86
V.4.1 Ferraillage des trumeaux……. 86
V.4.1.1 Calcul d'armatures verticales……... 86
V.4.1 Ferraillage des voiles pleins……. 87
V.4.1.2. Vérification des contraintes normales à L'ELS……... 88
V.4.1.3. Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU ou L'ACC…… 88
V.4.1.4. Calcul des armatures horizontales……...…. 88
V.4.1.5. Armatures d'attache……. 89
V.4.5 Ferraillage des voiles avec ouverture…….. 89
V.4.5.1 Trumeaux…….. 89
V.4.5.1.1 Vérification des contraintes normales à L'ELS……. 91
V.4.2. Ferraillage des linteaux……... 91
V.4.2.1. Calcul des linteaux……... 91

Chapitre VI

VI.1. Introduction…….. 93
VI.2. Connaissance du site et du sol……. 93
VI.3 Etude préliminaire du choix de type de semelle…… 93
VI.4. Calcul des semelles isolées……... 94
VI4.1. Dimensionnement des semelles isolées……. 94
VI.4.2 Vérification de l'interférence entre deux semelles……. 95
VI.4.3 Les semelles isolées……... 96
VI.4.4 Vérifications des contraintes…….. 96
VI.4.5 Vérification de la stabilité au renversement…….. 96
VI.4.6 Vérification de poinçonnement…….. 96

VI.4.7 Calcul de Ferraillages à l'ELU……... 97
VI.5 Calcule des semelles filantes……. 97
VI.5.1 Dimensionnement des semelles filantes……. 98
VI.5.2 Vérification de la stabilité au renversement……... 98
VI.5.3 Vérification de poinçonnement de semelle filante……. 99
VI.5.4.Ferraillage des semelles filantes…… 99
VI.5.4.1. Semelle filantes (continue) sous plusieurs poteaux…… 99
VI.6.Poutre de libage……. 100
VI.6.1.Dimensionnement de la poutre de libage……... 100
VI.6.2.Vérification de Poinçonnement de la poutre de Libage …….. 101
VI.6.3.Vérification de cisaillement de poutre de libage à l'ELU……. 101
VI.6.4 Ferraillage Poutre de libage…… 101
VI.6.5Armature calculée en travée et en appuis…… 102
VI.6.6Vérification de cisaillement de poutre de libage à l'ELU……... 102
VI.6.7Vérification de la flèche a L'ELS…… 103
VI.7 Ferraillage des longrines…… 103
VI.7.1 Calcul de Ferraillage à L'ELU …….. 103
VI.7.2Vérification des contraintes normales à l'ELS…… 104
VI.8.Calcul de voile périphérique……. 105
VI.8.1 Calcul de la poussée des terres……... 105
VI.8.2 Vérification des contraintes à l'ELS…….. 106
VI.8.3 Vérification au cisaillement à ELU…… 106
VI.9 CALCUL DE RADIER PARTIELLE…….. 106
VI.9.1 Détermination de l'épaisseur de la dalle du radier……. 107
VI.9.2 Vérification des contraintes sous radier à l'ELS…… 107
VI.9.3 Vérification au non poinçonnement……... 107
VI.9.3.1 Sous poteau…….. 107
VI.9.3.2 Sous voile…… 108
VI.9.4 Vérification des contrainte de cisaillement du radier…… 108
VI.9.5 Dimensionnement des nervures……. 108

VI.9.6 Ferraillage de la dalle du radier…….. 108
VI.9.6.a méthode de calcul…… 109
VI.9.6.b Détermination des efforts ……... 109
VI.9.7 Ferraillage du nervure …….. 110
VI.9.8 Vérification des contraintes à l'ELS……. 110
VI.9.9 Vérification de l'effort tranchant …….. 111
CONCLUSION GENERALE……... 112

Liste des figures

Introduction

Figure 1: vue en plans de la coupe……...

Figure 2: vue en plans de la coupe façade postérieure…….. ..

Figure 3: vue en plans architecture. R.D.C…….....

Figure 4: Plan de toiture……..

Figure 4: vue en plans architecture étage courante……..

Figure 5: Plan de toiture……...

Chapitre I

Figure I.1: vue en plan architecture……..... 01

Figure I.2: vue en plan de la coupe A-A……..... 02

Chapitre II

Figure II.1: Coupe du plancher à corps creux…… 07

Figure II.2: Le poteau le plus sollicité (C-4)…… ……..... 12

Figure II.3: couple de voile en plan (gauche) en voile 3D (droit)…….. 19

Chapitre III

Figure III.1: L'acrotère……. 21

Figure III.2: Schéma statique……... 21

Figure III.3: Section de B.A à l'ELU…… 23

Figure III.4: Ferraillage de l'acrotère…… 24

Figure III.5: Disposition des armatures de la table de compression ……..…..... 25

Figure III.6: Schématisation de la poutrelle avant coulage…….. 26

Figure III.6.1: Diagramme de moment à l'ELU du plancher terrasse……. 29

Figure III.6.2: Diagramme d'effort tranchant à l'ELU du plancher Terrasse……. 29

Figure III.6.3: Diagramme de moment à l'ELS du plancher Terrasse…… 29

Figure III.6.4: Diagramme de moment à l'ELS du plancher Terrasse…… 30

Figure III.6.5: Diagramme de moment à l'ELU du plancher courant……. 30

Figure III.6.6: Diagramme de moment à l'ELS du plancher Terrasse…… 31

Figure III.6.7: Diagramme de moment à l'ELU du plancher Courant …… 32

Figure III.6.8: Diagramme d'effort tranchant à l'ELU du plancher Courant……. 32
Figure III.6.9: Diagramme de moment à l'ELS du plancher Courant……..….. 32
Figure III.6.10:diagramme du moment des poutrelles à Terrasse à l'ELU……. 33
Figure III.6.11:diagramme d'effort tranchant des poutrelles à Terrasse à l'ELU…... 33
Figure III.6.12: Diagramme du moment des poutrelles à Terrasse à l'ELS……. 34
Figure III.7: les sections considérées pour le calcul des ferraillages En travée (à gauche); En appui (à droite)…….. 35
Figure III.8: Ferraillage des poutrelles en zone d'appui(droite) en travée (gouche)... 37
Figure III.9: Schéma de l'escalier……. 37
Figure III.10: Schéma statique de l'escalier…….. 37
Figure III.11: Schéma statique des efforts du l'escalier à l'ELU…… 39
Figure III.12: Schéma statique des efforts du l'escalier à l'ELS……. 39
Figure III.13: Ferraillage de l'escalier……. 42
Figure III.14: Dimensionnement de la poutre palière……. 43
Figure III.15: Ferraillage de la poutre palière……. 45
Figure III.16: Section de calcul…….…….. 47
Figure III.17: Dalles pleine rectangulaire encastrée sur3 cotés…….…….…. 47
Figure III.18: Les différentes étapes de calcul sur la dalle de type 1…….…. 47
Figure III.19: Les différentes étapes de calcul sur la dalle de type 2…….. 50
Figure III.20: Les encastrements et les dimensions de la dalle machine ……...… 53
Figure III.21 : Les lignes de rupture……... 54

Chapitre IV

Figure IV.1: les dispositions des voiles proposées…….. 58
Figure IV.2: Disposition des voiles …… 59
Figure IV.3: Position du Centre de masse et centre de rigidité……... 62
Figure IV.4: Spectre de réponse suivant l'axe (X) et l'axe (Y)……... 62
Figure IV.5: Organigramme de classification des systèmes de contreventement avec voile …….. 64

Chapitre V

Figure V.1: Ferraillage des Poutre……. 80
Figure V.2: Les sections des poteaux …… 82
Figure V.3 : Ferraillage les poteaux…… 85
Figure V.4: Disposition des voiles…….. 86

Chapitre VI

Figures VI.1: Semelle isolée…… 94

Figure VI.2: Les bulbes de pression sous la semelle……... 95

Figure VI.3: Les bulles de pression sous la semelle…… 96

Figure VI.4: Semelle filantes sous voiles……..….. 97

Figure VI.5: Semelle filantes sous plusieurs poteaux…….…….... 97

Figure VI.6: Schéma présenté les semelles filantes……..…….…. 98

Figure VI.7 : Ferraillage de poutre de libage…….….. 103

Figure VI.8 : Ferraillage de longrine…….…... 104

Figure VI. 9: Schéma statique du voile périphérique…….. 105

Liste des tableaux

Chapitre I

Tableau I.1: Caractéristiques du béton…… 04

Tableau I.2: Caractéristiques de l'acier…… 04

Chapitre II

Tableau II.1: Charge permanente des murs intérieurs (simple cloison)…….... 08

Tableau II.2: Charge permanente des murs extérieurs (double cloison)…….. 08

Tableau II.3: Charges permanentes du plancher terrasse inaccessible corps creux……. 09

Tableau II.4: Charge permanente du plancher courant corps creux……. 09

Tableau II.5: Charges d'exploitations du chaque étage du structure…… 10

Tableau II.6: Pré dimensionnement des poutres……... 11

Tableau II.7:Détermination des charges d'exploitations……. 14

Tableau II.8 : Calcul de $\overline{Nu}$……. 15

Tableau II.9: Vérification du 1,1Nu ≤$\overline{Nu}$……. 16

Tableau II.10 : Vérification vis-à-vis du R.P.A 99 v 2003……. 18

Chapitre III

Tableau III.1.1: Evaluation des charges et surcharges…… 21

Tableau III.1.2: Les données……. 22

Tableau III.1.3: Armatures verticales et horizontales…….. 23

Tableau III.1.4: Espacement des armatures…….. 23

Tableau III.1.5:Vérification des contraintes normales de l'acrotère…… 24

TableauIII.1.6:Vérificationdescontraintesdecisaillementdel'acrotère…….. 24

Tableau III.2.1: Armatures de la dalle de compression…… 25

Tableau III.2.2:les charges de la poutrelle avant coulage…… 26

Tableau III.2.3:Détermination du nombre d'étaiements…….. 27

Tableau III.2.4: Actions de calcul des poutrelles après coulage……... 27

Tableau.III.2.5: Calcul du moment et effort tranchant des poutrelles à Plancher Terrasse A l'ELU…….. 28

Tableau.III.2.6: Calcul du moment des poutrelles à Plancher Terrasse à l'ELS…….. 29

Tableau.III.2.7: Calcul du moment et effort tranchant et des poutrelles à Plancher courant à l'ELU…… 30

Tableau.III.2.8: Calcul du moment des poutrelles à Plancher courant à l'ELS…….. 31
Tableau.III.2.9: Calcul du moment et effort tranchant et des poutrelles à COURANT à l'ELU……. 31
Tableau.III.2.10: Calcul du moment des poutrelles à Plancher courant à l'ELS…….. 32
Tableau.III.2.11: Calcul du moment et effort tranchant et des poutrelles à Terrasse à l'ELU…… 33
Tableau.III.2.12: Calcul du moment des poutrelles à Terrasse à l'ELS……... 33
Tableau III.2.13:Récapitulations des efforts internes de plancher courant……. 34
Tableau III.2.14: Récapitulations des efforts internes de plancher Terrasse……... 34
Tableau III.2.15: Calcul et vérification des armatures de plancher terrasse ……. 35
Tableau III.2.16: Ferraillages longitudinaux des poutrelles…… 36
Tableau III.2.17: Calcul et vérification des armatures transversales «RPA99V2003…. 36
Tableau III.2.18:Vérification des contraintes de cisaillement des poutrelles……. 36
Tableau III.2.19:vérifications préliminaires de la flèche des poutrelles…….. 36
Tableau III.3.1: Charge permanente de la paillasse de l'escalier« DTRB.C. 2.2 »……. 38
Tableau III.3.2: Charge permanente du palier de repos de l'escalier «DTRB.C. 2.2 »… 38
Tableau III.3.3: Combinaison des charges de l'escalier. ……. 39
Tableau III.3.4: Les données……. 39
Tableau III.3.5: Calcul des sections d'acier de l'escalier……... 40
Tableau III.3.6: Espacement d'acier de l'escalier…… 40
Tableau III.3.7: Section d'armatures de répartition dans l'escalier…… 40
Tableau III.3.8: Vérification du ferraillage de l'escalier à l'E.L.S……. 41
Tableau III.3.9:Vérification des contraintes de cisaillement de l'escalier à l'ELU……. 41
Tableau III.3.10 : Vérification de la flèche……. 41
Tableau III.3.11:Vérification de la flèche de l'escalier…… 42
Tableau III.3.12: Ferraillage de la poutre palière…… 44
Tableau III.3.13: Vérification de l'effort tranchant……. 44
Tableau III.3.14:Détermination des Armatures transversales…… 44
Tableau III.4.1: charge permanente du plancher TERASSE à dalle pleine « DTR B.C 2.2»…….. 46
Tableau III.4.2: Les actions sur la dalle pleine…… 46
Tableau III.4.3:les valeurs du travail externe…….. 47
Tableau III.4.4: les valeurs du travail interne……..…... 48

Tableau III.4.5: les données…… 49
Tableau III.4.6: Calcul des sections de la dalle…… 49
Tableau III.4.7:Vérification à l'E.L.S…….. 49
Tableau III.4.8: Vérification de flèche de la dalle……... 50
Tableau III.4.9: Calcul des sections de la dalle…….. 51
Tableau III.4.10: Vérification à l'E.L.S……... 51
Tableau III.4.11: Vérification de flèche de la dalle……...……... 52
Tableau III.5.1: Poids de la machine……... 53
Tableau III.5.2: Détermination des charges……. 53
Tableau III.5.3: Calcul des sections d'acier de la dalle…….. 56
Tableau III.5.4: Vérification au cisaillement…….. 56
Tableau III.5.5: Vérification à l'E.L.S…… 57

Chapitre IV

Tableau IV.1: Centre de masse et de centre de rigidité……... 60
Tableau IV.2: Excentricité théorique et admissible……. 61
Tableau IV.3: détermination du facteur de qualité Q…….. 63
Tableau IV.4: Comportement des trois premiers modes……. 65
Tableau IV.5: Participation massique…….. 65
Tableau IV.6: Les valeurs de la force sismique……... 67
Tableau IV.7: Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul……. 67
Tableau IV.8: Valeurs des moments de stabilité et de renversement…….. 68
Tableau IV.9: Vérification du déplacement en tête……. 68
Tableau IV.10: Vérification des déplacements inter-étage suivant X……... 69
Tableau IV.11: Vérification des déplacements inter-étage suivant Y……. 70

Chapitre V

Tableau V.1: la section calculée et choisie d'armatures des poutres…….. 76
Tableau V.2: La section choisie d'armatures des poutres(Cas ordinaire)…….. 77
Tableau V.3:Vérification des contraintes des poutres à l'ELS.(Travée)……... 77
Tableau V.4: Vérification des contraintes des poutres à l'ELS.(Appui)…….. 77
Tableau V.5: Vérification de section d'armatures……... 78

Tableau V.6: Vérification de flèche des poutres……. 78
Tableau V.7 : Vérification de flèche des poutres……. 78
Tableau V.8 : La section d'armatures transversales……. 79
Tableau V.9:Vérification des contraintes de cisaillement…… 79
Tableau V.10: La section d'armatures des poteaux……... 82
Tableau V.11: Vérification des contraintes à L'ELS……... 83
Tableau V.12: La section d'armateurs transversaux des poteaux…… 84
Tableau V.13: La section calculée d'armateurs verticaux des voiles…….. 87
Tableau V.14: La section choisie d'armatures verticales des voiles……... 87
Tableau V. 15 : Vérification des contraintes normales des voiles……... 88
Tableau V. 16: Vérification des contraintes de cisaillement des voiles…….. 88
Tableau V.17: La section calculée et choisie d'armatures horizontales des voiles……. 89
Tableau V.18: calcul des armatures verticales..... 90
Tableau V.19: La section choisie d'armatures des trumeaux……..... 90
Tableau V. 20: Vérification des contraintes normales des voiles…… 91
Tableau V.21: Choix de la méthode de calcul des linteaux…… 91
Tableau V.22: La section choisie d'armatures des linteaux……. 92

Chapitre VI

Tableau VI.1: Dimensionnement des semelles isolées à l'ELS……... 95
Tableau VI.2: Vérification des contraintes des semelles isolées…… 96
Tableau VI.3: Vérification de renversement des semelles isolées…….. 96
Tableau VI.4: Vérification de poinçonnement des semelles isolées……... 97
Tableau VI.5: Ferraillage principales des semelles isolées…… 97
Tableau VI.6: Dimensionnement des semelles filantes(plusieurs poteaux) à l'ELS….. 98
Tableau VI.7: Dimensionnement des semelles filantes(sous voiles) à l'ELS……. 98
Tableau VI.8: Vérification de renversement des semelles filantes……. 99
Tableau VI. 9: Vérification de poinçonnement de la semelle filante……... 99
Tableau VI. 10: Choix de méthode de calcul……... 99
Tableau VI.11: Ferraillages des semelles filantes……... 100
Tableau VI.12: Armature de répartition des semelles filantes…… 100
Tableau VI.13: Dimensionnement poutre de la poutre de libage……. 101

Tableau VI.14: Vérification de poinçonnement de la poutre de libage……... 101
Tableau VI.15: Vérification de cisaillement des poutres de libage……. 101
Tableau VI.16: Détermination des valeurs de (F) des poutres de libage……. 102
Tableau VI.17: Ferraillage longitudinal des poutres de libage…… 102
Tableau VI.18: Vérification des contraintes à l'ELS……... 102
Tableau VI.19: Vérification de cisaillement des poutres de libage……. 103
Tableau VI.20: Vérifications préliminaire de la flèche……..... 103
Tableau VI. 21 : Ferraillage des longrines……... 104
Tableau VI.22: Vérification des contraintes normales de longrines……... 104
Tableau VI.23: La section d'armatures du voile périphérique…… 106
Tableau VI.24: Vérification des contraintes à l'ELS…….. 106
Tableau VI.25: Vérification des contraintes sous radier partielle à l'ELS……. 107
Tableau VI.26: Dimensionnement des nervures……. 108
Tableau VI.27: Détermination des efforts à L'ELU……... 109
Tableau VI.28: Détermination des efforts à L'ELS…… 109
Tableau VI.29: Vérification des contraintes à l'ELS…….. 110
Tableau VI.30: Détermination des moments des nervures……... 110
Tableau VI.31: Vérification des contraintes à l'ELS……... 110

Notations

A	Section d'acier tendu.
A'	Section d'acier comprimé.
A max, Amin	Section d'acier maximale et minimale .
A	Section d'un cours d'armatures transversales.
A_t	Section d'armatures verticales.
A_h	Section d'armatures horizontales.
Ac	Section d'armatures en partie courante (armatures peau).
A_D	Section d'armatures diagonales.
B	Aire du béton.
Br	Section réduite du béton d'un poteau.
Bt	Section de la partie tendue.
L_t	Largeur de la section tendue.
M_t	Masse torsion elle.
E.L.S	Etat Limite de Service.
E.L.U	Etat Limite Ultime.
I	Moment d'inertie.
I_e	Moment d'inertie équivalente.
M	Moment fléchissant.
Mt	Moment fléchissant en travée d'une poutre.
Ma	Moment fléchissant en appui d'une poutre.
Mu	Moment fléchissant à l'E.L.U.
Mser	Moment fléchissant à l'E.L.S'.
N	Effort normal.
Nser	Effort normal de service.
N_u	Effort normal ultime.
T_u	Effort tranchant ultime.
G	Charge permanente.

Q	Charge d'exploitation.
E	Charge sismique.
❖ **Minuscules romaines**	
h	Hauteur de la section du béton.
b	Largeur de la section du béton.
$\mathbf{b_0}$	Largeur de la nervure du béton (section en Té.).
c, c'	Enrobage supérieur et inférieur.
d	Hauteur utile d'une section.
f	Flèche.
$\mathbf{f_{cj}}$	Résistance caractéristique du béton à la compression à « j » jours.
$\mathbf{f_{c28}}$	Résistance caractéristique du béton à la compression à « 28 » .
i	Rayon de giration.
$\mathbf{L_f}$	Longueur de flambement.
$\mathbf{S_t}$	Espacement de cours d'armature transversale.
$\mathbf{S_{rép}}$	Espacement de répartition.
$\mathbf{S_{ZN}}$	Espacement dans la zone nodale.
$\mathbf{S_{ZC}}$	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	Angle.
γ	Coefficient de sécurité.
ε	Déformation relative.
η	Coefficient de fissuration.
λ	Élancement mécanique.
μ	Coefficient de frottement.

ν	Coefficient de Poisson.
ρ	Rapport de deux dimensions.
ζ	Contrainte normale.
η	Contrainte tangentielle.
δ	Déplacement d'un niveau.
❖ **Autres notations**	
BA	Béton armé.
FeE	Nuance de l'acier.
HA	Haut adhérence.
C.V	Condition vérifiée.
C.N.V	Condition non vérifiée.
RDC	Rez-de-chaussée.
EC	Etage courant.

INTRODUCTION GENERALE

Le projet de fin d'étude que nous présentons, est la dernière étape de notre formation à l'Université de Médéa.

Il vise à appliquer toutes les connaissances acquises dans les années passées.

La proposition est particulièrement bien adaptée à l'élaboration d'un projet de fin d'études.

En effet il s'agit d'un sujet permettant d'associer la conception, le dimensionnement et le calcul.

Le présent document est une synthèse des travaux effectués.

Il détaillera les démarches de calculs utilisés et donnera les références sur lesquelles nous nous sommes appuyés.

L'étude de ce bâtiment a été menée selon le plan de travail suivant :

- Le premier chapitre est destiné à la présentation de l'ouvrage ainsi que les caractéristiques des matériaux de construction utilisés.
- Le deuxième chapitre est consacré au prédimensionnement des éléments structuraux de notre bâtiment.
- Le troisième chapitre présente le calcul des éléments secondaires.
- Quatrième et le chapitre cinq sont destinés respectivement à l'étude dynamique, après avoir procédé à l'équilibre de la structure au préalable, et au ferraillage des éléments résistants de la structure.

Dans cette partie, on a utilisé le logiciel de calcul «EtabsV21.0.0» pour faire le calcul statique et dynamique des éléments structuraux, aussi on a pris en considération les dispositions constructives exigées par le CBA93 et le RPA99/version 2003.

- Sixième chapitre s'attache à étudier l'infrastructure et choisir le type de fondation adéquate conformément au rapport de sol.

Enfin, ce travail doit être finalisé par une conclusion générale.

Vues en plans architecturaux



Figure 1 : Vue en plans de la coupe.



Figure 2 : Vue en plans de la coupe façade postérieure.



Figure 3: Vue en plans architecture. R.D.C.



Figure 4 : Vue en plans architecture étage courante.

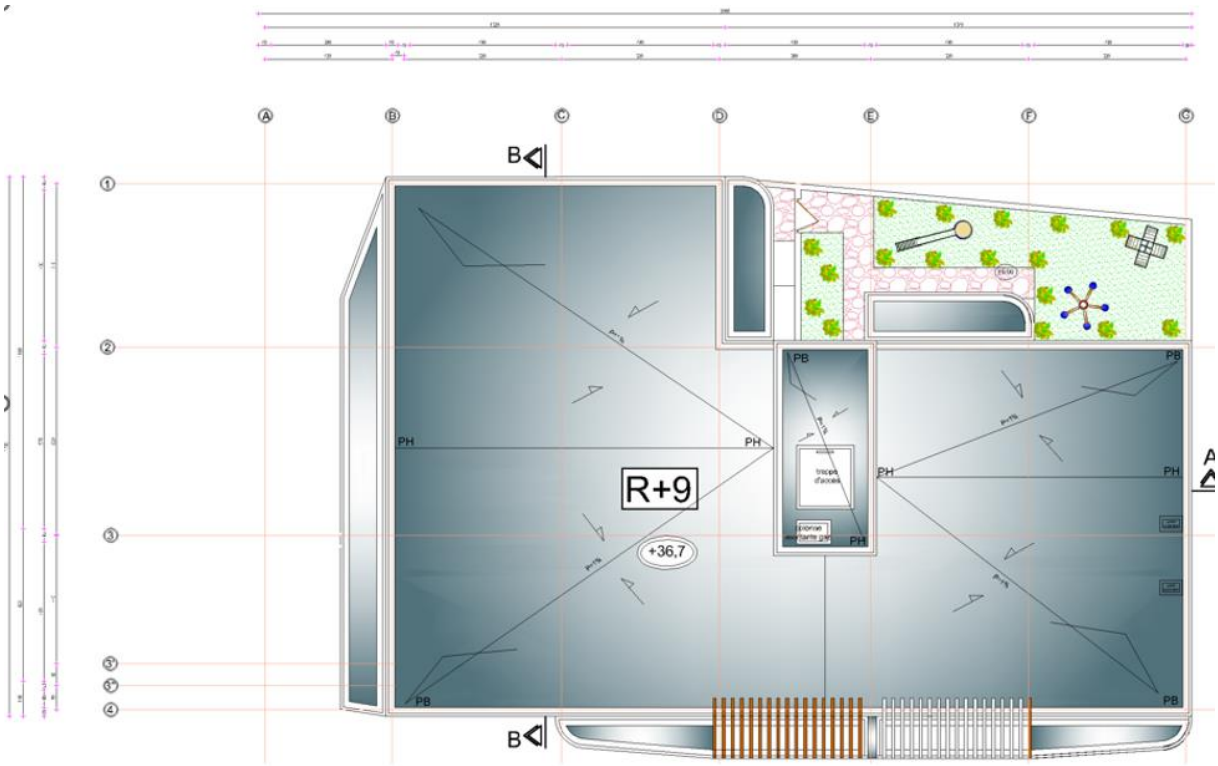


Figure 5 : Plan de toiture.

CHAPITRE I

Présentation de l’ouvrage

I.1 Présentation de l'ouvrage

Le projet à réalisé est un bâtiment de forme irrégulière en béton armé composé d'un Sous-sol, un rez-de-chaussée et neuf étages à usage d'habitations qui sera implanté au Quartier Oued Ezitoun, Wilaya de MEDEA.

C'est un site classé dans la zone (IIb) de moyenne sismicité, selon le règlement Parasismique Algérienne 99 version 2003.

Notre étude sera menée conformément aux exigences des règlements algériens en vigueur à savoir :

- Le règlement de Béton Armé « CBA 93 » ;
- DTR.C.2.2 ;
- Règlement parasismique « RPA99 version 2003 ».

I.2 caractéristiques géométriques de la structure

I.2.1 Dimensions en plan du bâtiment

- Longueur totale du bâtiment en plan : L=30,80m.
- Largeur totale du bâtiment en plan : L =17,80m.



Figure I.1: Vue en plan architecture.

I.2.2 Dimensions en élévation du bâtiment



Figure I.2: Vue en plan de la coupe A-A.

- Hauteur des étages courants : h= 3,40 m.
- Hauteur du rez-de-chaussée : h=3,40 m.
- Hauteur du sous-sol : h=2,7 m.
- Hauteur totale du bâtiment : ht= 36,7m et 0.80 m de l'acrotère.

I.3 Description de l'ouvrage

La bâtisse est composée d'un RDC et de (09) étages identiques à usage habitation avec un niveau de sou sol.

I.3.1 Planchers

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

- planchers à corps creux ;
- Plancher dalle pleine.

I.3.2 La terrasse

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

I.3.3 Escaliers

Les escaliers sont droits à 2 volées comprenant un palier de repos.

I.3.4 Les Ascenseurs

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

I.3.5 Revêtement

- **Plancher** :

  Carrelage pour les planchers et les escaliers.

- **Murs** :
  - Mortier de ciment pour les murs extérieurs.
  - Enduit de plâtre pour les plafonds et les murs intérieurs.

I.3.6 Maçonnerie

La maçonnerie du bâtiment sera exécutée en briques creuses.

- **Murs extérieurs (double cloison)**

Deux cloisons en briques creuses de 10cm d'épaisseur, séparées par une lame d'air de 5cm.

- **Murs intérieurs (simple cloison)**

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

I.3.7 Acrotère

Au niveau de la terrasse, la structure est entourée d'un acrotère conçu en béton armé de 80 cm de hauteur et de 12cm d'épaisseur, son rôle principal est la protection contre l'infiltration des eaux pluviales (empêcher leur ruissellement par le larmier) qui provoqueraient des fissures suivant la ligne de conjoncture entre l'acrotère et la forme en pente.

I.4 Infrastructure

C'est la partie d'interaction structure-sol, qui forme un ensemble rigide assurant l'encastrement de la structure dans le terrain ainsi que la transmission des efforts transmis par

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

I.5 Caractéristique mécaniques des matériaux

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

I.5.1. Béton « CBA Article A.2.1 »

Tableau I. 1: Caractéristiques du béton.

		Valeur
Masse volumique « ρ »		25 KN/m^3
Résistance à la compression a 28 jours égale à minimum		25Mpa
Résistance a la traction « f_{t28} »		2,1 Mpa
Module d'élasticité « E »	Instantanée	32164,2 Mpa
	Différée	10818,86 Mpa
Coefficient de poisson « υ »	Sollicitations	0
	Déformations	0,2

I.5.2. Acier « CBA93 Article A.2.2 »

Tableau I. 2 : Caractéristiques de l'acier.

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

I.6 Conclusion

Pour notre projet, les valeurs utilisées sont :

f_{c28}= 25 Mpa

f_{t28}= 0,6+0,06*f_{c28}= 2,1 Mpa

E_{i28} = 32164.2Mpa

E_{v28} = 3700 (f_{c28})^1/3 = 10818.86 Mpa

- σ_{bc} = 14.2Mpa Situation durable.
- σ_{bc} = 18.5Mpa Situation accidentelle.

τ_u = 3.33Mpa Fissuration peu nuisible.

τ_u = 2.5Mpa Fissuration préjudiciable ou trés préjudiciable.

σ_{bc} = 15 Mpa à (l'ELS)

FeE400, Fe=400Mpa Pour les armatures longitudinales.

FeE235, Fe= 235Mpa Pour les armatures transversales.

TLE520, Fe= 520Mpa Pour les Treillis soudé.

σ_s = 201.63MPa Fissuration préjudiciable pour les HA.

σ_s = 164.97MPa Fissuration très préjudiciable pour les HA.

CHAPITRE II

Prédimensionnement

Des éléments structuraus

II.1 Introduction

Le but du pré dimensionnement est de définir les dimensions des différents éléments de la structure, ces dimensions sont choisies selon les règles du RPA99 Version 2003 et du CBA93. Les résultats obtenus ne sont pas définitifs, ils peuvent être modifiés après la vérification dans la phase de calcul.

Il convient de dimensionner les éléments de la superstructure du bâtiment à savoir :

- Les planchers.
- Les poutres.
- Les poteaux.
- Les voile.

II.2 Prédimensionnement des planchers

Les planchers sont des aires planes horizontales comme diaphragme limitant les étages, ils sont caractérisés par une faible épaisseur par rapport aux dimensions en plan,

Ils ont pour fonction :

- ✓ La séparation des différents niveaux.
- ✓ De reprendre les charges afin de les transmettre aux éléments porteurs.
- ✓ D'assurer l'isolation thermique et phonique entre les différents niveaux.
- ✓ La sécurité contre l'incendie.

Pour notre bâtiment, deux types de planchers sont utilisés :

- Plancher corps creux.
- Plancher dalle pleine.

II.2.1 Plancher à corps creux

Ces planchers sont constitués de poutrelles préfabriquées associées aux corps creux avec une dalle de compression mince en béton armé (treillis soudé). [CBA 93 ART B.6.8.4.2.4]

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

$$\begin{cases} \frac{Lmax}{25} \leq ht \leq \frac{Lmax}{20} \\ ht \leq \frac{Lmax}{22.5} \end{cases}$$

($h_t = d+e$) [CBA 93 ART B.6.8.4.2.4]

Avec :

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

Donc, On a : Lmax= 370 cm :

370/25=14,8 cm ≤ ht ≤ 370/20=18,5 cm

$h_t \geq 370/22.5 = 16{,}44$ cm

On adopte ; $h_t = 20$ cm

$h_t = (d+e)$ ⟷ ht = (16+4) avec : d =16cm et e = 4cm

Avec d : l'épaisseur du corps creux ; e : l'épaisseur de la dalle de compression.

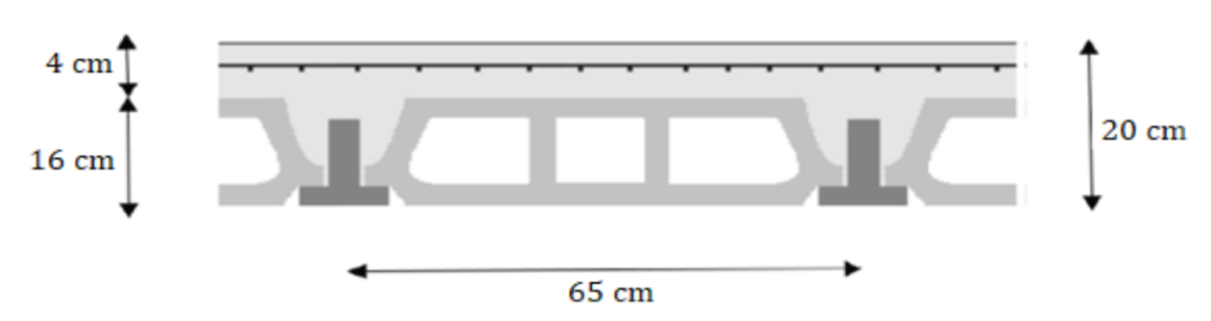


Figure II.1: Coupe du plancher à corps creux.

II.2.2. Dalle pleine

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

II.2.2.a. Critère de résistance

Dalle reposant sur 3ou 4 appuis : $\frac{L}{45} \leq ep \leq \frac{L}{40}$

Avec :
- e_p : épaisseur de la dalle
- L_X : la plus grande portée mesurée entre nus des appuis.

- Pour le cas de notre structure, on a : $L_X = 560$ cm

$\frac{560}{45} \leq ep \leq \frac{560}{40} \longrightarrow 12{,}44\ cm \leq ep \leq 16{,}25\ cm$

II.2.2.b Sécurité contre l'incendie

ep ≥ 13cm : peut assurer un isolation phonique.

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

Condition d'isolation acoustique : ep =15 cm.

Donc : Pour la dalle pleine on adoptera : **ep = 15cm**.

II.1 Évaluation des charges permanentes et surcharges d'exploitations

II.3.A Charges permanentes : [DTR B.C 2.2]

II.3. A.1 Maçonnerie

II.3. A.1.1 Murs intérieurs (simple cloison)

Brique simple de 10cm d'épaisseur

Tableau II.1. Charge permanente des murs intérieurs (simple cloison**).**

N	Composant	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m^3)	Poids surfacique (KN/m^2)
1	Enduit en ciment	0,02	18	0,36
2	Brique creuse	0,10	9	0,90
3	Enduit en ciment	0,02	18	0,36
TOTAL				**1,62**

II.3. A.1.2. Murs extérieurs (double cloison)

Tableau II.2. Charge permanente des murs extérieurs (double cloison).

N	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m^3)	Poids surfacique (KN/m^2)
1	Enduit de ciment	0,02	18	0,36
2	Brique creuse	0,10	9	0,90
3	L'âme d'air	0,10	-	-
4	Brique creuse	0,10	9	0,90
5	Enduit en ciment	0,02	18	0,36
TOTAL				**2,52**

II.3. A.2 Plancher à corps creux

II.3. A.2.1 Plancher terrasse inaccessible

Tableau II.3. Charges permanentes du plancher terrasse inaccessible corps creux.

N	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m^3)	Poids surfacique (KN/m^2)
1	Gravillon roulé	0,04	20	0,80
2	Etanchéité multicouche	0,02	6	0,12
3	Papier kraft	-	-	0,05
4	Forme de pente	0,13	22	2.86
5	Film polyane	-	-	0,01
6	Isolation thermique	0,04	4	0,16
7	Pare vapeur	0,01	6	0,06
8	Plancher (16+4)	0,16+0,04	-	2,80
9	Enduit plâtre	0,02	10	0,20
TOTAL				**7.06**

II.3. A.2.2 Plancher courant

Tableau II.4 : Charge permanente du plancher courant corps creux.

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	Plancher (16+4)	0,16+0,04	-	2.80
5	Enduit en plâtre	0,02	10	0,20
6	Cloison légères	0,10	-	1,62
TOTAL				**5.96**

II.3.B Charges d'exploitation

Tableau II.5 : Charges d'exploitations du chaque étage de la structure.

Usage	Q (KN/m^2)
Inaccessible	**1**
Habitation	**1.5**
Escalier	**2.5**
Balcon	**3.5**
Dalle plaine	**2.5**

II.4 Prédimensionnement des poutres

Les poutres sont des éléments linéaires dont leur section est rectangulaire ou en T, leur portée est largement supérieure aux dimensions de la section.

Les poutres sont des éléments structuraux horizontaux chargés de la transmission des charges verticales et horizontales aux éléments porteurs (poteaux et voiles). Elles sont dimensionnées d'après les conditions de résistance et de la flèche, imposées par les règles article (CBA 93). **[Art 7.5.1]**

❖ Règle de CBA 93 : - $L_{max}/15 \leq h \leq L_{max}/10$

- $0{,}3h \leq b \leq 0{,}7h$

Avec :

- b : largeur de la base de la poutre.
- h : hauteur totale de la poutre.
- L_{max} : la plus grande portée mesurée entre axe des appuis.

Les dimensions minimales des poutres exigées par le Règlement RPA99 Version 2003 en zone (II_b) sont :

- $h \geq 30$cm
- $b \geq 20$ cm
- $h/b \leq 4$
- Condition de rigidité ($\frac{h}{L_{max}} \geq \frac{1}{16}$)

Tableau II.6: Pré dimensionnement des poutres.

	Poutres principals (X)	Poutres principals (Y)	Poutre chainage
Conditions de resistance	L_{max}= 5,22 m → 34,8 cm ≤ h ≤52,2 cm On adopte : h = 45 cm → 12cm ≤ b ≤28 cm On adopte b = 30 cm	L_{max} = 6,20m → 41,33cm ≤ h ≤ 62,00cm On adopte: h = 45 cm →13,5 cm ≤ b ≤31,5 cm on adopte b = 30cm	L_{max}= 5,22 m →34,8 cm ≤ h ≤52,2 cm On adopte : h = 35 cm →12cm ≤ b ≤28 cm On adopte b = 30 cm
Vérification Selon le RPA 99	h=45 cm≥30 cm b=30 cm≥20 cm h/b=1,5 ≤ 4 (Conditions vérifiées)	h=45 cm ≥ 30 cm b=30 cm ≥ 20 cm h/b=1.5 ≤ 4 (Conditions vérifiées)	h=35 cm≥30 cm b=30 cm≥20 cm h/b=1,5 ≤ 4 (Conditions vérifiées)
Condition de rigidité (h/L ≥ 1/16)	(h/L=0,086) ≥ (1/16=0,0625) (Condition vérifiée)	(h/L=0,072) ≥ (1/16=0,0625) (Condition vérifiée)	(h/L=0,067) ≥ (1/16=0,0625) (Condition vérifiée)
Conclusion	**h = 45cm ; b = 30cm**	**h = 45cm ; b = 30cm**	**h = 35cm ; b = 30cm**

- Pour les poutres principales (sens X), on adopte la section : **(b×h) = 30×45 cm².**
- Pour les poutres principales (sens Y), on adopte la section : **(b×h) = 30×45 cm².**
- Pour les poutres chainage, on adopte la section : **(b×h) = 30×35 cm².**

II.5 Prédimensionnement des poteaux

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

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

II.5.1 Etapes de pré dimensionnement

- ✓ Choix du poteau le plus sollicité ;
- ✓ Calcul de la surface reprise par le poteau ;
- ✓ Détermination des charges permanentes et d'exploitation revenant à ce poteau ;
- ✓ Les dimensions de la section transversale des poteaux doivent répondre aux

Conditions du RPA99 version 2003. **[Art 7.4.1]**

- Pour les poteaux rectangulaires (carrés) :

Min (b1, h1) ≥ 25 cm

Min (b1, h1) ≥ h_e /20 **Zone (II_b)**

$\frac{1}{4} \leq \frac{b}{h} \leq 4$

II.5.1.1 Choix du poteau le plus sollicité

Le poteau le plus sollicité situé entre l'axe (c) et l'axe (4) :

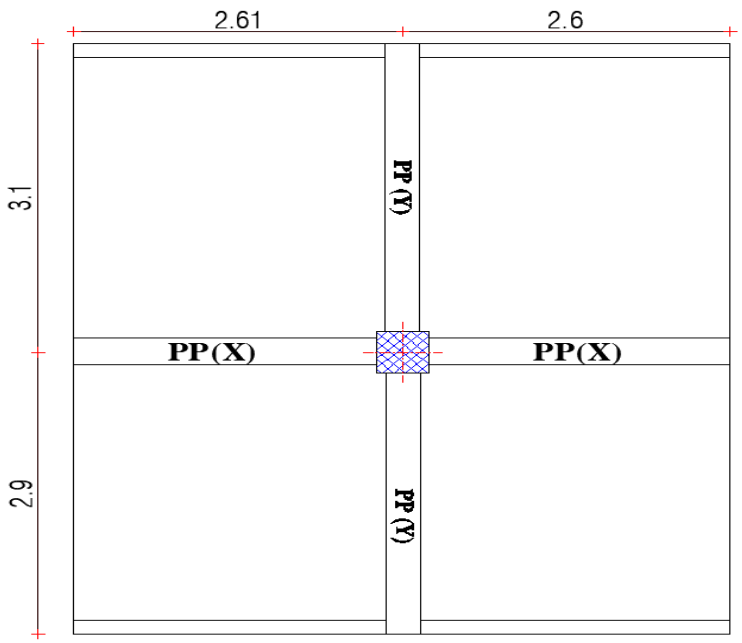


Figure II.2. Le poteau le plus sollicité (C - 4).

II.5.1.2 La surface reprise par le poteau

♦ La surface du plancher supporter par le poteau :

S_t = (2.46+ 2.45+ 0.30) * (2.95+ 2.75 + 0.30) = 31.26 m²

S_t =31,26 m².

♦ La surface complète : S_p

S_p= (2.46+2.45)* (2.95+2.75) = 27,987m²

S_p =27,987 m².

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

II.5.1.3.a Charges d'exploitation :

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

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

- ✓ 9eme : Q0
- ✓ 8^{éme} : Q_0+Q_1
- ✓ 7^{éme} : Q0+0.95*(Q1 + Q2)
- ✓ 6^{éme} : Q0+0.90*(Q1 + Q2+ Q3)
- ✓ 5^{éme} : Q0+0.85*(Q1 + Q2+ Q3+ Q4)
- ✓ 4^{éme} : Q0+0.80*(Q1 + Q2+ Q3+ Q4+ Q5)
- ✓ 3^{éme} : Q0+0.75*(Q1 + Q2+ Q3+ Q4+ Q5+ Q6)
- ✓ 2^{éme} : Q0+0.714*(Q1 + Q2+ Q3+ Q4+ Q5+ Q6+ Q7)
- ✓ 1^{éme} : Q0+0.688*(Q1 + Q2+ Q3+ Q4+ Q5+ Q6+ Q7+Q8)
- ✓ RDC : Q0+0.667*(Q1 + Q2+ Q3+ Q4+ Q5+ Q6+ Q7+Q8+Q9)
- ✓ S-S : Q0+0.650*(Q1 + Q2+ Q3+ Q4+ Q5+ Q6+ Q7+Q8+Q9+Q10)

$$Q = S_{\text{totale}}.\ Qi$$

Avec :

- n : Nombre d'étage on démarre de haut en bas (le premier étage est ''0'').
- Q_0 : La charge d'exploitation sur la terrasse.
- Q_1 ,Q_2,…, Q_n : Les charges d'exploitations des planchers respectifs.

On utilise $\frac{3+n}{2n}$ à partir du huitième étage

Tableau II.7: Détermination des charges d'exploitations.

	q (kN/m²)	Q (kN)		$\frac{3+n}{2n}$	Qcum (kN)
9eme étage	1	Q_0	31,26		**31,26**
8eme étage	1,5	Q_1	46,89	1	**78,15**
7eme étage	1.5	Q_2	46,89	0.95	**120,351**
6eme étage	1.5	Q_3	46,89	0.9	**157,863**
5eme étage	1.5	Q_4	46,89	0.85	**190,686**
4eme étage	1,5	Q_5	46,89	0,8	**218,82**
3eme étage	1,5	Q_6	46,89	0,75	**242,265**
2eme étage	1,5	Q_7	46,89	0,714	**264,303**
1ier étage	1,5	Q_8	46,89	0,688	**289,342**
RDC	1,5	Q_9	46,89	0,667	**297,095**
Sous-sol	2.5	Q_{11}	78,15	0,650	**311,037**

II.5.2 Effort normal ultime de résistance

Selon le CBA93 **[Art B.8.4.1]** on doit effectuer la vérification suivante : **Nu ≤ Nadm**

$$N_u \leq \left(\frac{Br \cdot f_{c28}}{0.9 \cdot \gamma_b} + \frac{A \cdot f_e}{\gamma_s} \right). \alpha$$

- **A** : la section d'acier comprimé prise en compte dans le calcul => A=B/1000.
- **Br** : section réduite du poteau obtenue en déduisant de la section réelle un centimètre d'épaisseur sur toute sa périphérie. **« Br = (b-2cm) *(h-2cm) ».**
- **γb=1.5 et γs =1.15** coefficients de sécurité du béton et de l'acier (situation durable).
- f_{c28} = **25 MPA et *F*e= 400 MPa** résistances caractéristiques du béton et de l'acier.
- **α** : Coefficient fonction de l'élancement mécanique

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

$\alpha = 0.6 (50/ \lambda)^2$ pour $50 \leq \lambda \leq 70$

$\lambda = L_f / i$ et $i = b/\sqrt{12}$ pour la section rectangulaire.

Où : i : Rayon de giration.

λ : L'élancement géométrique. L_f : Longueur de flambement.

Effort normal de résistance : $N_u = 1,35G + 1,5Q$

$\overline{Nu} = N_u + 10\%N_u = 1,1N_u$

II.5.3 Calcul de la longueur de flambement L_f

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

- $0.7*L_0$: si le poteau est à ses extrémités
  - ✓ Soit encastré dans un massif de fondation
  - ✓ Soit assemblé à des poutres de planchers ayant au moins la même raideur que lui dans le sens considéré et le traversant de part en part
- L_0: dans les autres cas.
- Dans ce projet on a : $Lf = 0.7 * L_0$.

II.5.4 Calcul de l'effort N adm

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

Tableau II.8: calcul de $\overline{N}_u$.

	Dimension (Cm^2)	**Br (mm^2)**	**L_f (mm)**	**λ**	**α**	**A (mm)**	**$\overline{N}_u$ (kN)**
le 9éme étage	30x30	78400	2070	23,84	0,78	90,00	**1153,60**
le 8émeétage	35x35	108900	2070	20,44	0,80	122,50	**1638,63**
le 7éme étage	35x35	108900	2070	20,44	0,80	122,50	**1638,63**
le 6éme étage	40x40	144400	2070	17,88	0,81	160,00	**2205,13**
le 5éme étage	40x40	144400	2070	17,88	0,81	160,00	**2205,13**
le 4éme étage	45x45	184900	2070	15,90	0,82	202,50	**2852,64**
le 3éme étage	45x45	184900	2070	15,90	0.82	202,50	**2852,64**
le 2éme étage	50x50	230400	2070	14,31	0.82	250,00	**3580,91**
le 1er étage	50x50	230400	2070	14,31	0.82	250,00	**3580,91**
RDC	55x55	280900	2070	13,01	0.83	302,50	**4389,77**
Sous-sol	55x55	280900	1890	11,90	0,83	302,50	**4409,01**

✓ Une section de (55x55) cm^2 pour le sous-sol et le RDC.

- ✓ Une section de (50x50) cm^2 pour le 1^{er} et $2^{ème}$ étage.
- ✓ Une section de (45x45) cm^2 pour le $3^{ème}$ et $4^{éme}$ étage.
- ✓ Une section de (40x40) cm^2 pour le $5^{ème}$ et $6^{éme}$ étage.
- ✓ Une section de (35x35) cm^2 pour le $7^{ème}$ et $8^{éme}$ étage.
- ✓ Une section de (30x30) cm^2 pour le $9^{éme}$ étage.

II.5.5 Charges permanentes et Nu

Tableau II.9 : Vérification du $1.1Nu \leq \overline{N}_u$

	Eléments	G (kN)	G (kN)	G_{cum} (KN)	Q_{cum} (kN)	Nu (Kn)	1.1Nu (kN)	$\overline{N}_u$ (kN)	$1.1Nu \leq \overline{N}_u$
9eme étage	PP X	16,57	241,03	241,03	31,26	372,28	409,50	1153,60	**Condition vérifiée**
	PP Y	19,23							
	Poteau	7,65							
	Plancher	197,58							
8eme étage	PP X	16,40	212,67	453,7	78,15	729,72	802,69	1638,63	**Condition vérifiée**
	PP Y	19,06							
	Poteau	10,41							
	Plancher	166,80							
7eme étage	PP X	16,40	212,67	666,37	120,351	1080,1	1188,13	1638,63	**Condition vérifiée**
	PP Y	19,06							
	Poteau	10,41							
	Plancher	166,80							
6eme étage	PP X	16,23	215,53	881,9	157,863	1427,3	1570,09	2205,13	**Condition vérifiée**
	PP Y	18,90							
	Poteau	13,6							
	Plancher	166,80							
5eme étage	PP X	16,23	215,53	1097,43	190,686	1767,5	1944,31	2205,13	**Condition vérifiée**
	PP Y	18,90							
	Poteau	13,6							
	Plancher	166,80							

	Eléments	G (kN)	G (kN)	G_{cum} (kN)	Q_{cum} (kN)	Nu (kN)	1.1Nu (kN)	$\bar{N}_u$ (kN)	$1.1Nu \leq \bar{N}_u$
4eme étage	PP X	16,065	218,805	1316,23	218,82	2105,14	2315,6	2852,64	Condition vérifiée
	PP Y	18,73							
	Poteau	17,21							
	Plancher	166,80							
3eme étage	PP X	16,065	218,80	1535,03	242,3	2435,74	2679,3	2852,64	Condition vérifiée
	PP Y	18,73							
	Poteau	17,21							
	Plancher	166,80							
2eme étage	PP X	15,89	222,5	1757,53	264,3	2769,11	3046,02	3580,91	Condition vérifiée
	PP Y	18,56							
	Poteau	21,25							
	Plancher	166,80							
1eme étage	PP X	15,89	222,5	1980,03	289,34	3107,05	3417,7	3580,91	Condition vérifiée
	PP Y	18,56							
	Poteau	21,25							
	Plancher	166,80							
RDC	PP X	15,72	222,16	2202,19	297,095	3418,59	3760,45	4389,77	Condition vérifiée
	PP Y	18,39							
	Poteau	21,25							
	Plancher	166,80							

	Eléments	G (kN)	G (kN)	G_{cum} (kN)	Q_{cum} (kN)	Nu (kN)	1.1Nu (kN)	$\bar{N}_u$ (kN)	$1.1Nu \leq \bar{N}_u$
Sous-sol	PP X	15,72	222,16	2424,35	311,03	3739,4	4113,3	4409,01	**Condition vérifiée**
	PP Y	18,39							
	Poteau	21,25							
	Plancher	166,80							

II.5.6 Vérification selon le RPA99 version 2003 Article 7.5.1

D'après **« RPA99version2003 Art 7.5.1»,** les clauses suivantes doivent être vérifiées :

On doit vérifier les conditions suivantes :

- ✓ Min (b1, h1) ≥ 30 cm. En zone II_b
- ✓ Min (b1, h1) ≥ he / 20
- ✓ 1/4 < b1 / h1 < 4

Tableau II.10 : Vérification vis-à-vis du RPA99 v 2003.

Condition à vérifier	Application de condition		Verification
Min (b1, h1) ≥ 25cm	Min (b1, h1) = 30 cm ≥ 30 cm		**condition vérifiée**
Min (b1, h1) ≥ he /20	Le 9eme étage	30 cm ≥ 17 cm	**condition vérifiée**
	Le 8eme et 7éme étage	35 cm ≥ 17 cm	
	Le 6eme et 5eme étage	40 cm ≥ 17 cm	
	Le 4eme et 3eme étage	45 cm ≥ 17 cm	
	Le 4eme et 3eme étage	50 cm ≥ 17 cm	
	RDC et sous- sol	55 cm ≥ 17 cm	
0.25 ≤ (b1/h1) ≤ 4	**0.25 ≤ (b1/h1) =1 ≤ 4**		**condition vérifiée**

II.6 Pré dimensionnement des voiles : [Art 7.7.1]

Les voiles sont des murs réalisés en béton armé, ils auront pour rôle le contreventement du bâtiment et éventuellement supporter une fraction des charges verticales. On appelle voile Voile lorsque la condition suivante est satisfaisante L > 4a.

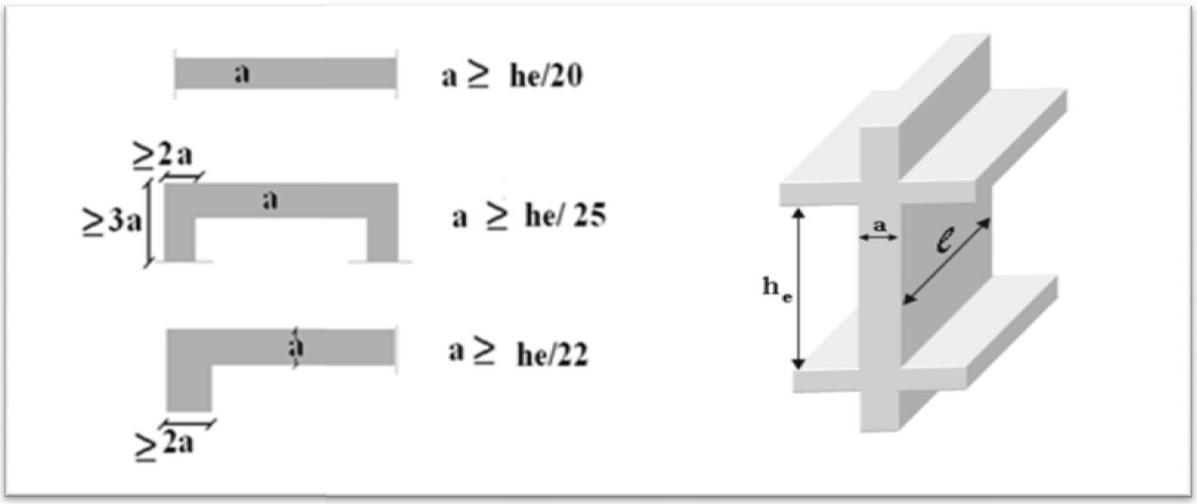


Figure II.3 : couple de voile en plan (gouche) en voile 3D (droit).

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

➢ Voiles de contreventement

Pour tous les étages : $h_e = 2.95$ m

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

$a \geq \text{Max}\ \{15\ cm; 11{,}8\ cm;\ 13.40 cm; 14{,}75\ cm\}$; a ≥ 15 cm ; **On adopt: a =15 cm.**

II.7 Conclusion :

- Dans ce chapitre ; Et après tous calculs et vérifications selon les règlements , On conclut que le pré dimensionnements des éléments résistant sont :
  - Le plancher : (16+4) cm.
  - Dalle pleine : (15) cm.
  - Les poutres principales X : (30x45) cm.
  - Les poutres Principales Y : (30x45) cm.
  - Poutre chainage : (30x35) cm.
  - Les poteaux (30x30) : 9 étages

    (35x35) : 7+8 étages

    (40×40) : 5+6 étages

(45×45) : 3+4 étages

(50×50) : 1+2 étages

(55×55) : RDC + sous-sol .

- Epaisseur minimale voile ep : (15) cm.

- 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 les éléments secondaires

III.1 L'acrotère

III.1.1 Introduction

L'acrotère est un élément secondaire en béton armé entourant le plancher terrasse, il a le rôle la sécurité et la protection contre l'infiltration des eaux pluviales qui provoqueraient des fissures suivantes la ligne de jonction entre l'acrotère et la forme en pente.

III.1.2 Principe de calcul

L'acrotère est considéré comme étant une console encastrée au plancher terrasse, soumis à son poids propre et une surcharge de 1 kN/m due à la main courante.

- Le calcul se fait par une bande de 1m.

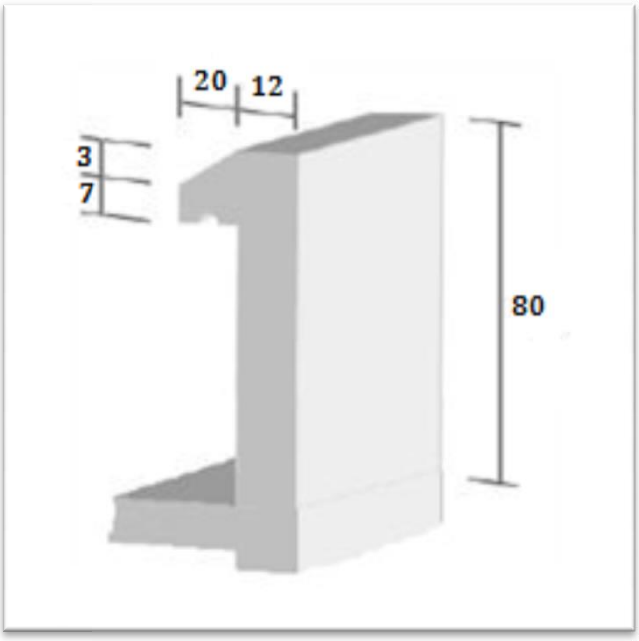


Figure III.1: L'acrotère.

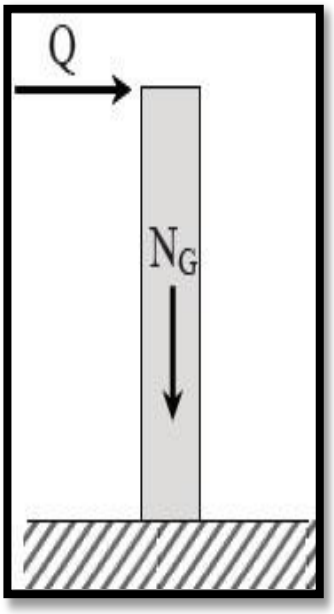


Figure III.2 : Schéma statique.

III.1.3 Évaluation des charges et surcharges

Tableau III.1.1: Evaluation des charges et surcharges

Poids propre G (KN)
[(0,80.0,12) +(0,20.0,07) +((0,20.0,03) /2)].25 = 2,825 kN
Surcharge d'exploitation Q (KN)
Q = 1 KN

III.1.4 Détermination des efforts

L'E.L. U

L'effort normal : N_U =1,35. G = 1,35×2,825 = 3,814 KN

Moment d'encastrement : M_U =1,5.Q.h = 1,5×1×0,80 = 1,2 KN.m

L'effort tranchant : T_U =1,5.Q = 1,5×1 = 1, 5 KN

L'E.L.S

L'effort normal : N_{ser} = G = 2,825 KN

Moment d'encastrement : M_{ser} = Q.h =1×0, 80 = 0,80 KN.m

L'effort tranchant : T_{ser} = Q =1 KN

III.1.5 Calcul de ferraillage

Le calcul du ferraillage se fait par une section rectangulaire (100x12) cm^2 soumise à la flexion composée et en situation durable

Tableau III.1.2: 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	**Solicitations**		
C_2	2,5	cm	Notations	Valeurs	**Unités**
Longueur de flambement			N_u	3,814	KN
Notations	Valeurs	Unités	M_u	1,2	KN.m
L_0	0,80	m	N_{ser}	2,825	KN
L_f	**1,6**	**m**	**M_{ser}**	**0,80**	KN.m

III.1.5.1 A E.L.U

- **Calcul de l'excentricité**

À l'attention de :

$$e_0 = \frac{Mu}{N} = \frac{1{,}2\ X\ 10^6}{3{,}814\ X\ 10^3} = 31{,}463 \text{ cm}$$

$$e_0 = 31{,}463 > \frac{h}{2} - c = \frac{12}{2} - 2{,}5 = 3{,}5\ cm$$

✓ 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**

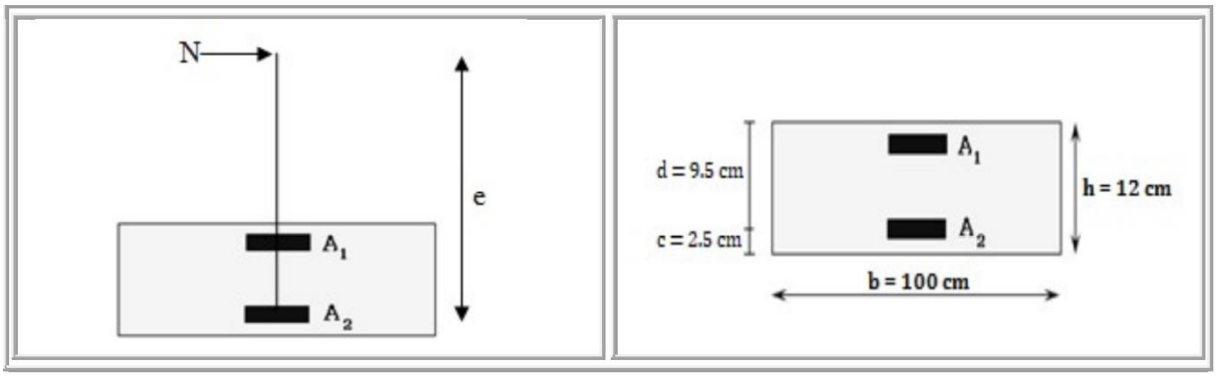


Figure III.1.3: Section de B.A à l'ELU

e : distance entre le point d'application de N et le centre des armatures tendues.

$e = e_0 + (\frac{h}{2} - C_2)$ $e = 34{,}96$ cm

$M_1 = N \times e$ $M_1 = 1{,}33$ kN.m

- **Calcul des armatures verticales**

Le calcul se fait en flexion simple

Tableau III.1.3: Armatures verticales et horizontales

	Armatures verticales		**Armatures horizontales**	
	A_{s1} (cm^2/ml)	A_{s2} (cm^2/ml)	$A_{rép1}$ (cm^2/ 0.8 m)	$A_{rép2}$ (cm^2/ 0.8 m)
Calculée	0,31	0,00	1,38	1,38
choisie	7HA10= 5,50	7 HA10 = 5,50	5HA8=2,31	5HA8=2,31

- **Condition de non fragilité**

$A_{min} = 1\ cm^2 > A = 0{,}31\ cm^2$

Tableau III.1.4: Espacement des armatures.

	Armatures verticales	**Armatures horizontales**
St choisie	15	15
$\overline{St}$	min {3h ; 33cm}= 33 cm	min {4h; 45cm}= 45 cm
$S_t < \overline{St}$	**Condition vérifiée**	**Condition vérifiée**

III.1.6 Vérification des contraintes normales à L'ELS

Type de fissuration : préjudiciable

Tableau III.1.5: Vérification des contraintes normales de l'acrotère.

σb (MPa)	$\overline{\sigma b}$ (MPa)	$\sigma b < \overline{\sigma b}$	σs (MPa)	$\overline{\sigma s}$ (MPa)	$\sigma s < \overline{\sigma s}$
0,42	15	condition vérifiée	10,62	201,63	CV

III.1.7 Vérification de la contrainte de cisaillement du béton

Type de fissuration : préjudiciable

Tableau III.1.6: Vérification des contraintes de cisaillement de l'acrotère.

T (KN)	τ_u (MPa)	$\overline{\tau}$(MPa)	$\tau_u \leq \overline{\tau}$
12,54	0,016	2,5	**Condition vérifiée**

- Donc le béton seul reprend l'effort de cisaillement et les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

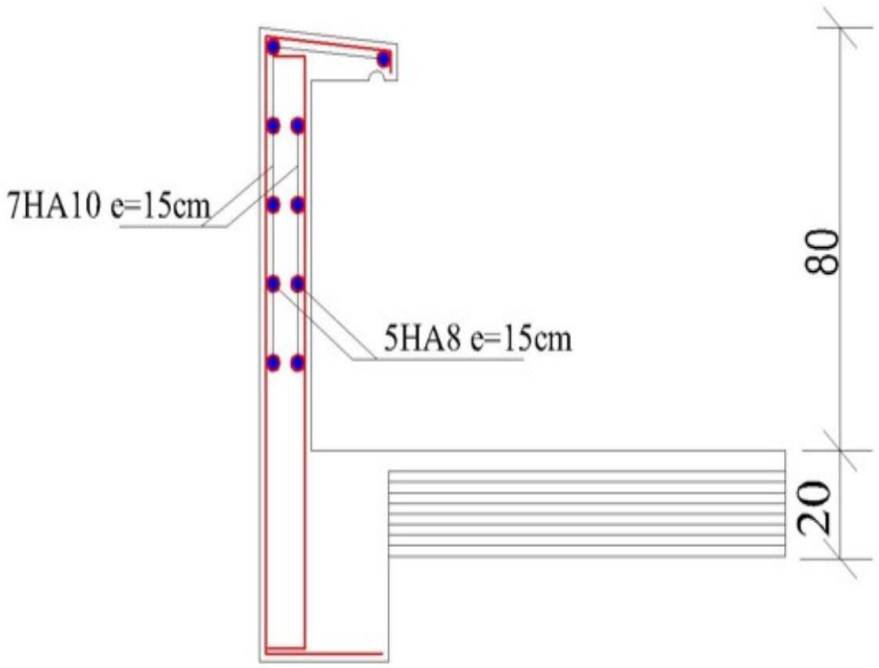


Figure III.1.4: Ferraillage de l'acrotère.

III.2 Plancher corps creux

Généralement le plancher est constitué de :

- Poutrelles préfabriquées en béton armé, disposées parallèlement de 65 cm d'espacement.
- Entrevous (corps creux) en béton de forme adaptée aux poutrelles.
- Une dalle de compression supérieure en béton de 4cm d'épaisseur, coulée sur l'ensemble poutrelles entrevous qui tient lieu de coffrage (coulé sur place).

Le calcul des planchers se fait exclusivement sous l'action des charges verticales, et pour les planchers à corps creux, le calcul se fera pour deux éléments :

- La dalle de compression ;
- Les poutrelles.

III.2.1 La dalle de compression « CBA93 B.6.8.4.2.3 »

Les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser :

- 20 cm : pour les armatures perpendiculaires aux nervures($A_\perp$).
- 33 cm : pour les armatures paralleles aux nervures ($A_{//}$).

La section minimale des armatures doit être :

$$\begin{cases} (A_\perp) \geq \frac{4L}{fe} & \text{Pour } 50\text{ cm} \leq L \leq 80\text{ cm} \\ (A_{//}) \geq \frac{A\perp}{2} \end{cases}$$

Avec : **L** : espacements entre axes des nervures = 65 cm.

$\mathbf{f_e}$: La limite d'élasticité de treillis soudé = 520MPa.

Tableau III.2.1: Armatures de la dalle de compression.

	$A_\perp$ (cm²/ml)	$A_{//}$ (cm²/ml)
Calculée	$A_\perp \geq 0{,}5$	$A_{//} \geq 0{,}25$
choisie	5Ø5=0,98	5Ø5=0,98
On adoptera un treillis soudé de maille (20x20) cm²		

- Schéma de ferraillage du treillis soudé au niveau des planchers

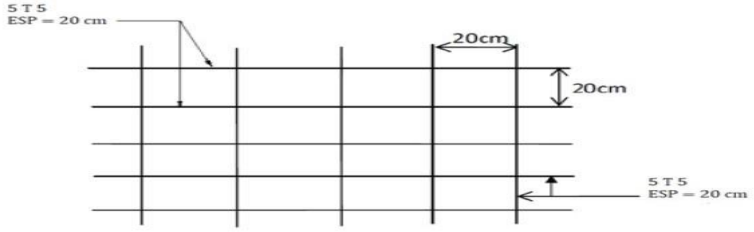


Figure III.5: Disposition des armatures de la table de compression (5cm d'épaisseur).

III.2.2 Les poutrelles

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

- Avant coulage.
- Après coulage.

III.2.2.a Avant coulage

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

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

Q = max [1 KN ; 0,5L = 1,85] = 1,85 KN

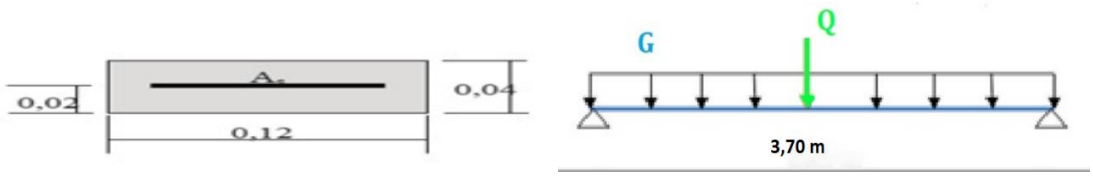


Figure III.6: Schématisation de la poutrelle avant coulage.

Tableau III.2.2: les charges de la poutrelle avant coulage.

La travée L (m)	Q (kN)	G (kN/ml)	
		poids de poutrelle	poids du corps creux
3,70	1,85	0,12*0,04*25 = 0,12	0,65*1 = 0,65
		0,77	

Calcul des étaiements :

Vérification de la flèche : $f < \bar{f}$

$$f = \frac{5*GL^4}{384\times EI} + \frac{QI^3}{48EI}$$

Avec :

- f_Q : Une flèche due a la charge concentrée de l'ouvrier Q = max [1 KN ; 0.5L]
- f_G : Une flèche due a la charge répartie
- P_G = poids propre de poutrelle + poids de corps creux

$\bar{f} = \frac{L\,(cm)}{500}$ si $L \leq 5$ (m)

$f = \frac{5*GL^4}{384\times EI} + \frac{QI^3}{48EI} = \frac{5*0{,}77*3700^4}{384*12102{,}94*6{,}4*10^5} + \frac{2{,}60*3700^3}{48*12102{,}94*6{,}4*10^5}$

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

N° des étaiments	Longueur de travée (mm)	G (KN)	Q (KN)	f (mm)	$\bar{f}$ (mm)	$f < \bar{f}$
0	3700	0,77	1,85	299,73	7,40	**Condition non vérifiée**
1	1850	0,77	1	18,73	3,7	**Condition non vérifiée**
2	1233	0,77	1	3,7	2,47	**Condition non vérifiée**
3	925	0,77	1	1,17	1,85	**Condition vérifiée**

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

III.2.2.b Après coulage

Apres coulage de la dalle de compression, la poutrelle est considérée continue sur plusieurs appuis, encastrée partiellement par ces deux extrémités, elle sera soumise à des charges uniformément reparties.

Dans cette étape, l'ensemble des poutrelles est considéré comme une poutre continue. 4 typa de poutres continues sont à envisage :

- Type 1 : 6 travées (travée de 2,4 m ; 2,4 m ; 2,8 m ; 2,8 m ; 2,6 m et 2,6 m) ;
- Type 2 : 4 travées (travée de 3,7 m ; 2 m ; 2,6 m et 2,6 m) ;
- Type 3 : 4 travées (travée de 2,8 m ; 2,8 m ; 2,6 m et 2,6 m) ;
- Type 4 : 4 travées (travée de 3,7 m ; 2 m ; 2,6 m et 2,6 m).

III.2.2.b.1 Evaluation des charges et surcharges

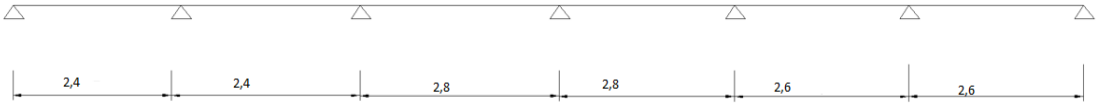
Tableau III.2.4: Actions de calcul des poutrelles après coulage

Niveau	G (kN/m)	Q (kN/m)	q_u (kN/m)	q_{ser} (kN/m)
Terrasse	7.06*0,65=4,589	1*0.65=0,650	**7,17**	**5,239**
Plancher courant	5,96*0,65=3,874	1,5*0.65=0,975	**6.692**	**4.849**

III.2.2.b.2 Sollicitations de calcul

On à choisie le type le plus défavorable

❖ **1er Type : Poutrelles à six travées**



➢ **La méthode forfaitaire**

Vérification des conditions de la méthode forfaitaire :

Elle s'applique aux plancher à surcharge d'exploitation modérées,

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

Le moment d'inertie des sections transversales est le même dans les déférentes travées Le rapport de deux portées successives des différentes travées est compris entre 0,8 et 1,25

$\frac{Li}{Li+1} = \frac{2,4}{2,4} = 1$ (condition vérifier)

La fissuration est non préjudiciable (peu nuisible). (Condition vérifiée)

Donc la méthode forfaitaire est applicable.

➢ **Exposé de la méthode forfaitaire**

Tableau.III.2.5 : Calcul du moment et effort tranchant des poutrelles à Plancher Terrasse à l'ELU.

Travées	α (°)	L (m)	M_0 (KN. m)	M_w (KN. m)	M_e (KN. m)	M_t (KN. m)	T_w (KN)	T_e (KN)
Travée 1	0,20	2,4	5,16	1,03	2,58	3,61	7,95	-9,24
Travée 2		2,4	5,16	2,8	2,06	3,09	8,81	-8,38
Travée 3		2,8	7,02	2,81	2,81	4,56	10,03	-10,03
Travée 4		2,8	7,02	2,81	2,81	4,56	10,03	-10,03
Travée 5		2,6	6,05	2,42	3,02	3,74	9,08	-9,55
Travée 6		2,6	6,05	3,02	1,21	4,24	10,02	-8,62

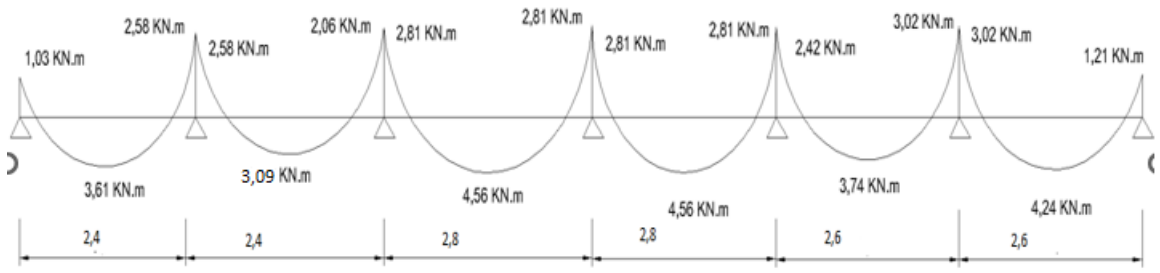


Figure III.6.1: Diagramme de moment à l'ELU du plancher terrasse.

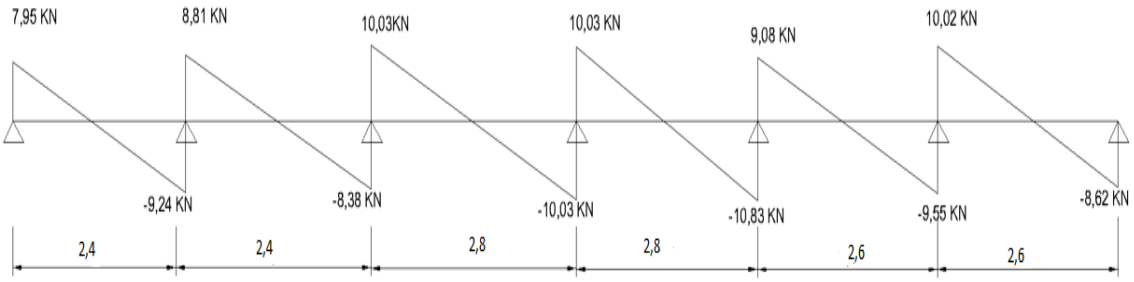


Figure III.6.2: Diagramme d'effort tranchant à l'ELU du plancher Terrasse.

Tableau.III.2.6 : Calcul du moment des poutrelles à Plancher Terrasse à l'ELS.

Travées	α (°)	L (m)	M_0 (kN. m)	M_w (kN. m)	M_e (kN. m)	M_t (kN. m)
Travée 1	0,20	2,4	3,77	0,75	1,88	2,64
Travée 2		2,4	3,77	1,88	1,5	2,26
Travée 3		2,8	5,13	2,05	2,05	3,33
Travée 4		2,8	5,13	2,05	2,05	3,33
Travée 5		2,6	4,42	1,77	2,21	2,65
Travée 6		2,6	4,42	2,21	0,88	3,06

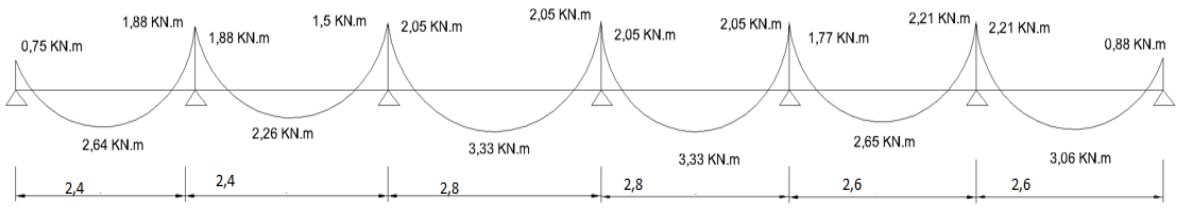


Figure III.6.3: Diagramme de moment à l'ELS du plancher Terrasse.

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

Travées	α (°)	L (m)	M_0 (kN. m)	M_w (kN. m)	M_e (kN. m)	M_t (kN. m)	T_w (KN)	T_e (KN)
Travée 1	20	2.4	4.81	0.96	2.4	3.42	7.42	-8.63
Travée 2		2.4	4.81	2.40	1.92	2.94	8.23	-7.83
Travée 3		2.8	6.55	2.62	2.62	4.33	9.36	-9.36
Travée 4		2.8	6.55	2.62	2.62	4.33	9.36	-9.36
Travée 5		2.6	5.65	2.26	2.82	3.56	8.48	-8.91
Travée 6		2.6	5.65	2.82	1.13	4.01	9.35	-8.04

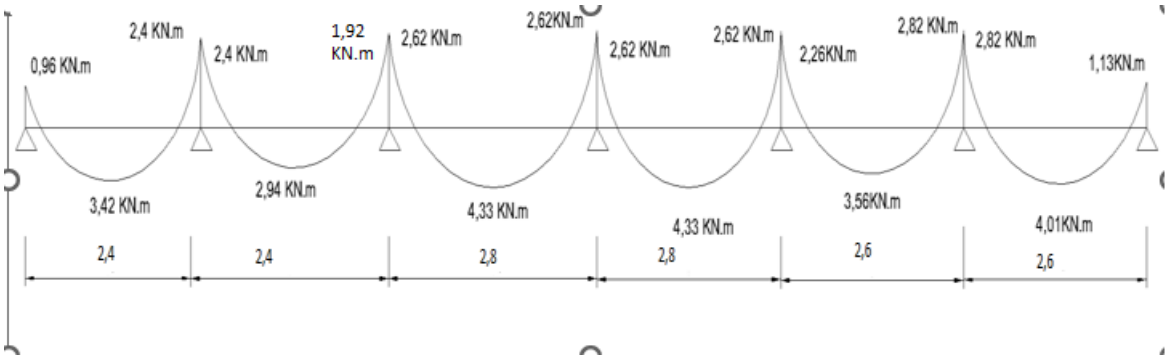


Figure III.6.4: Diagramme de moment à l'ELU du plancher courant.

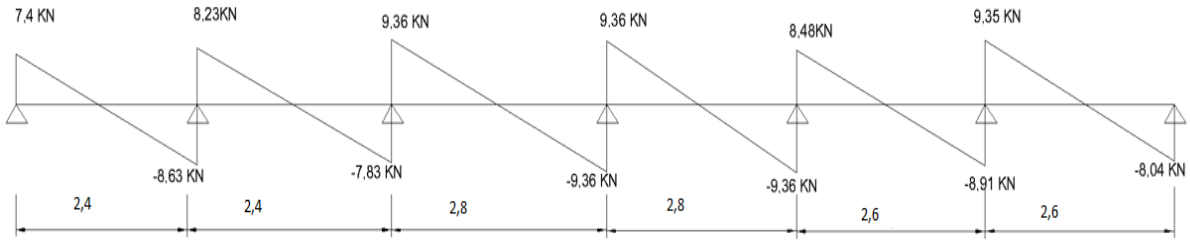


Figure III.6.5: Diagramme de moment à l'ELU du plancher courant.

Tableau.III.2.8 : Calcul du moment des poutrelles à Plancher courant à l'ELS.

Travées	α (°)	L (m)	M_0 (kN. m)	M_w (kN. m)	M_e (kN. m)	M_t (kN. m)
Travée 1	0,14	2,4	3,49	0,69	1,74	2,47
Travée 2		2,4	3,49	1,74	1,39	2,13
Travée 3		2,8	4,75	1,90	1,90	3,13
Travée 4		2,8	4,75	1,90	1,90	3,13
Travée 5		2,6	4,09	1,63	2,04	2,45
Travée 6		2,6	4,09	2,04	0,81	2,86

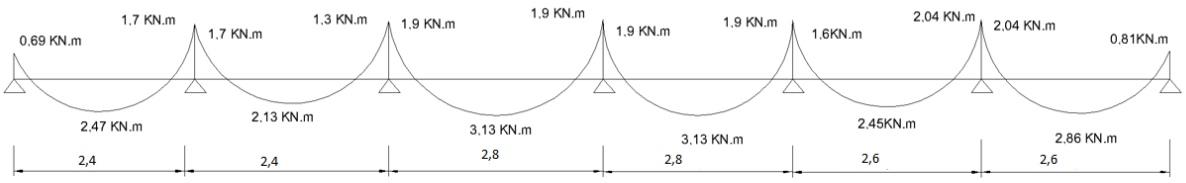


Figure III.6.6: Diagramme de moment à l'ELS du plancher Terrasse.

➢ **Méthode de Caquot**

Tableau.III.2.9 : Calcul du moment et effort tranchant et des poutrelles à courante à l'ELU.

Travées	L (m)	L' (m)	M_0 (kN. m)	M_w (kN. m)	M_e (kN. m)	M_t (kN. m)	T_w (KN)	T_e (KN)
Travée 1	3,70	3,70	11,45	2,29	8,13	6,24	10,80	-13,96
Travée 2	2,0	1,60	2,14	8,13	2,80	-3,32	9,35	-4,02
Travée 3	2,60	2,08	3,61	2,80	4,47	- 0,01	8,05	-9,34
Travée 4	2,60	2,60	5,65	4,47	1,13	2 ,06	9,98	-7,47

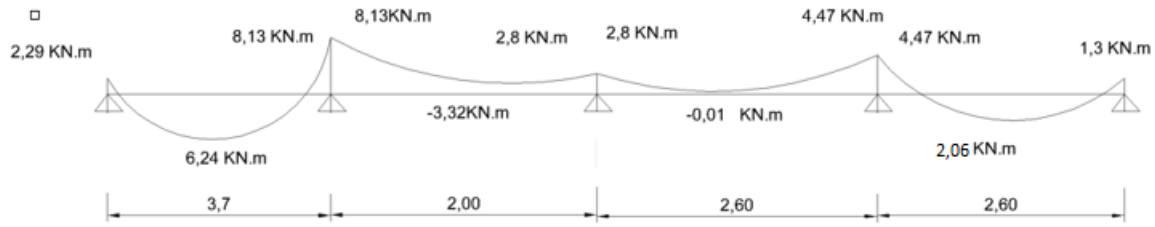


Figure III.6.7: Diagramme de moment à l'ELU du plancher Courant.

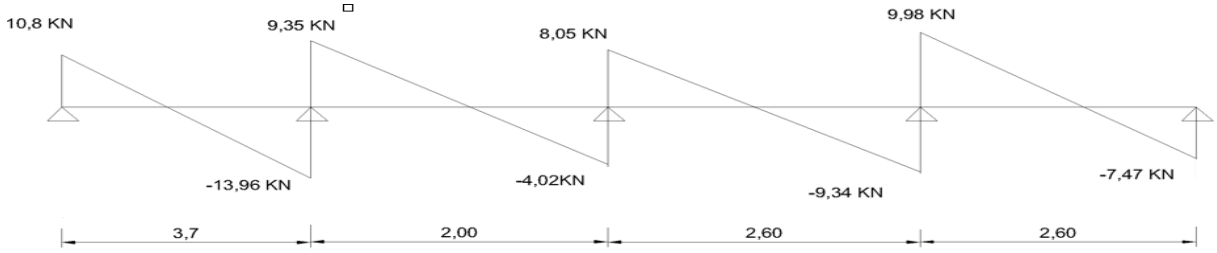


Figure III.6.8 : Diagramme d'effort tranchant à l'ELU du plancher Courant.

Tableau.III.2.10 : Calcul du moment des poutrelles à Plancher courant à l'ELS.

Travées	L (m)	L' (m)	M_0 (kN. m)	M_w (kN. m)	M_e (kN. m)	M_t (kN. m)
Travée 1	3,70	3,70	8,29	1,65	5,89	4,52
Travée 2	2,00	1,60	1,55	5,89	2,02	-2,40
Travée 3	2,60	2,08	2,62	2,02	3,23	-0,01
Travée 4	2,60	2,60	4,09	3,23	0,81	2,06

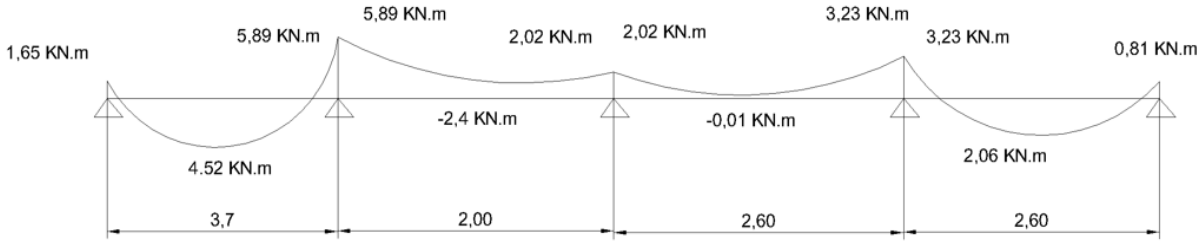


Figure III.6.9 : Diagramme de moment à l'ELS du plancher Courant.

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

Travées	L (m)	L' (m)	M_0 (kN. m)	M_w (kN. m)	M_e (kN. m)	M_t (kN. m)	T_w (KN)	T_e (KN)
Travée 1	3,70	3,70	12,26	2,45	8,71	6,68	11,57	-14,95
Travée 2	2,00	1,60	2,29	8,71	3,00	-3,56	10,02	-4,31
Travée 3	2,60	2,08	3,87	3,00	4,78	- 0,01	8,63	- 10,00
Travée 4	2,60	2,60	6,05	4,78	1,21	3,05	10,69	-7,94

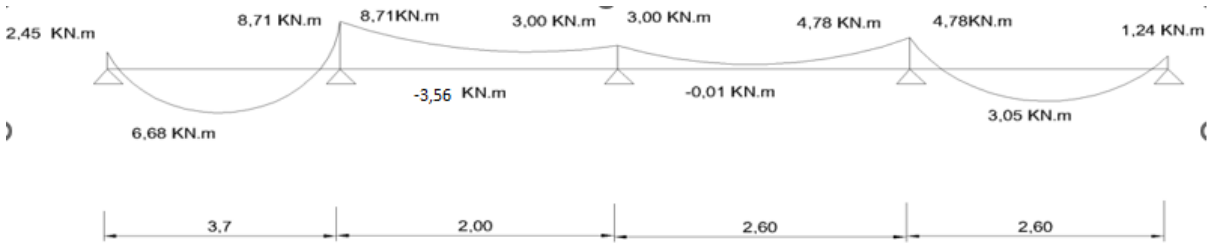


Figure III.6.10: diagramme du moment des poutrelles à Terrasse à l'ELU.

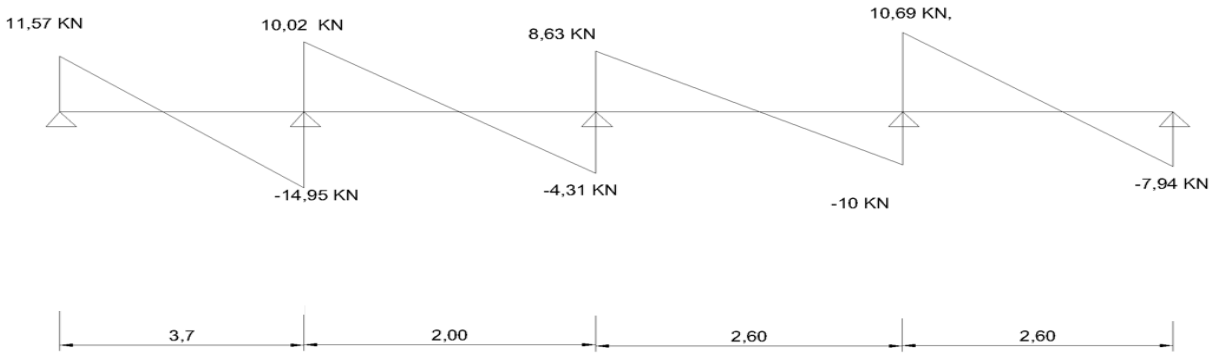


Figure III.6.11: diagramme d'effort tranchant des poutrelles à Terrasse à l'ELU.

Tableau.III.2.12 : Calcul du moment des poutrelles à Terrasse à l'ELS.

Travées	L (m)	L' (m)	M_0 (kN. m)	M_w (kN. m)	M_e (kN. m)	M_t (kN. m)
Travée 1	3,70	3,70	8,96	1,79	6,36	4,88
Travée 2	2,00	1,60	1,67	6,36	2,19	-2,60
Travée 3	2,60	2,12	2,83	2,19	3,49	-0,01
Travée 4	2,60	2,60	4,42	3,49	0,88	2,23

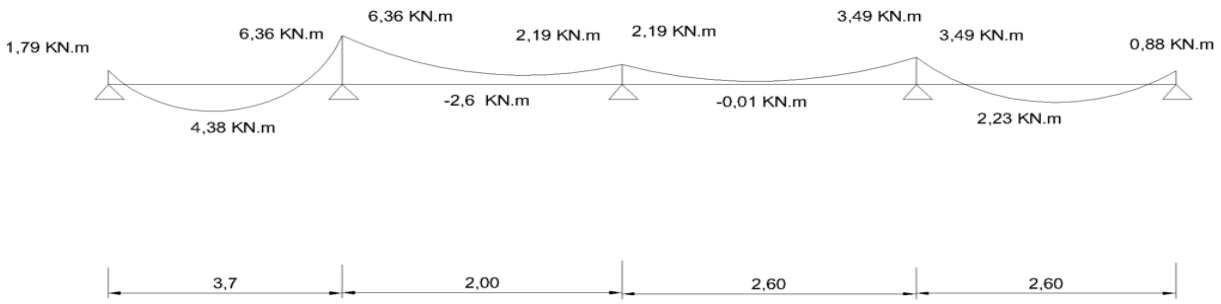


Figure III.6.12: Diagramme du moment des poutrelles à Terrasse à l'ELS.

Récapitulations

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

	E.L.U			E.L.S	
	Ma (kN.m)	**Mtu (kN.m)**	**Tu (kN)**	**Maser (kN.m)**	**Mt ser (kN.m)**
Sollicitations	8,13	6,24	10,80	5,82	4,52
Référence	Type-2-	Type-2-	Type-2-	Type-2-	Type-2-

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

	E.L.U			E.L.S	
	Mau (KN.m)	**Mtu (KN.m)**	**Tu (KN)**	**Ma ser (KN.m)**	**Mt ser (KN.m)**
Sollicitations	8,71	6,68	14,95	6,36	4,88
Référence	Type-2-	Type-2-	Type-2-	Type-2-	Type-2-

III.2.2.b.3 Calcul du ferraillage

- **Armatures longitudinales**

Ferraillage est calculé en flexion simple :

- Pour le moment positif (en travée) la section transversale de calcul sera la section en T.
- Pour le moment négatif (aux appuis) la section transversale de calcul sera la section Rectangulaire dont les dimensions sont mentionnées ci-dessous :

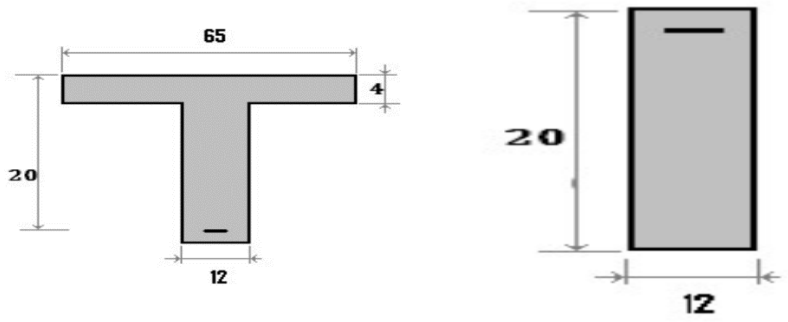


Figure III.7: les sections considérées pour le calcul des ferraillages En travée (à gauche); En appui (à droite).

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

		En travée	Aux appuis
E L U	**M_u (KN.m)**	6,68	8,71
	M_u (KN.m)	$M_0 =, b.h_0.\sigma_{badm} (d - \frac{h0}{2})$; M= 58,94 KN.m	
		$M_u < M_0$ ⟶ L'axe neutre appartient à la table ⟶ Etude d'une section rectangulaire (b*h) = (65*20) ⟶ Calcul en flexion simple	$M_u < M_0$ ⟶ L'axe neutre Appartient à la table ⟶ Etude d'une section rectangulaire (b*h) = (12*20) ⟶ Calcul en flexion simple
	μ	0,022	0,158
	μ_l	0,392	
	$\mu < \mu_l$	Condition vérifiée	Condition vérifiée
	β	0,989	0,914
	A(cm^2)	1,078	1,521
	Le chois A	2HA10 = 1,57 cm^2	2HA10=1,57 Cm^2
E L S	**M_{ser} (kN.m)**	4,88	6,36
	σ_{badm}	15	
	Y_1 (cm)	3,9	7,78
	I_G (cm^4)	8273	5597
	K(N/cm^3)	58,98	113,6
	σ_b (MPa)	2,29	8,84
	$\sigma_b \leq \sigma_{badm}$	Condition vérifiée	Condition vérifiée

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

Tableau III.2.16: Ferraillages longitudinaux des poutrelles.

Section d'armature	**En travée**	**Aux appuis**
	2HA10 = 1,57 cm²	2HA10 =1,57 cm²

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

$\emptyset_t$ (mm)	A_t (cm^2)	Le chois A_t (cm^2)	S_t (cm)	$A_{t\,min}$ (cm^2)	$A_t \geq A_{t\,min}$
6	0.56	2ϕ6 =0.56	15	0.56	**Condition vérifiée**

III.2.2.b.4 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)**	**$T_u \leq T_{adm}$**
14,95	0.692	3,33	**Condition vérifiée**

III.2.2.b.5 Vérifications préliminaires de la flèche « Annexe B »

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

1er Condition	**2eme condition**
$\frac{h}{L} \geq \frac{Mt}{15xM0}$	$\frac{A}{(b0*d)} \leq \frac{3,6}{fe}$
$0.05 \geq 0.036$	$0.007 \leq 0.009$
Condition vérifier	**Condition vérifier**

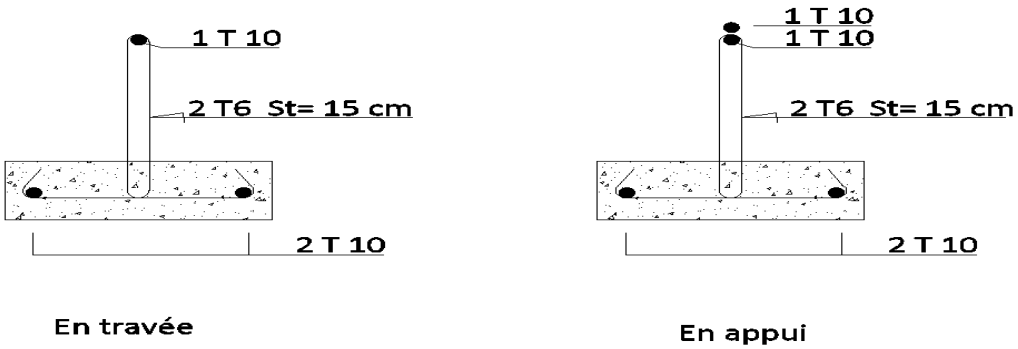


Figure III.8 : Ferraillage des poutrelles en zone d'appui (droite),en travée (gouche).

III.3 Les escaliers

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

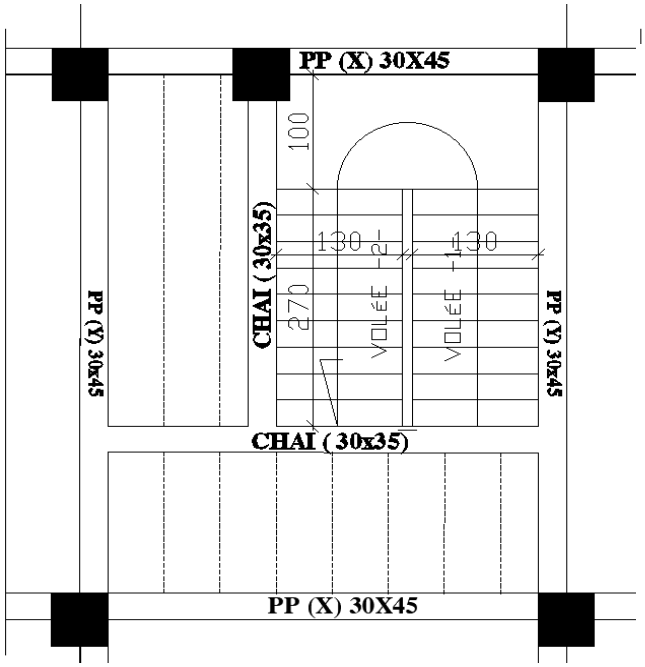


Figure III.9: Schéma de l'escalier.

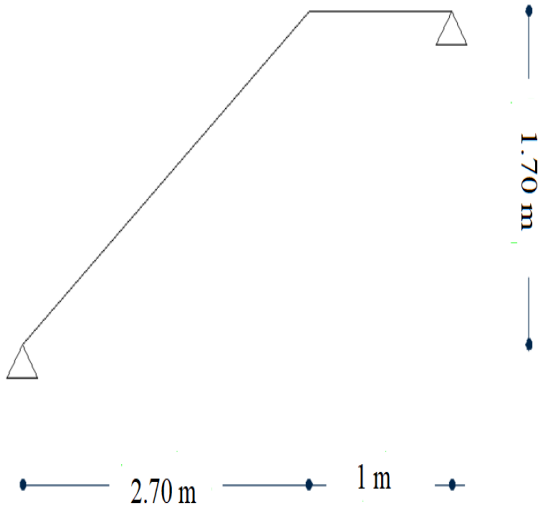


Figure III.10 : Schéma statique de l'escalier.

III.3.1 Dimensionnement

On a un seul type d'escalier droit à 2 volées avec 1 paliers intermédiaires.

III.3.1.1 Pré dimensionnement :

Et puisque (H= 1,7 m ; L= 2,70 m)

Calcul de l'angle d'inclinaison α :

$\alpha = \text{arctg}\left(\frac{1,7}{2,70}\right) = 32,19$

Calcul de longueur de la paillasse :

$L_0 = \frac{1,7}{\sin \alpha} = \frac{1,7}{\sin 33.63} = 3,19$ m

L'épaisseur de la paillasse « ep » :

$\frac{L}{35} \leq e_p \leq \frac{L}{30}$ Avec $L=L_0+1$ $L=4,19$

$\frac{419}{30} \leq e_p \leq \frac{419}{20}$ $\mathbf{14 \leq e_p \leq 21}$ Donc : $\mathbf{e_p = 15}$

III.3.2 Evaluation des charges et surcharges

III.3.2.a Charges permanentes

Tableau III.3.1: Charge permanente de la paillasse de l'escalier **« DTR B.C. 2.2 ».**

N_0	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	4,5
6	Enduit en ciment	0,02	18	0,36
Charge permanente				**8,33**

Tableau III.3.2: Charge permanente du palier de repos de l'escalier **« DTR B.C. 2.2 ».**

N_0	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m^3)	Poids surfacique (kN/m^2)
1	Carrelage	0,02	20	0,40
2	Lit de sable	0,03	18	0,54
3	Mortier de pose	0,02	20	0,40
4	Poids propre du palier	0,15	25	3,75
5	Enduit en ciment	0,02	18	0,36
Charge permanente				**5,45**

II.3.2.b Surcharge d'exploitation

Selon **« DTR B.C. 2.2 ART 7.2 »**

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

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

III.3.3 Détermination des sollicitations :

E.L.U: $P_u = 1{,}35.\ G+1{,}5.\ Q$ **E.L.S :** $P_{ser} = G+Q$

Les résultats sont résumés dans les tableaux suivants :

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

	G (kN/ml)	Q (kN/ml)	P_U (kN/ml)	P_{ser} (kN/ml)
Palier	5,45	2,5	11,108	7,95
Paillasse	8,33	2,5	14,996	10,83

III.3.3.1 Détermination des efforts : [Art 7.2.1]

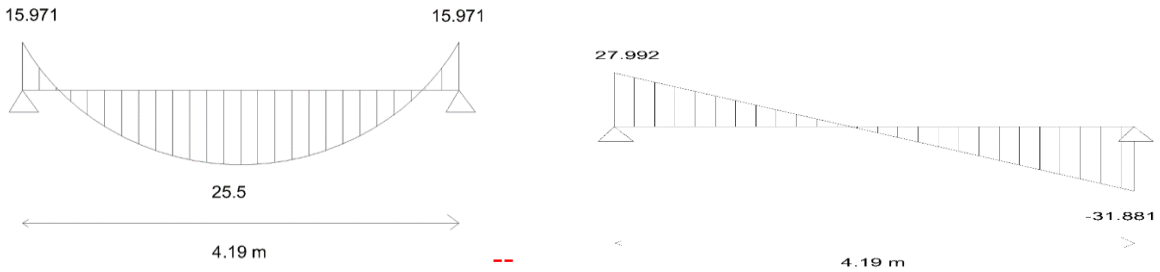


Figure III.11 : Schéma statique des efforts du l'escalier à l'ELU.

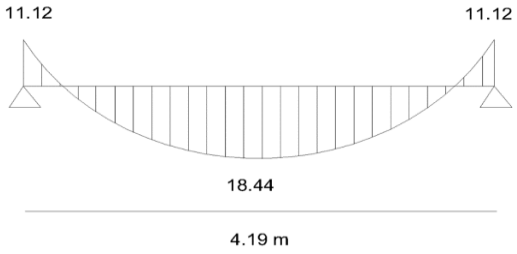


Figure III.12 : Schéma statique des efforts du l'escalier à l'ELS.

III.3.4 Ferraillage des escaliers

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

Tableau III.3.4: Les données.

Béton	f_{c28} = 25 MPa	γ_b = 1,5	σ_{bc} = 14,2 MPa	c = 2,5 cm
	f_{t28} = 2,1 MPa	b = 100 cm	h = 15 cm	d=12,5 cm
Acier	FeE 400	f_e = 400MPa	γ_s = 1,15	σ_s = 348 MPa

Tableau III.3.5: 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	25,554	0,116	0,938	6,263	0,00	**6 HA12= 6,78**
En appuis	15,972	0,072	0,963	3,814	**0**,00	**4HA12= 4,52**

Tableau III.3.6 : Espacement d'acier de l'escalier.

	St (cm)	$\overline{St}$ (Cm)	St (cm) < $\overline{St}$ (cm)
En travée	15	33	**Condition vérifiée**
En appuis	15	45	**Condition vérifiée**

III.3.4.1 Condition de non fragilité

On vérifie que : $A \geq A_{min}$

En travées : $A = 6,78\ cm^2 \geq A_{min} = 1,50\ cm^2$ (Condition vérifiée)

En appuis : $A = 6,78\ cm^2 \geq A_{min} = 1,50\ cm^2$ (Condition vérifiée)

III.3.5 Armatures de répartition

Tableau III.3.7 : Section d'armatures de répartition dans l'escalier.

	$A_{rép}$ = A/4 (cm^2)	$A_{adoptée}$ (cm^2)	St (cm)	$\overline{St}$(cm)	St (cm) < $\overline{St}$ (cm)
En travée	1,695	4Ø10=3,14 cm²	15	33	**Condition vérifiée**
En appuis	1,13	4Ø10 = 3,14cm²	15	45	**Condition vérifiée**

III.3.6 Vérification des contraintes normales « C.B.A93 Article A.4.5.3 »

La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc on ne doit vérifier que : $\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$

Tableau III.3.8 : Vérification du ferraillage de l'escalier à l'E.L.S.

	En travées	En appuis
A (cm^2)	6,78	6,78
M_{ser} (kN.m)	18,442	11,556
Y (cm)	4,1	4,1
I (cm^4)	9472	9472
$\overline{\sigma_b}$ (MPa)	**15**	
$\overline{\sigma_b}$ (MPa)	8	5
$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$	**Condition vérifiée**	**Condition vérifiée**

III.3.7 Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU « C.B.A Article A.5.1»

Type de fissuration : peu nuisible.

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

Section (cm^2)	T(KN)	τ (MPa)	$\bar{\tau}$ (MPa)	$\tau \leq \tau$
100 × 15	31,881	0,25	3,33	**Condition vérifiée**

III.3.8 Vérification de la flèche « C.B.A93 B.6.5 »

Le calcul de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions ci-après sont vérifiées

(Annexe B)

$\frac{h}{L} > \frac{1}{20} \text{ X } \frac{Mt}{Mo}$ $\qquad$ $\frac{A}{b\ x\ d} \leq \frac{4,2}{fe}$ $\qquad$ $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$

Tableau III.3.10 : Vérification de la flèche.

1ier condition		2eme condition		3eme condition	
0,036	0,040	0,005	0,01	0,036	0,062
Condition non vérifiée		**Condition vérifiée**		**Condition non vérifiée**	

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

Il faut avoir : $\Delta f_t \leq f_{limite}$ (ANNEXE A)

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

A (cm^2)	M (KN.m)	ρ%	σs (MPa)	μ	y(cm)	I_0 (cm^4)
6,78	18,442	0,5	243,95	0,5	8,26	33615,83
I_{fi} (cm^4)	I_{fv} (cm^4)	Fi (mm)	F_v (mm)	ΔF (mm)	$\bar{F}$(mm)	$\Delta F < \bar{F}$
12547,3	20787,65	8,02	14,52	6,5	8,38	Condition vérifiée

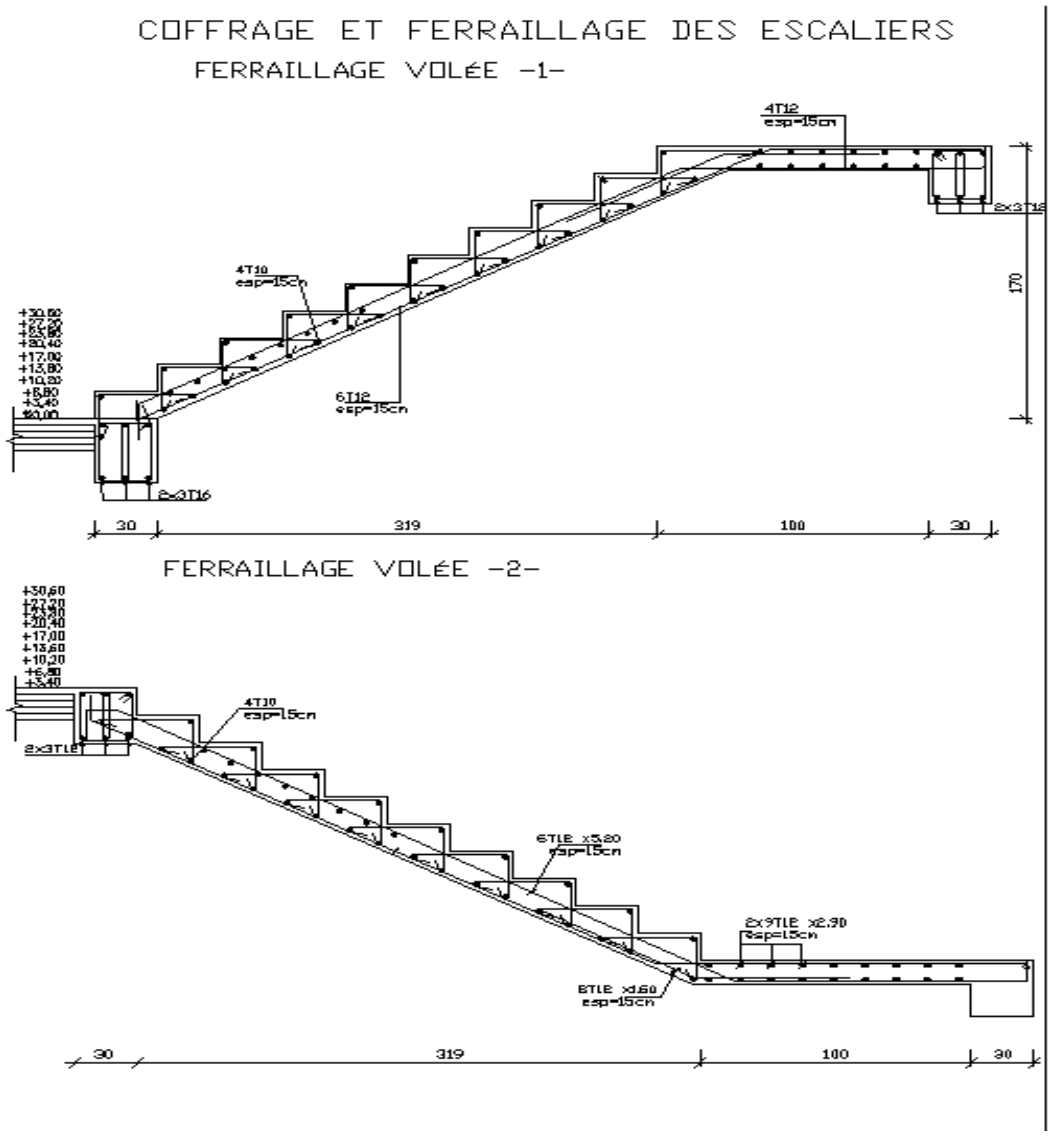


Figure III.13 : ferraillage de l'escalier.

III.3.9 Calcul de la poutre palière

La poutre palière : c'est une poutre partiellement encastrée à l'extrémité dans les poteaux, Elle sera calculée en flexion simple. Elle a une section (b * h).

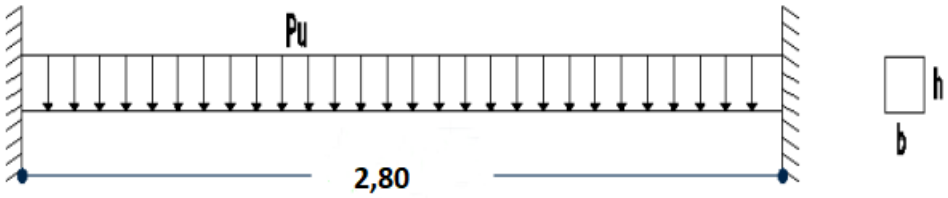


Figure III.14 : Dimensionnement de la poutre palière.

III.3.9.1 Pré dimensionnement

La longueur de la poutre : L =2,80 m

L/ 15 ≤ h ≤ L /10 => 18,66cm ≤ h ≤ 28 cm on prend h=30 cm

0,3h ≤ b ≤ 0,7h => 9 cm ≤ b ≤ 21 cm on prend b=30 cm.

On adopte : (b x h) = (30 x 30) cm²

III.3.9.2. Vérification des prescriptions du RPA 99 V 2003 :

b = 30 cm ≥ 30cm …… Condition vérifiée

h = 30cm ≥ 30cm …… Condition vérifiée

h /b = 1 < 4 …… Condition vérifiée

III.3.10 Evaluation des charges :

Poids propre de la poutre palière : pp = 0.3*0.3*25 = 2,25 KN/ml

Poids de double cloison 1,1*2,52=2,772 KN/ml

G_T = 5,022

Réaction d'escalier : Ru = 27,992 KN ; Rser = 20.153 KN

Donc :

ELU : Pu = 1,35XG_T+R_u= 1 ,35x5,022+27,992= 34.77 KN/ml

ELS : Pser = G_T+R_{ser} = 25,175 KN/ml

III.3.11 Ferraillage des poutres paliers en L'ELU

Armatures longitudinales :

Le calcul des armatures longitudinales s'effectue en flexion simple à l'état limite ultime.

Acier : Acier : FeE400 ; γs = 1,15 ; σs = 348 MPa

Béton : fc28 = 25 MPa ; γb = 1,5 ; σb = 14,2 MPa

b=30cm, h=30cm, d=27,5cm, c=2,5cm, (fissuration peu nuisible)

Tableau III.3.12: Ferraillage de la poutre palière.

	M (kN.m)	μ	β	A (cm^2)	A' (Cm^2)	A_{adp} (cm^2)	A (cm^2)
En travée	11,35	0,036	0,982	1,23	0	3HA12	**3,39**
En appuis	22,71	0,074	0,962	2,51	0	3HA12	**3,39**

III.3.12 Vérification solen RPA 99 V 2003 : [Art 7.5.2.1]

Amin = 0.5%*b*h

Amax = 4%*b*h……. Zone courante

Amax = 6%*b*h …… Zone de recouvrement

Amin = 0.5%*30*30 = 4,5 cm² ; A max = 4%*30*30= 36 cm²

III.3.13 Vérification de compression dans la bielle de béton

Vu ≤ 0.4 ($\frac{fc28}{\gamma b}$) b_0.a

a = min [b-c-2 = 25,5 ; 0.9*d =24,75] = 24,75cm

47,33 ≤ 0.4 ($\frac{28}{1,5}$) 300 x 247,5 = 495 KN ……...CV

3,39 cm² ≥ ($\frac{48,68*1,15}{400}$) =1,36cm²

III.3.14 Vérification de l'effort tranchant

Les étapes des calcules dans annexe F

Tableau III.13 : Vérification de l'effort tranchant.

Section	T (kN)	$\tau\ (MPa)$	$\bar{\tau}\ (MPa)$	$\tau \leq \bar{\tau}$
30X30	48,68	0,59	3,33	**Condition vérifier**

III.3.15 Armatures transversales

a. Diamètre des armatures transversales ϕt : [Art A.6.4.2]

Les étapes des calcules dans annexe F

Tableau III.3.14 : Détermination des Armatures transversales.

T_u (kN)	τ_u (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	Vérification	a_t	A_t	ϕ_t	A_t
48,68	0,59	3,33	CV	0,57	2,009	8	4HA8=2,01

III.3.16 Vérification au voisinage de l'appui

$\sigma m = (\frac{2*Vu}{a*b0}) = \frac{2*48,68}{300*255} *10^3 = 1,27$ MPA

$\overline{\sigma m} = (\frac{0,8\, fc28}{\gamma s}) = \frac{0,8 * 25}{1,15}$ = 17,39 MPA

σm = 1,27 MPA ≤ $\overline{\sigma m}$ = 17,39 MPA …… Condition vérifiée

III.3.17 Vérification de la flèche

$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \longrightarrow \frac{30}{280} = 0,107 \geq \frac{1}{16} = 0,0625$…… Condition vérifiée

$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \times \frac{Mt}{M0} \longrightarrow \frac{30}{280} = 0,107 \geq \frac{1}{10} \times \frac{8,22}{23,052} = 0,035$…….. Condition vérifiée

$\frac{A}{b0*d} \leq \frac{4,2}{fe} \longrightarrow \frac{3.39}{30*27,5} = 0,0041 \leq \frac{4,2}{400} = 0,0105$ …… Condition vérifiée

III.4 Conclusion

la fléche vérifier

En traviée En appui

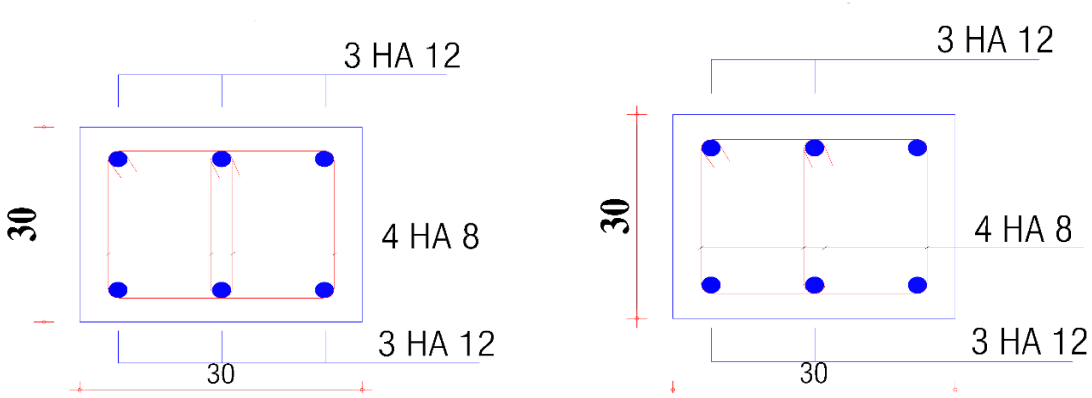


Figure III.15 : Ferraillage de la poutre palière.

III.4 Dalle pleine

III.4.1 Définition

Les dalles pleines sont des éléments minces et planes dont la largeur est supérieure à L'épaisseur, reposant sur 2,3, ou 4 appuis avec ou sans continuité.

On distingue plusieurs types de dalle pleine de formes régulière et irrégulière.

- **Critère de résistance**

Dalle reposant sur 3 ou 4 appuis (Lx / 45) ≤ ep ≤ (Lx /40)

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

  Pour le cas de notre structure, on a : L = 5,60 m.

  560/45 ≤ ep ≤ 560/40

  12,44cm ≤ ep ≤14 cm

On adopter pour la dalle pleine : ep = 15 cm « **CBA ART A.5.2.3 »**

III.4.2 Évaluation des charges

III.4.2.a Charge permanentes

Tableau III.4.1: charge permanente du plancher TERASSE à dalle pleine « DTR B.C 2.2 ».

N	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m^3)	Poids surfacique (KN/m^2)
1	Gravillon roulé	0,04	20	0,80
2	Etanchéité multicouche	0,02	6	0,12
3	Papier kraft	-	-	0,05
4	Forme de pente	0.13	22	2.86
5	Film polyane	-	-	0,01
6	Isolation thermique	0,04	4	0,16
7	Pare vapeur	0,01	6	0,06
8	Plancher (dalle pleine)	0,15	25	3.75
9	Enduit plâtre	0,02	10	0,2
TOTAL				**8.01**

III.4.2.b Charge d'exploitation

Balcon : Q = 3,5 KN/m^2 « D.T.R B.C.2.2 Article 7.2 »

Plancher à dalle pleine : Q = 2,5 KN/m^2 « D.T.R B.C.2.2 »

III.4.3 Calcul des actions

Les résultats de calcul sont :

Tableau III.4.2: Les actions sur la dalle pleine.

		G (KN/m)	Q (KN/m)	P (KN/m)
Balcon	ELU	**8,01**	3,5	**16,06**
	ELS			**11,51**
Plancher à Dalle pleine	ELU		2,5	**14,56**
	ELS			**10,51**

Les types de dalles pleines :

- Type 1 : dalles pleines rectangulaires encastrées sur 3 cotés.
- Type 2 : dalles pleines rectangulaires encastrées sur 4 cotés.

On va étudier le type par la méthode des lignes de rupture, puis on adopte les moments les plus défavorables pour ferrailler.

III.4.4 Calcul du ferraillage

(Annexe c)

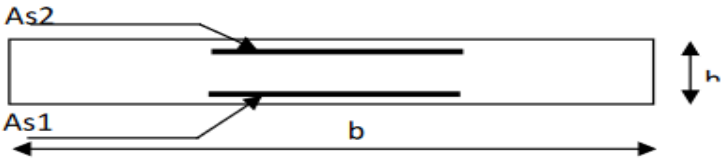


Figure III.16 : Section de calcul.

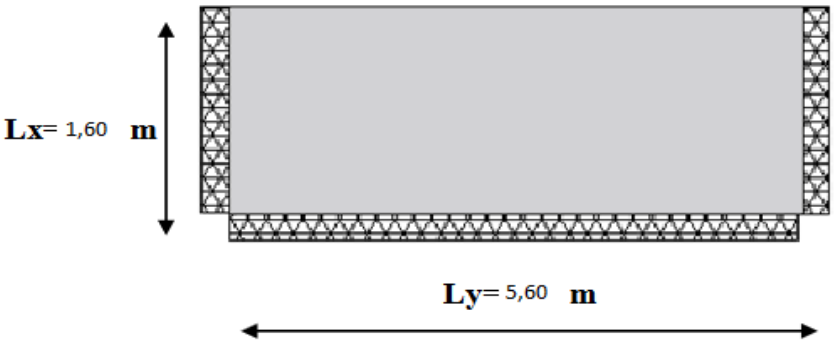


Figure III.17 : Dalles pleine rectangulaire encastrée sur 3 cotés.

Calcul les dalles :

- **Balcon :**

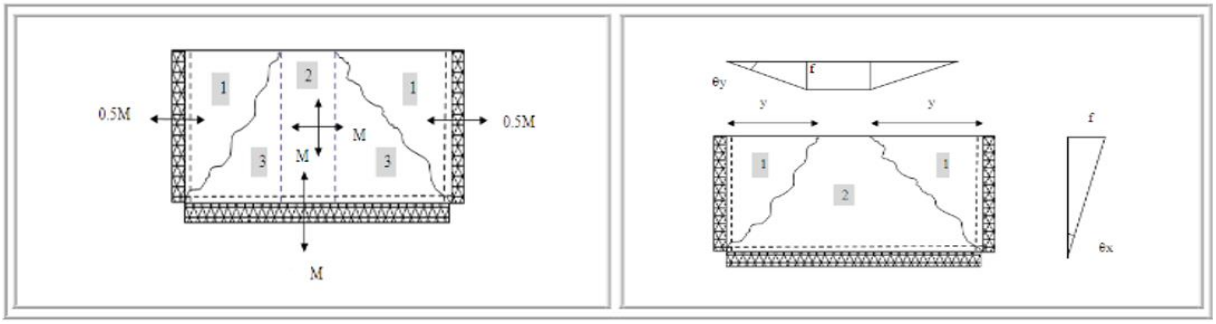


Figure III.18 : Les différentes étapes de calcul sur la dalle de type 1.

ELU :

Tableau III.4.3: Les valeurs du travail externe.

Eléments	Aire de chargement		déplacement de CG	P_u (KN/m)	travail externe = S.CG.P_U
1	2	0,8 y	f/3	16,06	8,56. y. f
2	8,96-3.2y		f/2		(71,94-25,69y).f
3	2	0,8 y	f/3		8,56. y. f
Σ					**(71,94-8,57 y). f**

Tableau III.4.4 : Les valeurs du travail interne.

Eléments		Moment de Rupture M	Longueur L	Rotation θ	Travail interne = M.L.θ
1	+	2 M	1,60	f/y	3,20. M. f/y
	-	2 0,5M	1,60	f/y	1,6. M. f/y
2	+	M	2 y	f/1,60	1,25. M.f. y
	-	M	5,60	f/1,60	3,5. M. f
				Σ	$(\frac{4,8}{y}+1,25.y+3,5).M.f$

∑Travaux externes = ∑Travaux internes

$(71,94-8,57\ y).\ f = (\frac{4,8}{y}+1,25.\ y+3,5).M.f \Rightarrow M = \frac{(71,94-8,57\ y)}{\frac{4,8}{y}+1,25.y+3,5}$

$\frac{dM}{dy} = -119,92\ y^2-82,272\ y+345,312 = 0$ et $0 < y \leq 1.65$ (m)

⇒ y =1,388m ⇒ M=6,907 (KN.m)

On remarque que le 3ème cas est le plus défavorable donc on adopte :

Mu=6,907 (KN.m) ⇒ Mt= 6,907(KN.m)

Ma= 3,453 (KN.m)

ELS :

Calcul pour la méthode forfaitaire

Q < min (2*G ; 5 kN/m²)=5 kN/m² (C.V)

- Un panneau rectangulaire (C.V)
- Une charge uniformément repartie (C.V)

⇒ Donc la méthode forfaitaire est applicable.

$$\rho = \frac{Lx}{Ly} = \frac{1,60}{5,60} = 0,28\ m$$

et 0,28 < 0,4 donc la dalle travaillant suivant une seule direction.

$M_0 = \frac{P_{ser} * Lx^2}{8} = \frac{11,51*(1,60)^2}{8} = 3,683$ KN.m

$M_t = 0,8\ M_0 = 0,8(3,683) = 2,946$ KN.m

$M_a = -0,5\ M_0 = -0,5\ (3,683) = -1,841$ KN.m

.

Tableau III.4.5 : Les données.

Béton	fc28 = 25 MPa	γb = 1.5	σbc = 14.2 MPa	e=2.5 cm
	ft28 = 2.1 MPa	b = 100 cm	h= 15 cm	
Acier	FeE400	fe=400Mpa	γs = 1.15	σs = 348 MPa

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

Tableau III.4.6 : Calcul des sections de la dalle.

	Mu kN.m	**μ**	**β**	**A cm²**	**Amin cm²**	**Achoisi**	**Afinal cm²**
Travée	6,91	0,033	0,983	1,61	1,50	4HA8	2,01
Appuis	3,45	0,016	0,992	0,79	1,50	4HA8	2,01

Tableau III.4.7 : Vérification à l'E.L.S.

	Mser kN.m	**$\overline{\sigma b}$ (MPa)**	**y1 (cm)**	**IG(cm⁴)**	**K (N/mm³)**	**σ_b (MPa)**	**$\sigma_b \leq \overline{\sigma b}$**
Travée	2,946	15,000	2,46	3535,39	0,083	2,041	**Oui**
Appuis	1,841	15,000	2,46	3535,39	0,052	1,279	**Oui**

III.4.5 Condition d'espacement :

(Appuis et travée) : St 25 cm ≤ St adm=min (3h=45cm ;33cm) = 33cm

- Armature de répartitions :

$A_{rép} \leq A_{principale}$ /4

Arép = 0.5025 cm²

Ø rép principal ⟹ Ø rep=6 mm; A rép = 2HA6 = 0,56cm²

(Appuis et travée) : St=50 cm ≤ St adm= min (4h = 60cm ; 45cm) = 60cm

$T = \frac{p*lx}{2} = \frac{16,06*1,60}{2}$ = 12,84 KN

$\tau u = \frac{T}{b*d} = \frac{12,84*10^3}{1000*125}$ = 0,102Mpa

$\overline{\tau u} = \frac{0,07*fc28}{\gamma b} = \frac{0,07*25}{1,5}$ =1,16 Mpa

$\tau_u \leq \overline{\tau u}$ (Condition vérifiée)

III.4.6 Vérification de la flèche

$Mx = Pu*Lx^2/8 = 16,06*1,60^2/8 = 5,139$ (KN.m)

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

1ere condition			2eme condition		
h/Lx	**$M_t/(20M_x)$**	**$h/Lx \geq M_t/(20M_x)$**	**ρ = At/(b*d)**	**2/fe (MPa)**	**ρ ≤ 2/fe**
0,093	0,067	C.V	0,0016	0,005	**C.V**

- **Plancher à dalle pleine :**

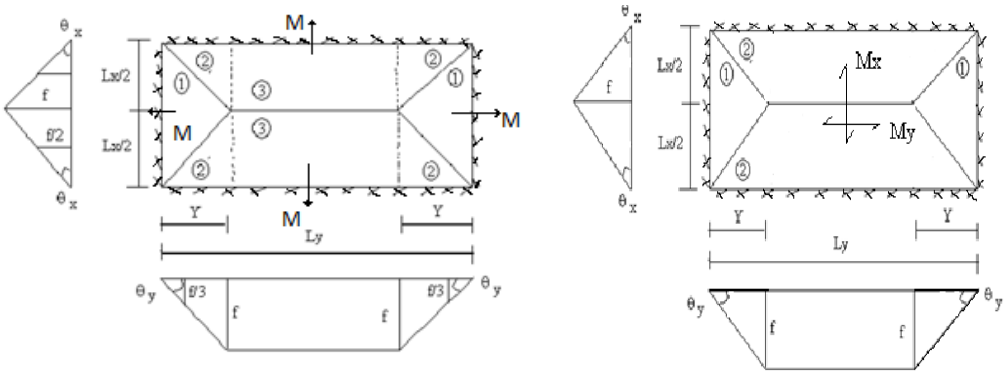


Figure III.19 : Les différentes étapes de calcul sur la dalle de type 2.

III.4.7 Calcul du ferraillage

(Annexe c)

ELU :

Calcul pour la méthode des lignes de rupture

Les valeurs du travail externe

$T_{ext} = 2T_{ext1} + 4T_{ext2} + 2T_{ext3}$

$T_{ext1} = q.f.(\frac{1}{6} L_X.Y) = 14{,}56.f.(\frac{1}{6} 1{,}40.Y) = 3{,}39.f.Y$

$T_{ext2} = q.f.(\frac{1}{12} L_X.Y) = 14{,}56.f.(\frac{1}{12} 1{,}40.Y) = 1{,}69.f.Y$

$T_{ext2} = q.f.(\frac{1}{4} L_X.L_Y - \frac{1}{2} L_X.Y) = 14{,}56.f.(\frac{1}{4} 1{,}40.4{,}80 - \frac{1}{2} 1{,}40.Y) = f\,(24{,}46\text{-}10{,}19.Y)$

$T_{ext} = (48{,}92\text{-}6{,}8\ Y).f$

Les valeurs du travail interne

$T_{int} = 2T_{int1} + 2T_{int2}$

$T_{int1} = M_Y.f.(\frac{Lx}{Y}) = M.f.(\frac{1{,}40}{Y})$

$T_{int2} = M_x.f.(2\frac{Ly}{Lx}) = M.f.(6{,}85)$

$T_{int} = M.f(\frac{2{,}8}{y} + 13{,}7)$

∑Travaux externes = ∑Travaux internes

(48,92-6,8 Y). f = M. f ($\frac{2,8}{y}$+13,7) ⇒ M = $\frac{(48,92-6,8\ Y)}{\frac{2,8}{y}+13,7}$

$\frac{dM}{dy}$ = -93,16 y^2-38,08 y+136,976 = 0

⇒ y=1,025m ⇒ M=2,553 (KN.m)

Mu=2,553 (KN.m) ⇒ Mt= 2,553(KN.m)

Ma= 1,276 (KN.m)

ELS :

Calcul pour la méthode forfaitaire

$$\rho = \frac{Lx}{Ly} = \frac{1,40}{4,80} = 0,29m$$

et 0,29 < 0,4 donc la dalle travaillant suivant une seule direction.

$M_0=\frac{P_{ser}*Lx^2}{8}=\frac{10,51*(1,40)^2}{8}$=2,574 KN.m

M_t=0,8 M_0=0,8 (2,574) = 2,059 KN.m

M_a= -0,5 M_0=-0,5 (2,574) = -1,287 KN.m

Tableau III.4.9 : Calcul des sections de la dalle.

	Mu KN.m	**μ**	**β**	**A cm²**	**Amin cm²**	**A choisi**	**A final Cm²**
Travée	2,553	0,012	0,994	0,59	1,50	4HA8	2,01
Appuis	1,276	0,006	0,997	0,29	1,50	4HA8	2,01

Tableau III.4.10 : Vérification à l'E.L.S.

	Mser kN.m	**$\overline{\sigma b}$ (MPa)**	**y1 (cm)**	**IG (cm^4)**	**K (N/mm^3)**	**σ_b (MPa)**	**$\sigma_b \leq \overline{\sigma b}$**
Travée	2,059	15	2,46	3535,39	0,058	1,43	Oui
Appuis	1,287	15	2,46	3535,39	0,036	0,895	Oui

III.4.8 Condition d'espacement

T = $\frac{p*lx}{2}=\frac{14,56*1,40}{2}$ = 10,192 KN

τu = $\frac{T}{b*d}=\frac{10,19*10^3}{1000*125}$ = 0,081 Mpa

$\overline{\tau u} = \frac{0,07*fc28}{\gamma b} = \frac{0,07*25}{1,5}$ =1,16 Mpa

$\tau u \leq \overline{\tau u}$ (Condition vérifiée)

III.4.9 Vérification de la flèche

Mx = Pu*Lx^2/8 = 14,56*1,40^2/8 = 3,567(KN.m)

Tableau III.4.11 : Vérification de flèche de la dalle.

1ere condition			2eme condition		
h/Lx	**$M_t/(20M_x)$**	**h/Lx ≥ $M_t/(20M_x)$**	**ρ =At/(b*d)**	**2/fe (MPa)**	**ρ ≤ 2/fe**
0,107	0,066	C.V	0,0016	0,005	**C.V**

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.

III.5.2 Pré dimensionnement de la dalle

On a deux conditions à vérifiées :

- Critère de résistance

Pour une dalle reposant sur 3 ou 4 appuis :

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

Avec Lx : La plus petite portée de la dalle mesurée entre nus des appuis [Lmax=1,40m]

e : l'épaisseur de la dalle.

Alors :

$$\frac{140}{45} \leq e \leq \frac{140}{40} \quad \rightarrow \quad 3,11cm \leq e \leq 3,5cm$$

- Condition de L'E.N. A

L'entreprise nationale des ascenseurs (E.N.A) préconise que l'épaisseur de la dalle machine

Soit : e ≥ 25 cm, 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 permanentes

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 = $\frac{17300}{2,24}$ = 7723,21 Kg/m^2 = 77,23 KN/m^2

Poids propre de la dalle = 0,25x25 = 6,25 kN/m².

G = 77,23 + 6,25 = 83,48 kN/m².

Charges d'exploitations

Q = 650 kg /m² = 6,5 kN/m²

Q = 1,85 KN

Tableau III.5.2: Détermination des charges.

G (KN/m²)	Q (KN/m²)	Pu (KN/m²)	P_{ser} (KN/m²)
83,48	6,5	122,448	89,98

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.

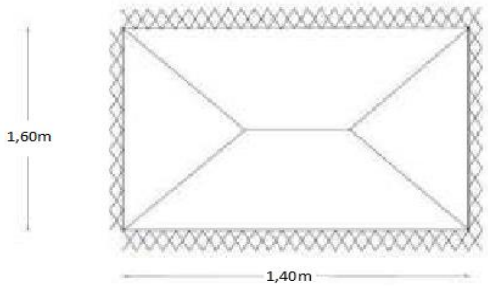


Figure III.20: Les encastrements et les dimensions de la dalle machine.

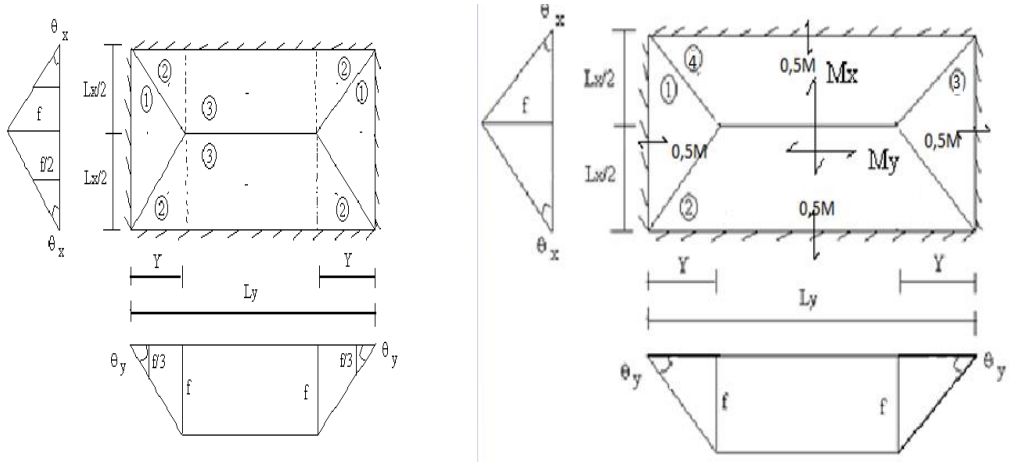


Figure III.21: Les lignes de rupture.

ELU :

- **Les valeurs du travail externe**

$T_{ext} = 2T_{ext1} + 4T_{ext2} + 2T_{ext3}$

$T_{ext1} = q.f.(\frac{1}{6} L_X.Y) = 122{,}44.f.(\frac{1}{6} 1{,}40.Y) = 28{,}56.f.Y$

$T_{ext2} = q.f.(\frac{1}{12} L_X.Y) = 122{,}44.f.(\frac{1}{12} 1{,}40.Y) = 14{,}28.f.Y$

$T_{ext3} = q.f.(\frac{1}{4} L_X.L_Y - \frac{1}{2} L_X.Y) = 122{,}44.f.(\frac{1}{4} 1{,}40.1{,}60 - \frac{1}{2} 1{,}40.Y) = f\,(68{,}56\text{-}85{,}70.Y)$

$T_{ext} = (137{,}12\text{-}57{,}16\ Y).f$

- **Les valeurs du travail interne**

$T_{int} = T_{ext1}+T_{ext2}+T_{ext3}+T_{ext4}$

Avec :

$Tint_1 = Tint_3$ et $Tint_2 = Tint_4$

$T_{int1} = 0{,}5M.Lx.\theta y + M.Lx.\theta y$ $\qquad \theta y = tg\,\theta y = \frac{f}{y}$

$Tint_1 = 1{,}5.M.Lx.\frac{f}{y}$

$Tint_1 = M.f.1{,}5.\frac{Lx}{y} = M.f.\frac{2{,}1}{y}$

$T_{int2} = M.Ly.\theta x + 0.5M.Ly.\Theta x$ $\qquad \theta x = tg\,\theta x = 2\frac{f}{Lx}$

$T_{int2} = 3.M.\frac{Ly}{Lx}.f = M.f.\frac{4{,}8}{1{,}4}$

$T_{int} = M\,(3\frac{Lx}{y} + 6\frac{Ly}{Lx})\,f = M\,(\frac{4{,}2}{y} + \frac{9{,}6}{1{,}40})\,f$

- **Principe du travail virtuel**

$\sum$Travaux externes = $\sum$Travaux internes

$(137{,}12\text{-}57{,}16\ Y).f = M\,(\frac{4{,}2}{y} + 6{,}85)\,f$

$M = \frac{(137,12-57,16\,Y)}{(\frac{4,2}{y}+6,85)}$

Pour déterminer " y " on dérive " M " par rapport à " y ".

$\frac{dM}{dy}$ = -391,546 y^2- 480,144 y + 575,904 =0

⇒ y=0,745m ⇒ M=7,570 (KN.m)

Mu=7,570 (KN.m) ⇒ $\begin{cases} \text{Mt= 7,570(KN.m)} \\ \text{Ma=3,785(KN.m)} \end{cases}$

ELS :

Calcul pour la méthode forfaitaire.

$$\rho = \frac{Lx}{Ly} = \frac{1,40}{1,60} = 0,87\ m$$

0,87 > 0,4 donc la dalle travaille suivant les deux directions.

$\mu_x = 0.0556, \mu_y = 0.8074$

$M_{xser} = \mu_x . P_{ser} . l_x^2 = 0.0556 \times 89,98 \times 1.40^2 = 9,805(KN.m)$

$M_{yser} = \frac{P_{ser} . l_y^2}{8} = \frac{89,98 \times 1.60^2}{8} = 20,793\ (KN.m)$

$\begin{cases} M_{tx} = 0.75 . M_x = 7,353(KN.m) \\ M_{ty} = 0.75 . M_y = 15,594(KN.m) \end{cases}$

$M_{ax} = M_{ay} = -0.5 . M_x = -4,902(KN.m)$

III.5.5 : Calcul du ferraillage

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

Les données sur les Tableau III.4.5 (les dalle pleine)

Øp ≤ h /10 = 15/10 =1.5 cm

On adopte alors Øx = Øy = 12 mm = 1.2cm

Hauteurs utiles : $\begin{cases} \text{dx=h-e-Øx/2=11,9 cm} \\ \text{dy =dx-((Øx+ Øy)/2)=10,7 cm} \end{cases}$

Tel que : μ= $\frac{Mu}{\delta b.b.d^2}$ et A= $\frac{Mu}{\delta b.d.\beta}$

Les résultats sont ordonnés dans le tableau suivant :

Tableau III.5.3: Calcul des sections d'acier de la dalle.

		Mu (KN.m)	μ	β	A (Cm²)	A' (Cm²)	Amin (Cm²)	A choisit (Cm²)
Sens x	En Travée	7,570	0,040	0,980	1,86	0	2,5	5HA10 =3.93cm²
	En Appuis	3,785	0,020	0,990	0,92	0	2,5	5HA10 =3.93cm²
Sens Y	En Travée	7,570	0,049	0,974	2,08	0	2,5	5HA10 =3.93cm²
	En Appuis	3,785	0,024	0,988	1,02	0	2,5	5HA10 =3.93cm²

- **Condition de non fragilité :**

Amin=B/1000=25*100/1000=2.5cm²

Donc on adopte les sections : $\begin{cases} Ax = 4\Phi 10 = 3{,}14cm^2 \\ Ay = 4\Phi 10 = 3{,}14cm^2 \end{cases}$

- **Condition d'espacement :**

St=Min [2h=30cm, 22cm] = 22cm

On prend : S=25cm

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

Tableau III.5.4: Vérification au cisaillement.

	Suivant X	Suivant y
V	$\frac{P \times L_x \times L_y}{2 \times L_y + L_x} = \frac{122{,}44 \times 1.40 \times 1.60}{2 \times 1.60 + 1.40} = 59{,}62KN$	$\frac{P \times L_x \times L_y}{3 \times L_y} = \frac{122{,}44 \times 1.40 \times 1.60}{3 \times 1.60} = 57{,}13KN$
τ_u	$\frac{59{,}62 \times 10^3}{1000 \times 225} = 0.264\ MPa$	$\frac{57{,}13 \times 10^3}{1000 \times 215} = 0.265MPa$
$\bar{\tau}_u$	$\frac{0.07 \times f_{cj}}{\gamma_b} = \frac{0.07 \times 25}{1.5} = 1.16\ MPa$	
$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$	Condition vérifiée	Condition vérifiée

Donc le béton peut supporter tout seul l'effort de cisaillement, donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

III.5.6: vérification à L'ELS :

Tableau III.5.5: Vérification à l'E.L.S.

	Suivant X		Suivant y	
	M_t	M_a	M_t	M_a
M_{ser}(kN.m)	7.353	4.902	15,594	4.902
$\overline{\sigma_b}(MPa)$	15,000			
y1 (cm)	3,202	3,202	3,010	3,010
IG (cm^4)	5554,19	5554,19	4395,10	4395,10
K (N/mm^3)	0,132	0,088	0,354	0,111
$\sigma_b(MPa)$	4,22	2,817	10,65	3,341
$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$	**Condition Vérifiée**		**Condition Vérifiée**	

III.5.7 : vérification de la flèche :

Il n'est pas nécessaire de faire la vérification de la flèche, si les trois conditions citées ci-dessous sont vérifiées simultanément :

Mx=Pu×Lx^2/8 = 122,448×1.40^2/8 = 29,99(KN.m)

$\frac{h}{Lx} \geq \frac{Mt}{(20\ Mx)}$ → 0,107 ≥ 0,012 **Vérifiée**

$\frac{h}{Lx} \geq \frac{1}{27}$ à $\frac{1}{35}$ → 0,107 ≥ 0.03 à 0.02 **Vérifiée**

$\rho = \frac{At}{(b \times d)} \leq \frac{2}{fe}$ → 0,0032 ≤ 0,005 **Vérifiée**

Les trois conditions sont vérifiées donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

III.5.8 : vérification de non poinçonnement :

Si la condition suivante est vérifiée, aucune disposition supplémentaire n'est nécessaire.

$Q_u \leq 0.045 \times Uc \times h \times F_{cj}/\gamma_b$

Le calcul se fera pour la force concentrée maximale uniquement

Qu= 84 KN, γ_b = 1.5 , f_{cj} = 25 MPa , h = 15 cm

Uc = 2(u + v) ⟶ u= a + 2(e + h/2) ⟶ v = b + 2(e + h/2)

Uc = 2 (a+b) + 8e + 4h

Avec : a=b=e=0

Uc=4h=60 cm

Qu = 84 KN < 0.045 x Uc x h x (fc28/γb) =675 KN…… (Condition vérifie)

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 « RPA99 v 2003 ». 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 « Etabs version 21.0.0 » 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 certaine 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 à l'axe de symétrie et cela nous permet d'équilibre la structure et de la rendre Acceptable point de vue souplesse.

- Les Dispositions des voiles proposées

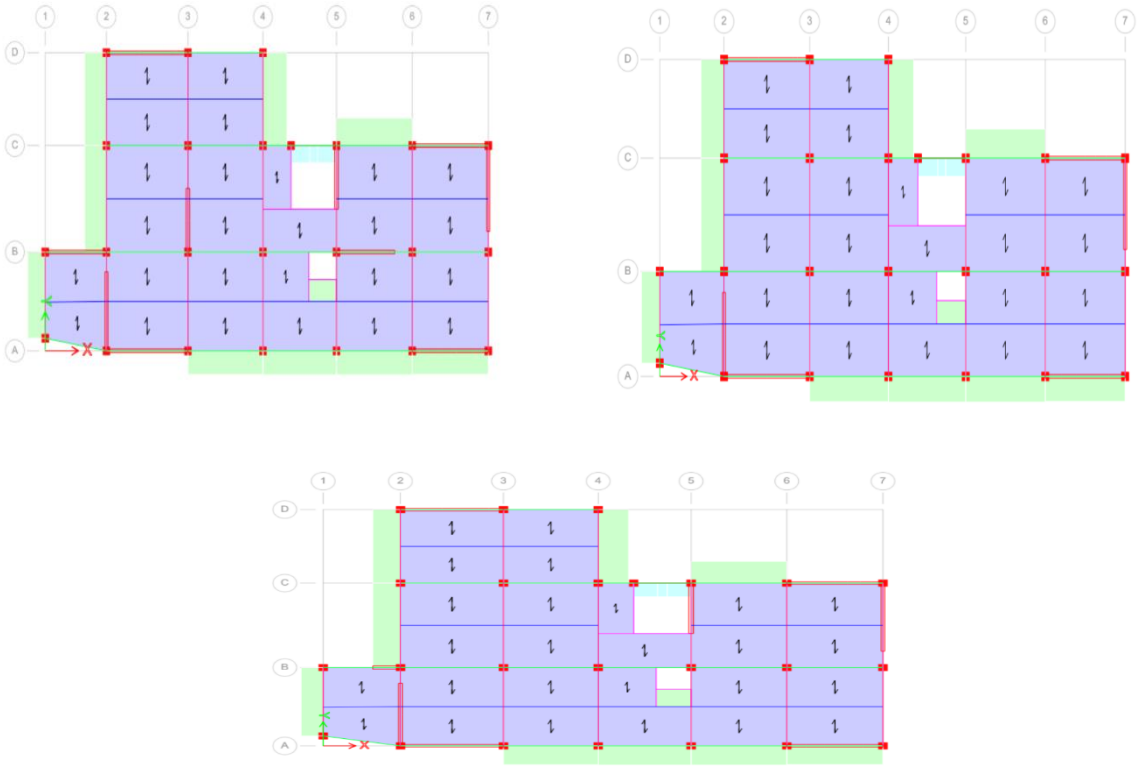


Figure IV.1: Les dispositions des voiles proposées.

- Meilleure Dispositions des voiles

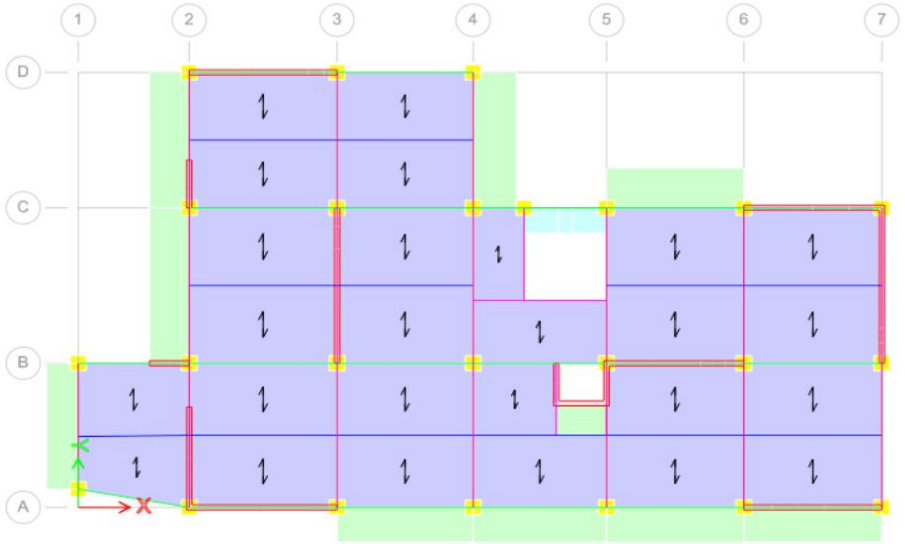


Figure IV.2: Disposition des voiles.

IV.3 Choix de la méthode de calcul « RPA99V2003 Article 4.1.2 »

Le bâtiment ayant une configuration irrégulière, situé en (zone II_b), appartient au (groupe d'usage 2) et dépasse le (17 mètres) en hauteur. La méthode statique équivalente n'est pas applicable et on utilise donc la méthode modale dynamique spectrale. Le RPA exige une disposition des voiles en conséquence.

IV.4 Modélisation « RPA99V2003 Article 4.3.2.B »

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

La modélisation et le calcul se fait par le logiciel d'analyse structurelle : « ETABS V21.0.0 ».

IV.5 Caractéristiques dynamiques

IV.5.1 Centre de masse

Les masses sont considérées comme concentrées (infiniment rigide) 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…).

$$X_G = \frac{\sum W_i \times X_i}{\sum W_i} \qquad Y_G = \frac{\sum W_i \times Y_i}{\sum W_i}$$

IV.5.2 Centre de rigidité

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

Notre bâtiment est de forme irrégulière, donc le centre de torsion ne coïncide pas avec le centre de gravité : d'où le risque de rotation par rapport à axe vertical. Pour diminuer la distance entre les deux axes qui présente une rotation du plancher par conséquent on envisage une disposition de refends en béton armé avec interaction des portiques comme système de contreventement.

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

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

Niveau (m)	**Poids et centre de masse**			**Rigidités et centre de rigidité**	
	Poids	X_G (m)	Y_G (m)	X_R (m)	Y_R (m)
34	4543,28	15,3581	7,1416	16,9330	7,1605
30,6	4570,47	15,3622	7,1031	17,0051	7,1851
27,2	4622,92	15,3786	7,1151	17,1267	7,2171
23,8	4690,54	15,387	7,1219	17,2806	7,2552
20,4	4767,42	15,3869	7,1257	17,4446	7,2883
17	4801,27	15,3663	7,1223	17,5956	7,3445
13,6	4847,31	15,3622	7,1247	17,6863	7,4160
10,2	4892,35	15,3573	7,1263	17,6254	7,5022
6, 8	4943,73	15,353	7,1290	17,2451	7,6097
3,4	4994,19	15,348	7,1313	17,2221	7,6340

IV.5.3 Excentricité théorique et admissible « RPA99V2003 Article 3.5.1.a2»

À chaque niveau et pour chaque direction de calcul, la distance entre le centre de gravité des masses et centre des rigidités ne dépassent pas 15% de la dimension du bâtiment mesurée perpendiculairement à la direction de l'action sismique considérée.

- **Dimensions du bâtiment :**

Longueur du bâtiment = 30,80m. Largeur du bâtiment = 17,80m.

- **Excentricité admissible :**

Excentricité suivant Lx = 15 %. Lx = 4,62 m. Excentricité suivant Ly = 15 %. Ly = 2,67 m.

Tableau IV.2: Excentricité théorique et admissible.

Niveau (m)	Théorique + accidentelle		admissible		$E_x \leq \overline{E_x}$ $E_y \leq \overline{E_Y}$ Vérification
	$E_X=\lvert X_R - X_G\rvert$ (m)	$E_Y=\lvert Y_R - Y_G\rvert$ (m)	$\overline{E_x}=15\%L_X$ (m)	$\overline{E_Y}=15\%L_Y$ (m)	
34	1.5749	0.0189	4,62	2,67	**Condition Vérifiée**
30,6	1.6429	0.082	4,62	2,67	**Condition Vérifiée**
27,2	1.7481	0.102	4,62	2,67	**Condition Vérifiée**
23,8	1.8936	0.1333	4,62	2,67	**Condition Vérifiée**
20,4	2.0577	0.1626	4,62	2,67	**Condition Vérifiée**
17	2.2293	0.2222	4,62	2,67	**Condition Vérifiée**
13,6	2.3241	0.2913	4,62	2,67	**Condition Vérifiée**
10,2	2.2681	0.3759	4,62	2,67	**Condition Vérifiée**
6, 8	1.8921	0.4807	4,62	2,67	**Condition Vérifiée**
3,4	1.872	0.5027	4,62	2,67	**Condition Vérifiée**

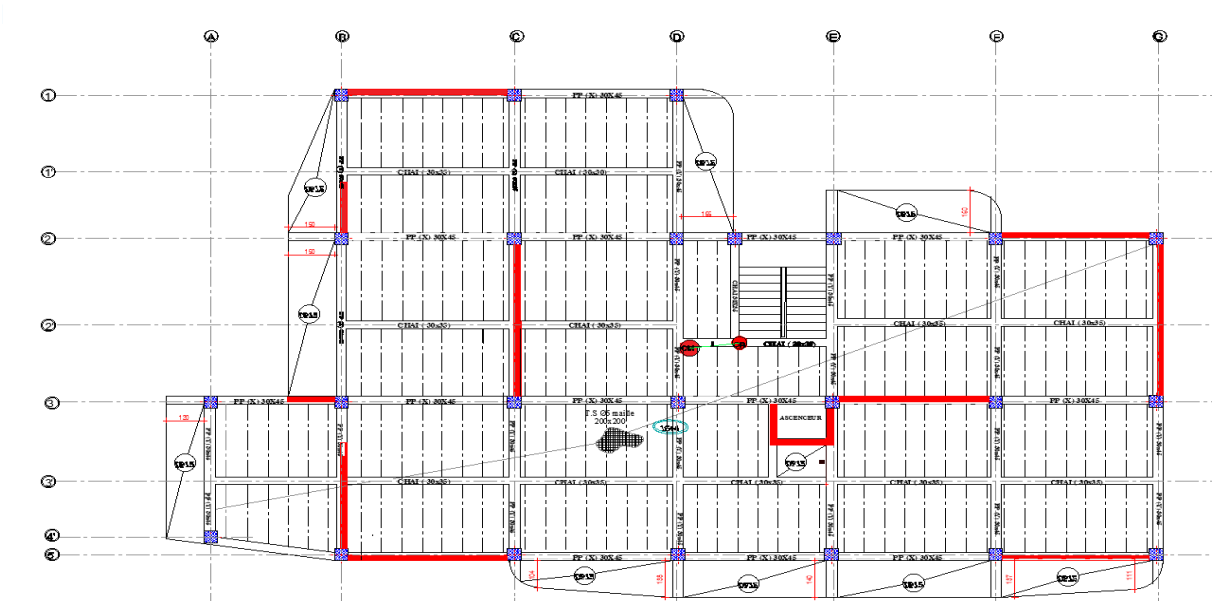


Figure IV.3 : Position du Centre de masse et centre de rigidité.

IV.5.4 Spectre de réponse « RPA99V2003 Article 4.3.3 »

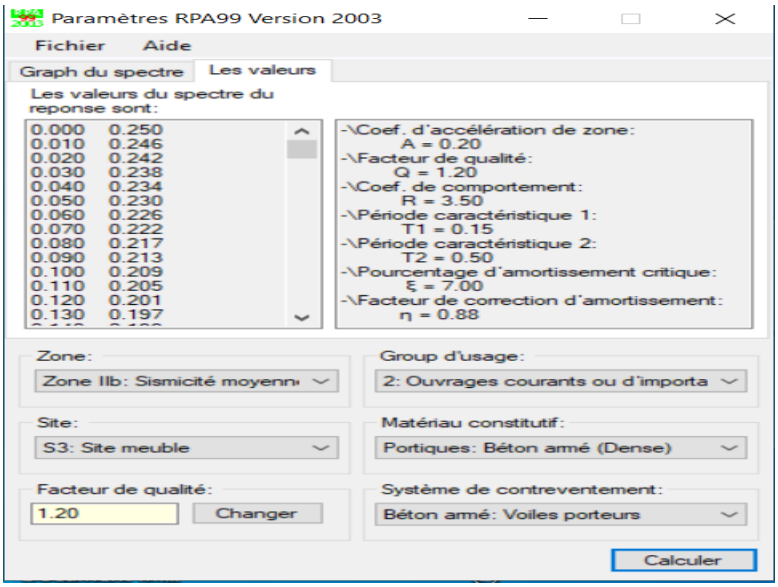


Figure IV.4 : Spectre de réponse suivant l'axe (X) et l'axe (Y).

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

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

IV.5.4.a Facteur de correction d'amortissement η

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

IV.5.4.b. Facteur de qualité Q « RPA99Version 2003 Tableau 4.4»

Le facteur de qualité est égal à l'unité additionné à la somme de six pénalités selon que les critères de qualité sont satisfaits ou non **:**

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

Ces pénalités sont rappelées dans le tableau suivant :

Tableau IV.3: détermination du facteur de qualité Q.

	Critère	**Suivant X**		**Suivant Y**	
		Observe	Valeur	Observe	Valeur
1	Conditions minimales sur les files de contreventement	Oui	0	Oui	0
2	Redondances plan	Oui	0	Oui	0
3	Régularité en plan	Non	0,05	Non	0,05
4	Régularité en élévation	Oui	0	Oui	0
5	Contrôle de la qualité des matériaux	Non	0,05	Non	0,05
6	Contrôle de la qualité de l'exécution	Non	0,10	Non	0,10

En récapitulant les résultats on trouve :

Qx= 1 +0,20 =1,20 Qy= 1 +0,20 =1,20

IV.5. 5. Justification du coefficient de comportement « RPA99 Version 2003 Tableau 4.3.A.2»

Conformément à cet article, ce bâtiment doit vérifier les conditions suivantes :

Les voiles reprennent plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales.

On considère que la sollicitation horizontale est reprise uniquement par les voiles.

Donc :

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

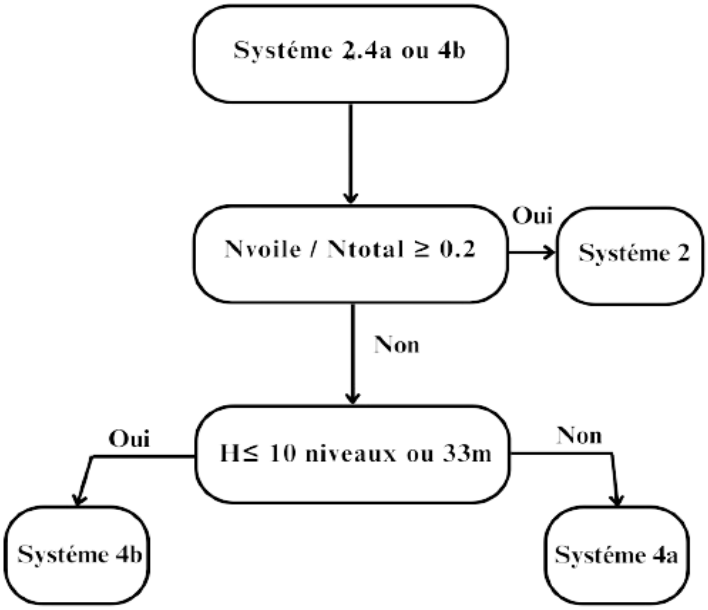


Figure VI.5 : Organigramme de classification des systèmes de contreventement avec voile.

« Guide d'utilisation a l'usage des ingénieurs ctc-centre »

$\frac{\sum N_{VOILE}}{\sum N_{TOTAL}} = \frac{40687,3879}{57209,5946} = 0,71 \geq 0,2$ Donc 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 RPA99v2003 exige les vérifications suivantes :

❖ Analyse modale :

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

❖ Analyse statique et dynamique :

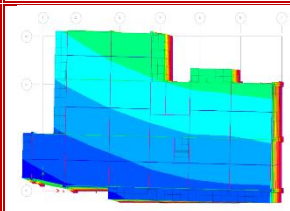
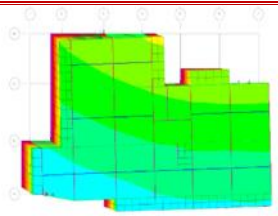
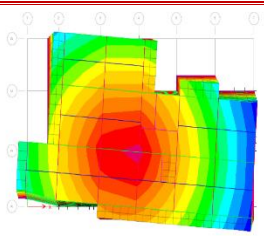
- **Stabilité de la structure :**
  - Vérification de la force sismique à la base.
  - Vérification de la stabilité au renversement.
  - Vérification du déplacement en tête.
  - Vérification des déplacements inter-étage.
  - Vérification de l'effet P-Δ.
- **Résistance des éléments.**
  - Vérification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

IV.6. Résultats des analyses dynamiques

IV.6.1. Analyse modale « Art 4.3.4 RPA99v2003 »

IV.6.1.1. Comportement modal de la structure

Tableau IV.4: Comportement des trois premiers modes.

Modes	**Mode 1 / T1 = 0,73 s**	**Mode 2 / T2 = 0,58 s**	**Mode 3 / T3 = 0,49 s**
Sens	Participation massique	Participation massique	Participation massique
Suivant X	5 %	61.19%	1.36%
Suivant Y	61.19 %	4.35%	2.00%
Autour de Z	1.04%	2.07%	64.14%
Comportment			
	Translation suivant (Y)	Translation suivant (X)	Rotation autour de (Z)

IV.6.1.2 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.5: Participation massique.

Mode	**Période (sec)**	**Cumulé des masses modales effectives (%)**		
		Suivant (X)	Suivant (Y)	Autour de (Z)
7	0.083	87,52 %	92,95 %	84,07 %
8	0.067	93,87 %	92,99 %	88,44 %
9	0.055	94,05 %	93,45 %	94,11 %

- **Commentaire**

La somme des masses modales effectives est atteinte plus de 90 % de la masse totale de la structure, au 8 ème mode suivant l'axe (X).

La somme des masses modales effectives est atteinte plus de 90 % de la masse totale de la structure, au 7 ème mode suivant l'axe (Y).

- Le nombre des modes retenus : **9 modes.**
- Le temps des modes retenus : 2.41.

IV.6.2. Analyse statique et dynamique

IV.6.2.1. 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' :

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

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

$$V_X = \frac{A \times D_X \times Q_X}{R} W \quad , \quad V_Y = \frac{A \times D_Y \times Q_Y}{R} W$$

A : Coefficient d'accélération de zone. (Zone IIb , Groupe 2) → A=0,20

D : Facteur d'amplification dynamique moyen

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

T_2: Période caractéristique. (Site 3) ⇒ T2 = 0,50 sec

H : Facteur de correction d'amortissement

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

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

T : Période fondamentale suivant les deux directions.

$$T_X = \frac{0.9Xhn}{\sqrt{D}} \longrightarrow T_X = \frac{0.09 \text{ X } 34}{\sqrt{30.80}} = 0{,}551 \; ; \quad T_X = \frac{0.09X34}{\sqrt{17.80}} = 0{,}72$$

$\longrightarrow$ D_x = 2,066 ; D_y= 1,755

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

Q : Facteur de qualité. Qx = Qy = 1,25

W : Poids total de la structure

$W = \sum_{i=1}^{n} W_i$, $W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$, avec $\beta = 0{,}20$ « RPA99v2003 Tableau 4.5 ».

Tableau IV.6: Les valeurs de la force sismique.

A	D_x	D_y	R	Q_x	Q_y
0,20	2,066	1,755	3,5	1,25	1,25
W (KN)		**V_x (kN)**		**V_y (kN)**	
51097,265		7539,11		6405,67	

Tableau IV. 7 : Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul.

	Ed(kN)	V (kN)	$\frac{E_d}{V}$	$\frac{E_d}{V} \geq 0,8$
Sens X	6031,0694	7539,11	0,800	**Condition vérifiée**
Sens Y	5124,7931	6405,67	0,800	**Condition vérifiée**

V.6.2.2 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 :

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

Le moment de renversement égale à :

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

Avec :

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

$$\mathbf{F_{ix}} = \frac{\mathbf{W_i \times h_i}}{\sum \mathbf{W_i \times h_i}} (\mathbf{E_{dx}}) \quad ; \quad \mathbf{F_{iy}} = \frac{\mathbf{W_i \times h_i}}{\sum \mathbf{W_i \times h_i}} (\mathbf{E_{dy}})$$

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.8: Valeurs des moments de stabilité et de renversement.

Moment de renversement		**Moment de stabilité**	
MR = Σ Mri = Σ hi. Fi		**MS = Σ Msi = Σ XGi.Wi**	
Mrx (kN.m)	142895,2846	**Mry (kN.m)**	120252,90
Msx (kN.m)	360198,4121	**Msy (kN.m)**	-777357,96
Msx / Mrx	2,52	**Msy / Mry**	6,46
$\frac{M_{SX}}{M_{RX}} \geq 1{,}5$	**Condition Vérifiée**	$\frac{M_{SY}}{M_{RY}} \geq 1{,}5$	**Condition Vérifiée**

Commentaire

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

IV.6.2.3 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.9: Vérification du déplacement en tête.

Sens	δ **(cm)**	**R**	$R \times \delta$	**H (m)**	$\frac{\mathbf{H}}{\mathbf{250}}$	$R \times \delta \leq \frac{H}{250}$
X	2,0464	3,5	7,16	34	13,6	**Condition vérifiée**
Y	2,6165	3,5	9,16		13,6	**Condition vérifiée**

Déplacements en tête sont inférieurs au déplacement admissible.

IV.6.2.4 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.10: Vérification des déplacements inter-étage suivant X.

Niveau	**H_e (m)**	**δ_x (Cm)**	**R. δ_x (Cm)**	**Δ_x (Cm)**	**Δ_{adm}**	**$\Delta_k \leq \Delta_{adm}$**	**εx ‰**	**$[\varepsilon]$ ‰**	**$sx \leq [s]$**
34,0	3,4	2,046	7,162	0,875	3,4	**Condition Vérifiée**	2,57	3,5	**Condition Vérifiée**
30,6	3,4	1,796	6,286	0,900	3,4	**Condition Vérifiée**	2,64	3,5	**Condition Vérifiée**
27,2	3,4	1,538	5,386	0,910	3,4	**Condition Vérifiée**	2,67	3,5	**Condition Vérifiée**
23,8	3,4	1,278	4,475	0,893	3,4	**Condition Vérifiée**	2,62	3,5	**Condition Vérifiée**
20,4	3,4	1,023	3,581	0,862	3,4	**Condition Vérifiée**	2,53	3,5	**Condition Vérifiée**
17,0	3,4	0,776	2,719	0,797	3,4	**Condition Vérifiée**	2,34	3,5	**Condition Vérifiée**
13,6	3,4	0,549	1,921	0,705	3,4	**Condition Vérifiée**	2,07	3,5	**Condition Vérifiée**
10,2	3,4	0,347	1,216	0,578	3,4	**Condition Vérifiée**	1,70	3,5	**Condition Vérifiée**
6,80	3,4	0,182	0,638	0,422	3,4	**Condition Vérifiée**	1,24	3,5	**Condition Vérifiée**
3,40	3,4	0,061	0,215	0,215	3,4	**Condition Vérifiée**	0,63	3,5	**Condition Vérifiée**

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

Niveau	H_e (m)	Δ_y (Cm)	R. δ_x (Cm)	Δ_y (Cm)	Δ_{adm}	$\Delta_k \leq \Delta_{adm}$	sy ‰	[s] ‰	$sx \leq [s]$
34,0	3,4	2,616	9,157	1,08	3,4	**Condition Vérifiée**	3,18	3,5	**Condition Vérifiée**
30,6	3,4	2,307	8,076	1,12	3,4	**Condition Vérifiée**	3,28	3,5	**Condition Vérifiée**
27,2	3,4	1,988	6,958	1,14	3,4	**Condition Vérifiée**	3,35	3,5	**Condition Vérifiée**
23,8	3,4	1,661	5,816	1,14	3,4	**Condition Vérifiée**	3,35	3,5	**Condition Vérifiée**
20,4	3,4	1,336	4,677	1,11	3,4	**Condition Vérifiée**	3,26	3,5	**Condition Vérifiée**
17,0	3,4	1,019	3,567	1,04	3,4	**Condition Vérifiée**	3,05	3,5	**Condition Vérifiée**
13,6	3,4	0,722	2,527	0,93	3,4	**Condition Vérifiée**	2,73	3,5	**Condition Vérifiée**
10,2	3.4	0,456	1,596	0,77	3.4	**Condition Vérifiée**	2,26	3,5	**Condition Vérifiée**
6,80	3.4	0,235	0,824	0,56	3.4	**Condition Vérifiée**	1,64	3,5	**Condition Vérifiée**
3,40	3.4	0,075	0,263	0,26	3.4	**Condition Vérifiée**	0,77	3,5	**Condition Vérifiée**

Commentaire

Les déplacements et les déformations inter-étages sont inférieurs aux valeurs admissibles.

IV.6.2.5. Vérification du cisaillement des éléments

IV.6.2.5.1. Poutres « C.B.A93 Article A.5.1 »

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

$\bar{\tau}$ = Min [0.20 x F_{c28}/γ_b ; 5 MPa] $fissuration$ est $peu\ nuisible$.

$\bar{\tau}$ = Min [0.15 x F_{c28}/γ_b ; 4 MPa] $fissuration$ est $préjudiciable.$

Tableau IV.12: Vérification du cisaillement des poutres.

Eléments	Section (cm^2)	V_u (KN)	Combinaison	Type de fissuration	τ (MPa)	$\bar{\tau}$ (MPa)	$\tau \leq \bar{\tau}$
PP X	30×45	150,370	G+Q+Ed$_X$	Fissuration peu nuisible	1,18	4,35	**Condition Vérifiée**
PP Y	30 ×45	407,002	G+Q+Edy	Fissuration peu nuisible	3,19	4,35	**Condition Vérifiée**
P Palière	30 x30	57,19	G+Q+Edx	Fissuration peu nuisible	0,69	4,35	**Condition Vérifiée**
chainages	30 ×35	89,95	G+Q+Edx	Fissuration peu nuisible	0,92	4,35	**Condition Vérifiée**
Longrines	30 ×30	54,76	1,35. G+1,5.Q	Fissuration préjudiciable	0,66	2,5	**Condition Vérifiée**

Commentaire

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

IV.6.2.5.2. 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. Toute foi, en zone sismique IIb et III, il y a lieu de vérifier les portiques sous un effort horizontal représentant 25% de l'effort horizontal global.

$\bar{\tau} = \rho$ x f_{c25}

$$ro = \begin{cases} 0.0075 \text{ si } \lambda \geq 5 \\ 0.040 \text{ si } \lambda > 5 \end{cases} \qquad \lambda = \frac{l_f}{i} = \frac{0.7\,x\,h}{i}$$

Tableau IV.13: Vérification du cisaillement des poteaux suivant l'axe (X).

Section (Cm^2)	L (m)	V_u (KN)	Combinaison	τ (MPa)	$\bar{\tau}$ (MPa)	$\tau \leq \bar{\tau}$
Poteau 60× 60	3,40	167,20	G+Q+Edx	0,485	1,875	**Condition vérifiée**
Poteau 55x55	3,40	165,18	G+Q+Edx	0,572	1,875	**Condition Vérifiée**
Poteau 50x50	3,40	109,83	G+Q+Edx	0,462	1,875	**Condition Vérifiée**
Poteau 45× 45	3,40	85,101	G+Q+Edx	0,445	1,875	**Condition vérifiée**
Poteau 40× 40	3,40	71,101	G+Q+Edx	0,474	1,875	**Condition vérifiée**
Poteau 35× 35	3.40	41,242	G+Q+Edx	0,363	1.875	**Condition vérifiée**

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

Section (Cm^2)	L (m)	V_u (KN)	Combinaison	τ (MPa)	$\bar{\tau}$ (MPa)	$\tau \leq \bar{\tau}$
Poteau 60×60	3,40	157.40	G+Q+Edy	0.456	1,875	**Condition Vérifiée**
Poteau 55x55	3,40	146.85	G+Q+Edy	0.509	1,875	**Condition Vérifiée**
Poteau 50x50	3,40	150.23	G+Q+Edy	0.633	1,875	**Condition Vérifiée**
Poteau 45x45	3,40	123.65	G+Q+Edy	0.647	1,875	**Condition Vérifiée**
Poteau 40× 40	3,40	85.518	G+Q+Edy	0.570	1,875	**Condition Vérifiée**
Poteau 35x35	3.40	53.692	G+Q+Edy	0.472	1.875	**Condition Vérifiée**

Commentaire

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

IV.6.2.5.3. 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.

$$\tau = \frac{1.4\, v_u}{b.d}$$

Avec :

Vu : L'effort tranchant .

b : l'épaisseur de voile.

d = 0,9×L.

La contrainte limite de cisaillement est égale : $\bar{\tau}$ = 0,2. fc28.

Tableau IV.15 : Vérification de cisaillement des voiles.

Direction	Voile	b (Cm)	L (Cm)	$\|v_u\|$ (KN)	Combinaison	τ (MPa)	$\bar{\tau}$ (MPa)	$\tau \leq \bar{\tau}$
Sens X	V_1	20	560	19876,4	G+Q+Edx	1,971	5	**Condition vérifiée**
	V_2	20	522	14192,54	G+Q+Edx	1,510	5	**Condition vérifiée**
	V_3	20	190	5200,550	G+Q+Edx	1,520	5	**Condition vérifiée**
	V_4	20	150	2571,406	G+Q+Edx	0,952	5	**Condition vérifiée**
	V_5	20	520	14497,70	G+Q+Edx	1,548	5	**Condition vérifiée**
	V6	20	522	12986,86	G+Q+Edx	1,382	5	**Condition vérifiée**
	V7	20	560	15187,42	G+Q+Edx	1,506	5	**Condition vérifiée**
Sens Y	V8	20	400	16245,69	G+Q+Edy	2,256	5	**Condition vérifiée**
	V9	20	160	2285,717	G+Q+Edy	0,793	5	**Condition vérifiée**
	V10	20	160	4409,413	G+Q+Edy	1,531	5	**Condition vérifiée**
	V11	20	620	25129,73	G+Q+Edy	2,251	5	**Condition vérifiée**
	V12	20	620	22971,23	G+Q+Edy	2,058	5	**Condition vérifiée**
	V13	20	190	4729,131	G+Q+Edy	1,382	5	**Condition vérifiée**

Commentaire

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

IV.6.2.6 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 :

$$V = \frac{N_d}{B_c f_{c25}}$$

N_d : Effort normal réduit.

B_C : Section brute du béton.

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

Section	b (cm)	h (cm)	Bc (cm^2)	Combinaison	Nd (kN)	ν	[ν]	vérif
Poteau 60x60	60	60	3364	G+Q+Edx	2470,8597	0,29	0,3	**Oui**
Poteau 60x60	60	60	3364	G+Q+Edy	2329,3303	0,28	0,3	**Oui**

Commentaire

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

IV.6.2.7 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 :

$$\theta = \frac{P_K \Delta_K}{V_K h_K} \leq 0{,}10$$

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

$$V_K = \frac{P_K h_i}{\sum P_K h_i} E_d$$

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

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

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

h_i: Hauteur de l'étage "k".

Tableau IV.17: Vérification de l'effet P-Δ suivant les deux directions (X) et (Y).

h_i (m)	P_k (KN)	Δkx (Cm)	Δky (Cm)	Vkx (KN)	Vky (KN)	h_k Cm	θkx	θky	$\theta \leq 0.1$
34,0	5420,49	0,88	1,08	1388.7	1190,1	340	0,01	0,014	**Condition Vérifiée**
30,6	4911,781	0,90	1,12	2439,4	2074,4	340	0,005	0,008	**Condition Vérifiée**
27,2	4935,158	0,91	1,14	3261,7	2756,0	340	0,004	0,006	**Condition Vérifiée**
23,8	4976,017	0,89	1,14	3938,5	3318,6	340	0,003	0,005	**Condition Vérifiée**
20,4	5012,070	0,86	1,11	4451,7	3803,4	340	0,003	0,004	**Condition Vérifiée**
17,0	5101,248	0,80	1,04	4994,6	4211,3	340	0,002	0,004	**Condition Vérifiée**
13,6	5099,967	0,71	0,93	5385,0	4551,9	340	0,002	0,003	**Condition Vérifiée**
10,2	5154,207	0,58	0,77	5700,4	4834,5	340	0,002	0,002	**Condition Vérifiée**
6,80	5147,168	0,42	0,56	5926,9	5037,0	340	0,001	0,002	**Condition Vérifiée**
3,4	5196,751	0,22	0,26	6031,0	5124,7	340	0,001	0,001	**Condition Vérifiée**

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

IV.7 Conclusion

Eléments		Section initiale (cm^2)	Section choisie
Poutres Principales (X)		30×45	**30× 45**
Poutres Principales (Y)		30×45	**30× 45**
Poutre palière		30×30	**30× 30**
Chainages		30×35	**30× 35**
Longrines		30×30	**30× 30**
Poteaux	**9eme étage**	30x30	**35x35**
	8eme ;7eme étage	35x35	**40x40**
	6eme;5eme étage	40x40	**45x45**
	4eme;3eme étage	45x45	**50x50**
	1ier ;2eme étage	50x50	**55x55**
	Sous-sol ; RDC	55x55	**60x60**

CHAPITRE V

Ferraillage des éléments structuraux

V. Ferraillage des éléments structuraux

V.1. Introduction

Le calcul de ferraillage se fait conformément aux règlements CBA93 et RPA99v2003 en utilisant leurs combinaisons.

- **Combinaisons données par le CBA93 :**

ELS : G + Q

ELU (situation durable) : 1,35G + 1,5Q

- **Combinaisons données par le RPA99v2003 :**

ELU (situation accidentelle) : G + Q ± E et 0.8G ± E

Avec :

G : charges permanentes.

Q : charges d'exploitation.

E : charges sismiques.

V.2 Ferraillage des poutres

Le calcul de ferraillage des poutres sera fait en flexion simple, on doit faire le calcul de Ferraillage longitudinal et transversal de tous les types des poutres (poutres principales, poutres secondaires), avec toutes les vérifications nécessaires des contraintes des déformations.

Tableau V.1 : la section calculée et choisie d'armatures des poutres.

Elément	b× h (Cm^2)	M_t (KN.m)	Combinaison	A_{s1} (Cm^2)	M_a (KN.m)	Combinaison	A_{s2} (Cm^2)
Poutres P Y	30x45	115,25	1,35G+1,5Q	8,2	-192,44	1,35G+1,5Q	14,7
Poutres P X	30x45	57,69	1,35G+1,5Q	4,1	-114,05	1,35G+1,5Q	8,40
Poutres chainages	30x35	51,209	1,35G+1,5Q	4,8	-115,37	1,35G+1,5Q	12

Tableau V. 2 : La section choisie d'armatures des poutres (Cas ordinaire).

Elément	Section calculée		Section choisie	
	A_{s1} (Cm^2)	A_{s2} (Cm^2)	A_{s1} (cm^2)	**A_{s2} (cm^2)**
Poutres P X	4,1	8,4	3HA14+1chHA14=5,75	3HA16+3chHA14 =10,65
Poutres P Y	8,2	14,7	3HA16+2chHA14=9,11	3HA16+5chHA16=16,08
Poutre chainages	4,8	12	3HA16	3HA16+4HA14=12,20

V.2.2 Vérification des contraintes a l'ELS

$$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b} \qquad \sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$$

Tableau V. 3: Vérification des contraintes des poutres à l'ELS (Travée).

	M_t (KN.m)	**σ_b (MPa)**	**σ_s (MPa)**	**$\overline{\sigma}_b$ (MPa)**	**$\overline{\sigma}_s$ (MPa)**	**Vérification**
Poutres P X	27,40	4	153,9	15	201,63	**Condition vérifiée**
Poutres P Y	83,66	/	/	/	/	**/**
Chainage	34,24	7	198,6	15	201,63	**Condition vérifiée**

Tableau V. 4 : Vérification des contraintes des poutres à l'ELS. (Appui).

	M_t (KN.m)	**σ_b (MPa)**	**σ_s (MPa)**	**$\overline{\sigma}_b$ (MPa)**	**$\overline{\sigma}_s$ (MPa)**	**Vérification**
Poutres P X	-79,50	8,6	201,1	15	201,63	**Condition vérifiée**
Poutres P Y	-135,65	/	/	15	201.63	**Condition vérifiée**
Chainage	67,55	11,1	200,7	15	201.63	**Condition vérifiée**

- **Section minimale**

A_{min} =0,5% $b.h$ (cm^2) « RPA99V2003 Article 7.5.2.1 »

Section tendue : A_{tmin} = 0,1% $b.h$ (cm^2) « C.B.A93 Article B.6.4 »

Tableau V.5: Vérification de section d'armatures.

Elément	A_t (Cm²)	A_a (Cm²)	A min (Cm²)	A_t min (Cm²)	Vérification
Poutres P X	5,75	10,65	6,75	1,35	**Condition vérifiée**
Poutres P Y	9,11	16,08	6,75	1,35	**Condition vérifiée**
Chainage	6,03	12,20	5,25	1,05	**Condition vérifiée**

V.2.3 Vérification de la flèche

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

(Annexe B)

$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$ $\frac{h}{L} > \frac{Mt}{10X\,Mo}$ $\frac{A}{b\,x\,d} \leq \frac{4,2}{fe}$

Avec : $M_t = k*M_0$

K : Est un coefficient rédacteur ($0,75 \leq k \leq 0,85$), on prend : k=0,75

Tableau V.6: Vérification de flèche des poutres.

	1ier condition		**2eme condition**		**3eme condition**	
Poutres P X	0,08	0,062	0,08	0,075	0,004	0,011
	Condition vérifiée		Condition vérifiée		Condition vérifiée	
Poutres P Y	0,076	0,062	0,076	0,075	0,007	0,011
	Condition vérifiée		Condition vérifiée		Condition vérifiée	
Chainage	0,067	0,062	0,067	0,075	0,006	0,011
	Condition vérifiée		Condition non vérifiée		Condition vérifiée	

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

Tableau V.7 : Vérification de la flèche des poutres.

M(KN.m)	A(cm²)	Y(cm²)	ρ	β_1	σ_s	μ	λ_i	λ_v
34,24	6,03	18,69	0,006	0,955	188,75	0,445	3,4	1,17
I(cm²)	**I_{fi}(Cm²)**	**I_{fv} (Cm²)**	**L (m)**	**f_i**	**f_v**	**Δf (mm)**	**f_{adm} (mm)**	**$\Delta f < f_{adm}$**
125924,67	217551,87	162068,36	5,2	1,32	5,328	4	10,2	**Condition vérifier**

V.2.4 Ferraillage transversal des Poutres

L'acier choisi pour le ferraillage transversal est de type barres à haut adhérence $FeE400$. L'espacement entre les armatures d'âme successives doit être la plus faible des valeurs suivantes :

Selon le RPA2003 :

$S_t \leq \frac{A_t}{0.003*b}$

$S_t \leq$ min [h/4, 12 Ø] zone nodale

$S' \leq \frac{h}{4}$ zone courante

Selon le CBA93 :

$\frac{A_t}{b_0 * S_t} \geq \frac{\gamma_s(\tau_u - 0{,}3 f_{t28} K)}{0{,}9 f_e(\cos\alpha + \sin\alpha)}$

$S_t \leq$ min [0.9 d, 40 cm]

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

Elément	V_{max} (KN)	τ_u (MPa)	$S_{adoptée}$ (cm)		A_t choisie (Cm^2)
			S (ZN) (Cm)	S'(ZC) (Cm)	
Poutres P Y	182,8188	1,43	10	15	**4Ø8=2,01**
Poutres P X	150,3351	1,17	10	15	**4Ø8=2,01**
Poutres Chainage	118,142	1,21	8	15	**4Ø8=2,01**

V.2.5. 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.

	b× h (Cm^2)	V_{max} (KN)	Combinaison	τ (MPa)	$\bar{\tau}$ (MPa)	Vérification
PP x	30x45	182,8188	G+Q-Edx	1,43	3,33	**Condition vérifier**
PP Y	30x45	150,3351	G+Q+Edy	1,17	3,33	**Condition vérifiée**
Chainage	30x35	118,142	ELU	1,21	4,35	**Condition vérifiée**

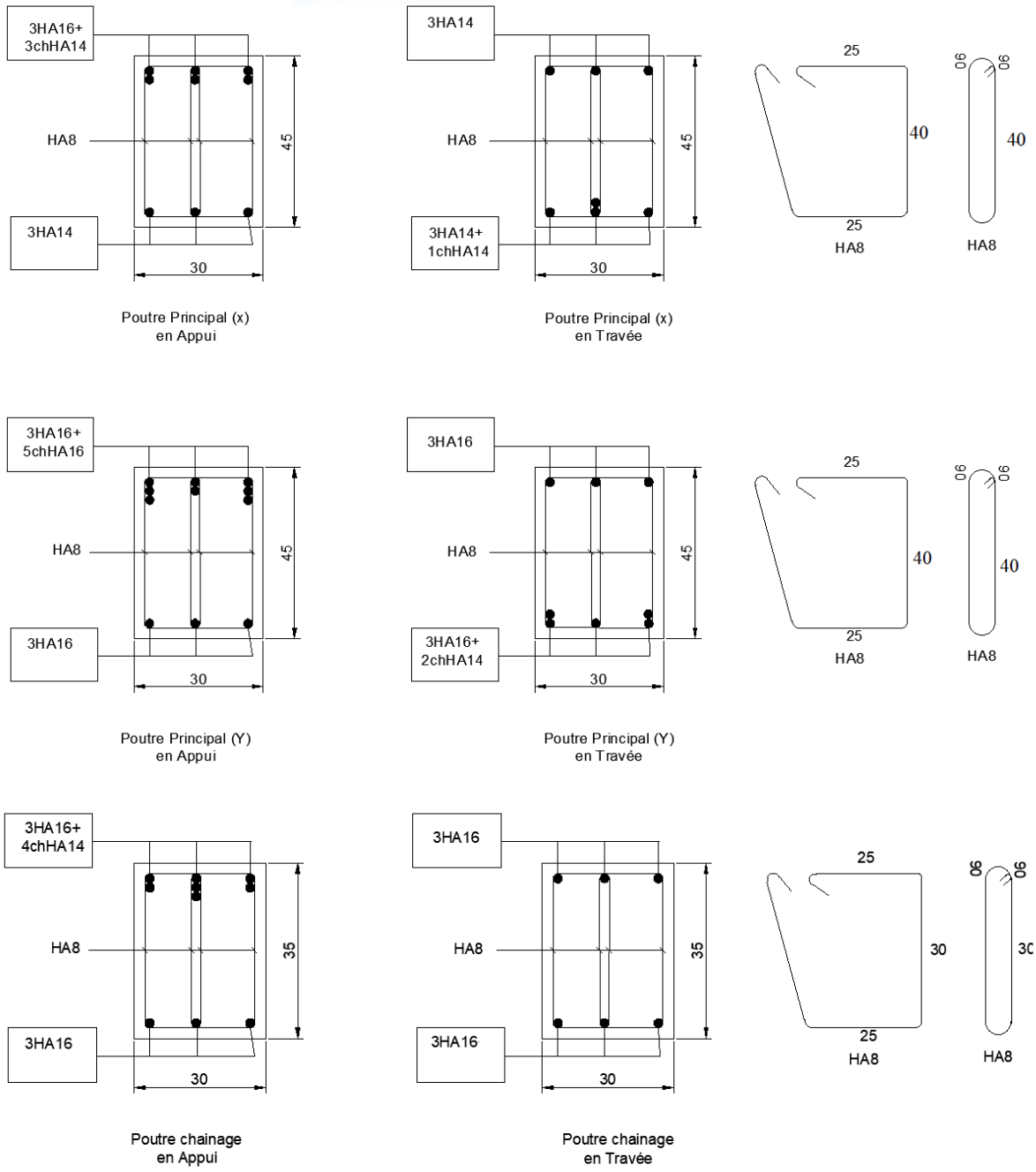


Figure V.5.1: Ferraillage des Poutre.

V.3 Ferraillage des poteaux

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

V.3.1 Armatures longitudinales

V.3.1.1 Recommandations sur le ferraillage minimal V.3.1.1.1 Selon le CBA93

V.3.1.1.1 Selon le CBA93

A_l = min $\begin{cases} 4cm^2 \text{ par mètre } de\ longueur \text{ de } parement \\ 0.1 \leq \frac{A_l}{B} \leq 5\% \text{ section béton comprimée} \end{cases}$

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

V.3.1.1.2 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

$$0.9\ \% \leq \frac{A_l}{b*h} \leq 3\%\ (Zone\ courant)$$

$$0.9\ \% \leq \frac{A_l}{b*h} \leq 6\%\ (Zone\ de\ recouvrement)$$

- Le diamètre minimum est de 12 mm.
- La longueur minimale des recouvrements est de : 50 Ø en zone III.
- 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 [$\frac{h_e}{6}$, b_1; h_1; 60 cm]

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 cas extrêmes suivant :

- $N_{max}\ et\ Mx\ correspondant\ et\ et\ My\ correspondant$
- $N_{min}\ et\ Mx\ correspendent\ et\ et\ My\ correspondant$
- $M_x\ max\ et\ et\ My\ correspondant\ et\ Ncorrespendent$
- $M_y\ max\ et\ et\ Mx\ correspondant\ et\ Ncorrespendent$

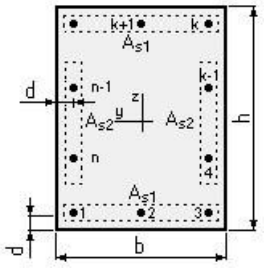


Figure V.5.1: Les sections des poteaux.

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

Section (cm^2)	**Sollicitations**						$A_{calculer}$ (Cm^2)	**Amin (RPA)** (Cm^2)	**At Choisie** (cm^2)
60x60	N_{max}	2757,9	M_x cor	-0,357	M_y cor	-11,05	9,6	32,4	**4HA16 + 16HA14 =32,67cm²**
	N_{min}	-116,03	M_x cor	13,004	M_y cor	-14,25			
	M_y max	130,94	M_x cor	2,207	N_{corr}	1245,3			
55x55	N_{max}	2449,15	M_x cor	-0,312	M_y cor	-23,58	8,8	27,22	**20HA14 = 30,79cm²**
	N_{min}	123,30	M_x cor	66,55	M_y cor	45,75			
	M_{xmax}	122,40	M_y cor	15,099	N_{corr}	1039			
50x50	N_{max}	1857,0	M_x cor	-5,2014	M_y cor	-18,02	8	22,5	**16HA14 = 24,63 cm²**
	N_{min}	111,36	M_x cor	61,21	M_y cor	38,77			
	M_{ymax}	165,49	M_x cor	144,97	N_{corr}	744,98			
45x45	N_{max}	1295,51	M_x cor	-8,3051	M_y cor	-14,76	7,4	18,23	**12HA14 = 18,47cm²**
	N_{min}	-61,40	M_x cor	59,280	M_y cor	34,16			
	M_x max	119,47	M_y cor	13,139	N_{corr}	618,5			
40x40	N_{max}	759,32	M_x cor	-9,775	M_y cor	-11,66	7	14,4	**12HA14 = 18,47cm²**
	N_{min}	12,586	M_x cor	49,306	M_y cor	28,85			
	M_{xmax}	104,78	M_y cor	10,295	N_{corr}	388,6			
35x35	N_{max}	268,09	M_x cor	33,224	M_y cor	-7,27	7	11,025	**8HA14 = 12,32cm²**
	N_{min}	10,83	M_x cor	39,011	M_y cor	25,65			
	M_{xmax}	-70,47	M_y cor	-20,83	N_{corr}	208,55			

V.3.1.3 Vérification des contraintes à l'ELS

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

Section (cm²)	Sollicitations						σb Mpa	σ_s Mpa	A_t choisie (cm²)
60x60	N_{max}	2005,1	$M_{x\ cor}$	-0,31	$M_{y\ cor}$	-8,19	5,5	82,7	**Condition vérifier**
	N_{min}	1009,81	$M_{x\ cor}$	-0,72	$M_{y\ cor}$	-25,63	3,4	49,7	
	$M_{y\ max}$	67,03	$M_{x\ cor}$	1,51	N_{corr}	67,03	6,5	93,4	
55x55	N_{max}	1780,6	$M_{x\ cor}$	-0,84	$M_{y\ cor}$	-17,48	6,2	92,5	**Condition vérifier**
	N_{min}	808,45	$M_{x\ cor}$	-0,52	$M_{y\ cor}$	31,52	3,2	52	
	$M_{x\ max}$	-22,96	$M_{y\ cor}$	50,24	N_{corr}	1582,32	7,5	106	
50x50	N_{max}	1350,54	$M_{x\ cor}$	-3,85	$M_{y\ cor}$	-13,42	7,2	103,3	**Condition vérifier**
	N_{min}	586,53	$M_{x\ cor}$	-0,21	$M_{y\ cor}$	30,89	3,7	50,7	
	M_{ymax}	48,38	$M_{x\ cor}$	-1,42	N_{corr}	722,29	5	68,4	
45x45	N_{max}	942	$M_{x\ cor}$	-6,08	$M_{y\ cor}$	-11,05	5,4	79,1	**Condition vérifier**
	N_{min}	478,02	$M_{x\ cor}$	0,07	$M_{y\ cor}$	24,38	3,8	51,6	
	$M_{x\ max}$	-2,43	$M_{y\ cor}$	38,72	N_{corr}	590,69	5,4	71,9	
40x40	N_{max}	553,24	$M_{x\ cor}$	-7,14	$M_{y\ cor}$	-8,77	4,6	65,5	**Condition vérifier**
	N_{min}	272,84	$M_{x\ cor}$	1,63	$M_{y\ cor}$	22,21	3,8	48,2	
	$M_{x\ max}$	-4,06	$M_{y\ cor}$	35,93	Ncorr	339,67	6,3	76,8	
35x35	N_{max}	196,83	$M_{x\ cor}$	24,22	$M_{y\ cor}$	-5,30	7	78,7	**Condition vérifier**
	N_{min}	77,75	$M_{x\ cor}$	1,85	$M_{y\ cor}$	21,4	6,3	54,5	
	$M_{x\ max}$	-7,60	$M_{y\ cor}$	-9,26	N_{corr}	176,60	3,6	47,4	

V.3.2 Armatures transversales

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule donnée par le « RPA99V2003 Article7.4.2.2 » :

$$A_t = \frac{\rho_a \times S_t \times T_u}{h_1 \times f_e}$$

Tu : Effort tranchant.

ρa : Est un coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par efforttranchant, il est pris égal à :

2,50 si : $\lambda \geq 5$

3,75 si : $\lambda < 5$; $\lambda = \frac{L_f}{i}$

t : est l'espacement des armatures transversales

$$t = \begin{cases} 10cm \\ Min\left[\frac{b_1}{2}; \frac{h_1}{2}; 10\phi_l\right] \end{cases}$$

ϕ_l : Diamètre minimal des armatures longitudinales.

h_1: Hauteur totale de la section brute.

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

$$\frac{A_t}{t \times b_1} \geq 0{,}3\% \; si: \quad \lambda > 5$$

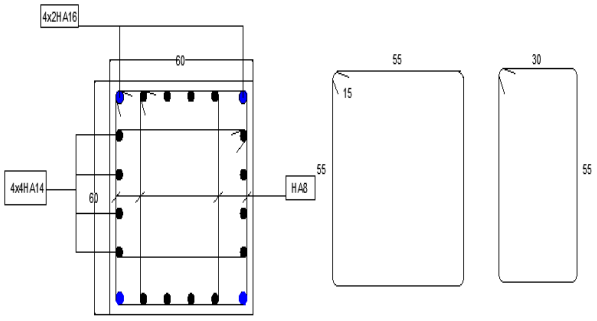
$$0{,}8\% \geq \frac{A_t}{t \times b_1} \geq 0{,}3\% \; si: 5 \geq \lambda \geq 3$$

$$\frac{A_t}{t \times b_1} \geq 0{,}8\% \; si: \lambda \leq 5$$

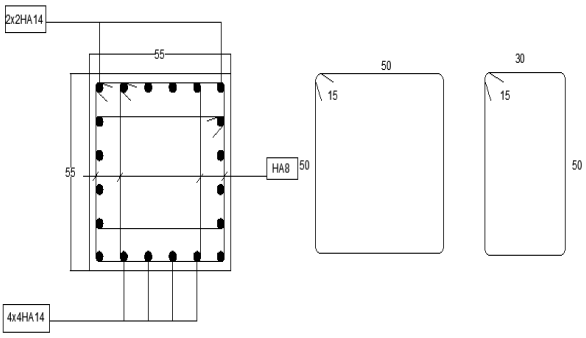
Dans notre projet, l'effort tranchant dans les poteaux est nul (R=3.5), donc : $\lambda > 5$ pour tous les poteaux $\Rightarrow$ $A_t = A_{t\,min} = 0{,}003 \times t \times b_1$

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

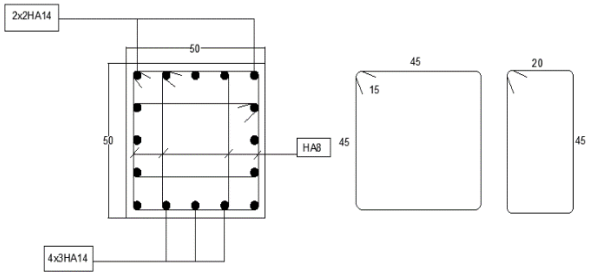
Section (cm²)	Zone	t (cm)	A_{tch} (cm²)
60*60	Nodale	10	4HA8=2,01
	Courante	15	4HA8=2,01
55*55	Nodale	10	4HA8=2,01
	Courante	15	4HA8=2,01
50*50	Nodale	10	4HA8=2,01
	Courante	15	4HA8=2,01
45*45	Nodale	10	4HA8=2,01
	Courante	15	4HA8=2,01
40*40	Nodale	10	4HA8=2,01
	Courante	15	4HA8=2,01
35*35	Nodale	10	4HA8=2,01
	Courante	15	4HA8=2,01



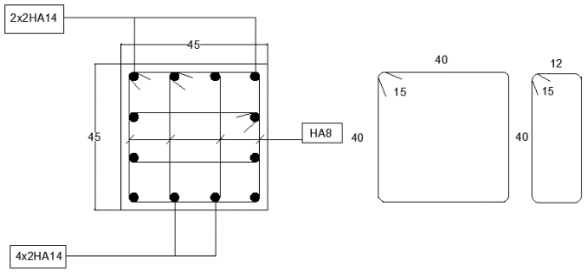
Poteau 60 x 60



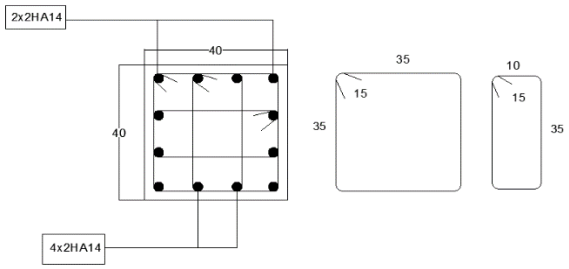
Poteau 55 x 55



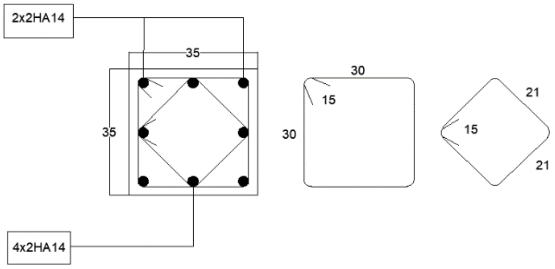
Poteau 50 x 50



Poteau 45 x 45



Poteau 40 x 40



Poteau 35 x 35

La figure V.2 : Ferraillage les poteaux.

V.4 Ferraillage des voiles

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

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

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

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

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 minimale et maximales

Selon le RPA2003 Article 7.7.4.1

Av = 0,2%Bt Bt : La section horizontale tendue de voile.

Av = 0,15%B B : La section globale de voile.

Av = 0,1%Bc Bc : La section horizontale courante.

Selon le CBA93 Art B.6.4 :

$$0{,}1\% \leq \frac{2 \times A_y}{a \times B_t} \leq 0{,}5\% \quad \Rightarrow A_V \geq 0{,}1\% Bt$$

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

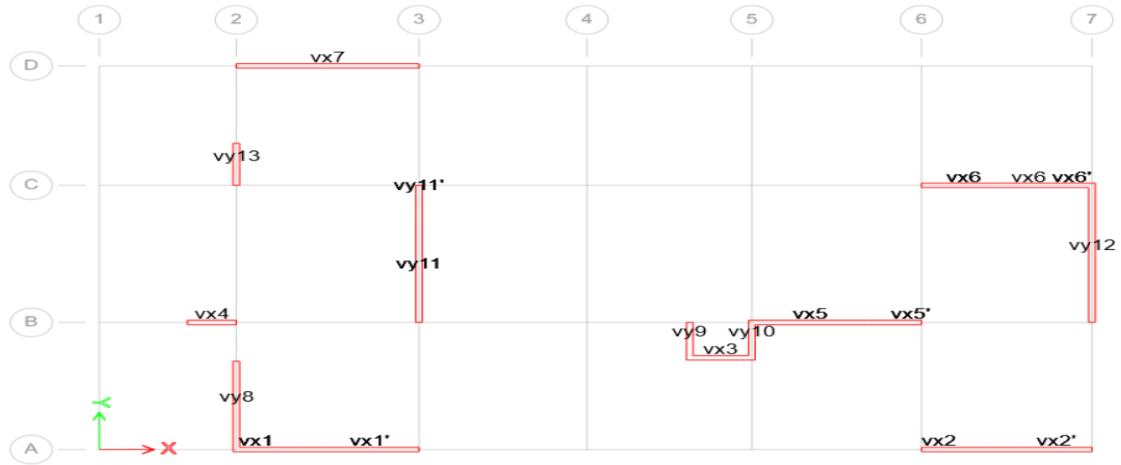


Figure V.3: Disposition des voiles.

V.4.1 Ferraillage des voiles pleins :

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

Voile	L	a	L/10	N (KN)	M (KN.m)	Cas	A calculée	A'calculée
V_{y8}	430	20	43	1478,29	10448,42	S.P.C	8,6	0
V_{y13}	220	20	22	2484,62	1952,05	S.P.C	4,4	0
V_{x4}	180	20	18	344,50	765,51	S.P.C	3,6	0
V_{y12}	680	20	68	605,61	16548,67	S.P.C	13,6	0
V_{y10}	190	20	19	1151,47	980,83	S.P.C	3,8	0
V_{x3}	190	20	19	2409,82	950,64	S.P.C	3,8	0
V_{y9}	160	20	16	401,519	536,48	S.P.C	3,2	0
V_{y7}	590	20	59	2254,00	18720,1796	S.P.C	11,80	0

S.P.C : Section partiellement comprimée

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

Voile	L	A'calculée	Achoisie (Cm^2)	St (Cm)	Acourante choisie	St	Avglobale
V_{y8}	430	0	2x(4HA12) = 9,04	13	2x(14HA12) =31,67	26	40,71
V_{y13}	220	0	2x(3HA12) = 6,78	10	2x(9HA12) =20,36	20	27,14
V_{x4}	180	0	2x(3HA12) = 6,78	8	2x(9HA12) =20,36	16	27,14
V_{y12}	680	0	2x(7HA12)=15,84	12	2x(22HA12) =49,76	24	81,44
V_{y10}	190	0	2x(3HA12) =6,78	8	2x(10HA12) =22,62	16	29,4
V_{x3}	190	0	2x(3HA12) =6,78	8	2x(9HA12) =20,36	16	33,92
V_{y9}	160	0	2x(3HA12) =6,78	8	2x(8HA12) =9,05	16	22,61
V_{y7}	590	0	2x(6HA12= 13,56	11	2x(26HA12)= 49,79	22	76,88

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)	$\overline{\sigma_b}$	σ_b	σ_s	$\overline{\sigma_s}$	Vérification
V_{y8}	2723,16	908,81	15	3,8	201,63	57	**Condition vérifier**
V_{y13}	3175,69	87,16	15	6,4	201,63	96,6	**Condition vérifier**
V_{x4}	2337,33	17,65	15	5,4	201,63	80,9	**Condition vérifier**
V_{y12}	3282,26	237,78	15	2,1	201,63	32,2	**Condition vérifier**
V_{y10}	2330,19	23,89	15	5,1	201,63	76,5	**Condition vérifier**
V_{x3}	1311,9	13,873	15	2,8	201,63	41,5	**Condition vérifier**
V_{y9}	1135,62	12,03	15	3,1	201,63	46	**Condition vérifier**
V_{y7}	3643,45	258,5	15	2,7	201,63	40,8	**Condition vérifier**

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

$$\tau = \frac{V_u}{b_0 .d} \; ; \; V_u = 1.4 \times T$$

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

Voile	L	a	T	τ	$\bar{\tau}$	
V_{y8}	430	20	1216,76	2,2	**5**	**Condition vérifier**
V_{y13}	220	20	369,93	1,30	**5**	**Condition vérifier**
V_{x4}	180	20	183,238	0,8	**5**	**Condition vérifier**
V_{y12}	680	20	1611,88	1,84	**5**	**Condition vérifier**
V_{y10}	190	20	297,57	1,44	**5**	**Condition vérifier**
V_{x3}	190	20	394,89	1,61	**5**	**Condition vérifier**
V_{y9}	160	20	173,76	0,84	**5**	**Condition vérifier**
V_{y7}	590	20	1204,58	1,13	**5**	**Condition vérifier**

V.4.1.4. Calcul des armatures horizontales

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

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

$$Ah = Max\left[\frac{2}{3} \times A_{VCh}; 0{,}15\% \times a \times h_e\right]$$

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

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

Voile	$Av_{globale}$ (Cm^2)	Ah_{cal} (Cm^2)	$S_{th_{choisie}}$ (Cm)	$Ah_{choisie}$ (cm^2)
V_{y8}	40,71	27,140	12	2x (25HA12) =56,55
V_{y13}	27,14	18,09	12	2x (25HA12) =56,55
V_{x4}	27,14	18,09	12	2x (25HA12) =56,55
V_{y12}	81,44	54,29	12	2x (25HA12) =56,55
V_{y10}	29,4	19,6	12	2x (25HA12) =56,55
V_{x3}	33,92	22,61	12	2x (25HA12) =56,55
V_{y9}	22,61	15,56	12	2x (25HA12) =56,55
V_{y7}	76,88	51,253	12	2x (25HA12) =56,55

V.4.1.5. Armatures d'attache

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

3, $\emptyset_v$ étant le diamètre des armatures verticales maintenues par les épingles Il faut disposer au moins 4 épingles par mètre carré du voile « RPA2003v99 Article 7.7.4.3 ».

Autre recommandation : (CBA93 et RPA2003)

- Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.
- La longueur minimale de recouvrement égale à 40x Ømax en zone II_b.

V.4.5 Ferraillage des voiles avec ouverture :

V.4.5.1 Trumeaux

Tableau V.18 : calcul des armatures verticales.

Voile	L	a	L/10	N (KN)	M (KN.m)	Cas	A calculée	$A'_{calculée}$
V_{x2}	1,35	20	13	1558,33	492.63	S.P.C	2,7	0
	2,5	20	25	1215,17	1294.73	S.P.C	5	0
V_{x5}	3,75	20	37,5	3064,08	2330.58	S.P.C	7,5	0
	1	20	10	1665,69	232.09	S.P.C	2	0
V_{x1}	3,3	20	33	3831,12	3221.78	S.P.C	6,6	0
	1,5	20	15	638,16	281.22	S.P.C	3	0
V_{x11}	4,85	20	48,5	7410,52	11423.75	S.P.C	9,70	0
	2,1	20	21	1925,2	326.37	S.P.C	2	0
V_{x6}	2,9	20	29	544,78	374.40	S.P.C	2,8	0
	1,4	20	14	544,78	374.40	S.P.C	2,8	0

Tableau V.19 : La section choisie d'armatures des trumeaux.

Voile	L	$A'_{calculée}$	$A_{choisie}$ (Cm^2)	St (Cm)	$A_{courante\ choisie}$	St	$Av_{globale}$
V_{x2}	1,35	2,7	2x(2HA12) =9,04	8	2x(7HA12) =15,83	16	24,88
	2,5	5	2x(3HA12) =6,78	10	2x(10HA12) =22,62	20	36,18
V_{x5}	3,75	7,5	2x(4HA12) =9,04	10	2x(15HA12) =33,93	20	52,01
	1	2	2x(2HA12) =4,52	7	2x(4HA12) =9,05	14	18,08
V_{x1}	3,3	6,6	2x(4HA12) =9,05	10	2x(13HA12) =29,41	20	47,51
	1,5	3	2x(2HA12) =4,52	10	2x(7HA12) =15,83	20	24,87
V_{x11}	4,85	9,70	2x(5HA12) =11,31	10	2x(20HA12) =45,24	20	67,86
	2,1	2	2x(2HA12) =4,52	12	2x(7HA12) =15,83	24	24,87
V_{x6}	2,9	2,8	2x(2HA12) =4,52	12	2x(9HA12) =20,36	24	29,4
	1,4	2,8	2x(1HA12) =2.26	10	2x(5HA12) =11,31	20	15,83

V.4.5.1.1 Vérification des contraintes normales à L'ELS

Tableau V. 20 : Vérification des contraintes normales des voiles.

Voile	N (KN)	M (KN.m)	$\overline{\sigma_b}$	σ_b	σ_s	$\overline{\sigma_s}$	Vérification
V_{x2}	1987,29	30,58	15	6	201,63	90,6	**Condition vérifier**
	2215,03	97,74	15	3,9	201,63	58,8	**Condition vérifier**
V_{x5}	3064,08	2330,58	15	3,5	201,63	51,7	**Condition vérifier**
	1621,06	53,95	15	8	201,63	119,9	**Condition vérifier**
V_{x1}	1254,88	82,08	15	4	201,63	59,7	**Condition vérifier**
	2040,01	266,70	15	3	201,63	44,8	**Condition vérifier**
V_{x11}	5367,92	1045,05	15	5,4	201,63	80,8	**Condition vérifier**
	1959,81	76,11	15	8,3	201,63	123,2	**Condition vérifier**
V_{x6}	2315,16	660,5	15	4,9	201,63	72,9	**Condition vérifier**
	1076,04	70,47	15	3,7	201,63	55,7	**Condition vérifier**

V.4.2. Ferraillage des linteaux :

Dans le calcul des linteaux, on a deux cas :

1. Flexion simple (Cas1). $\tau_b \leq 0.06 fc28$

2. Traction compression (Cas2). $\tau_b \geq 0.06 fc28$

Les étapes des calcules dans voir annexe G

V.4.2.1. Calcul des linteaux :

Les résultats de calcul sont dans les tableaux suivants :

Tableau V.21 : Choix de la méthode de calcul des linteaux.

	e	L	H	V	M	τ_b	$0.06fc28$	Cas
V_{x2}	20	200	120	472,62	425,37	3,06	1,5	**Traction/compression**
V_{x5}	20	90	120	414,15	403,93	2,68	1,5	**Traction/compression**
V_{x1}	20	140	200	769,21	463,26	2,99	1,5	**Traction/compression**
V_{x11}	20	90	120	448,58	403,58	2,9	1,5	**Traction/compression**
V_{x6}	20	140	200	627,64	463,26	2,44	1,5	**Traction/compression**

Tableau V.22 : La section choisie d'armatures des linteaux.

Voile	$A_{Calculée}(cm^2)$				$A_{Choisie}(cm^2)$			
	A_l	A_t	A_c	A_D	A_l	A_t	A_c	A_D
V_{x2}	3,6	0,75	4,8	11,85	2x(2HA12)=4,52	2HA8=1,01	2x(3HA12) =6,78	2x(6HA12) =13,56
V_{x5}	3,6	0,45	4,8	6,58	2x(2HA12)=4,52	2HA8=1,01	2x(3HA12) =6,78	2x(3HA12) =6,78
V_{x1}	6	0,75	8	11,84	2x(3HA12)=6,78	2HA8=1,01	2x(4HA12) =9,05	2x(6HA12) =13,56
V_{x11}	3,6	0,75	4,8	6,41	2x(2HA12) =4,52	2HA8=1,01	2x(3HA12) =6,78	2x(3HA12) =6,78
V_{x6}	6	0,75	8	9,65	2x(3HA12)=6,78	2HA8=1,01	2x(4HA12) =9,05	2x(6HA12) =13,56

CHAPITRE VI

Etude de l’infrastructure

VI.1 Introduction

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

Une fondation est un organe de transmission des charges de la superstructure au sol, elle ne peut être calculée que si l'on connaît la superstructure et ses charges, d'une part et les caractéristiques du sol d'autre part.

Les fondations doivent assurer deux fonctions essentielles :

- Reprendre les charges et les 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 indispensable D'avoir des renseignements aussi précis que possible sur les caractéristiques géotechniques Des différentes couches qui constituent le terrain.

Le rapport du sol donne les informations suivantes :

- De faible a forte humidité et de faible a forte compacité. (W % = 12,53 %)
- L'angle de frottement est de (φ =20°)
- Le PH est proche de la neutralité. (7,74)
- Le pourcentage en sulfates indique que l'agressivité est nulle. (5,36 %)
- 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 La profondeur d'ancrage de 6,00 m par rapport au niveau du sol.

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

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

VI.4. Calcul des semelles isolées

VI 4.1. Dimensionnement des semelles isolées

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

D'équilibre Statique : e = $\frac{M}{N} < \frac{B}{6}$

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

$$\sigma m = \frac{3\delta 2+\delta 1}{4} = \frac{N}{A\times B}(1+\frac{3\times e0b}{B})$$

Cette contrainte moyenne doit être toujours inférieure ou égale alla contrainte admissible du Sol $\overline{\sigma}sol$

$$\sigma m < \overline{\sigma}sol \rightarrow \frac{N}{A\times B}\left(1+\frac{3\times e0b}{B}\right) \leq \overline{\sigma}sol$$

Si on remplace A par :

A = $(\frac{a}{b})$ B ⇒ $\frac{N}{A\times B}(1+\frac{3\times e0b}{B}) \leq \overline{\sigma}sol$

Il faut résoudre : $\left[\left(\frac{a}{b}\right)\overline{\sigma}sol\right]$ B^3−N × B − (3 × $e0b$ × N) ≥ 0

Remarque :

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

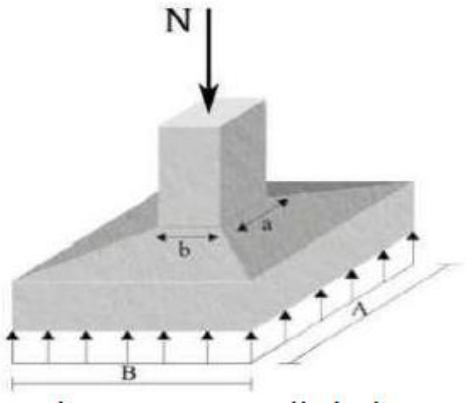
$$\left[\left(\frac{a}{b}\right)\overline{\sigma}sol\right] A^3-N\times A-(3\times e0b\times N)\geq 0$$

- Diagramme trapézoïdale : Diagramme trapézoïdale :

  $[\left(\frac{a}{b}\right)\overline{\sigma}sol]$ B^3−[N] × B − (3$e0b$ × N) ≥ 0 (même pour A).

- Diagramme triangulaire :

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



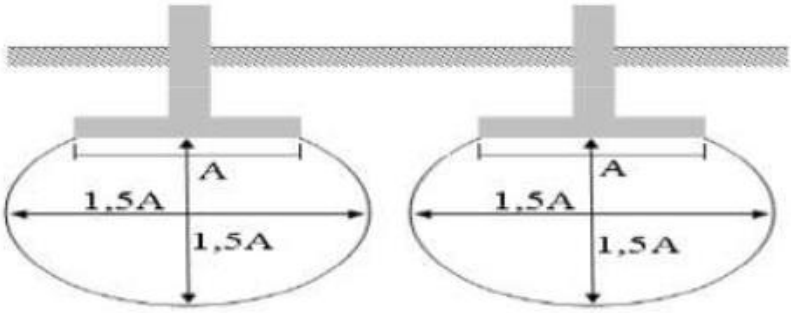
Figures VI.1: Semelle isolée.

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

Section	a (cm)	b (cm)	N (KN)	M_X (KN.m)	My (KN.m)	Diagramme
S_{11}	60	60	1233,16	2,67	-8,83	Trapézoïdale
S_{15}	60	60	1764,07	67,03	-1,51	Trapézoïdale
S_9	60	60	1779,01	-3,07	-11,08	Trapézoïdale
S_{118}	60	60	1517,29	62,81	24,44	Trapézoïdale
Section	**$A_{calculé}$ (m)**	**$B_{calculé}$ (m)**	**$A_{choisie}$ (m)**	**$B_{choisie}$ (m)**	**$h_{calculé}$ (cm)**	**$h_{choisie}$ (cm)**
S_{11}	2,48	2,48	2,70	2,70	56	60
S_{15}	2,97	2,97	3,00	3,00	63	65
S_9	2,98	2,98	3,2	3,2	63	65
S_{11}	2,75	2,75	2,80	2,80	63	65

VI.4.2 Vérification de l'interférence entre deux semelles

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



FigureVI.2 : Les bulbes de pression sous la semelle.

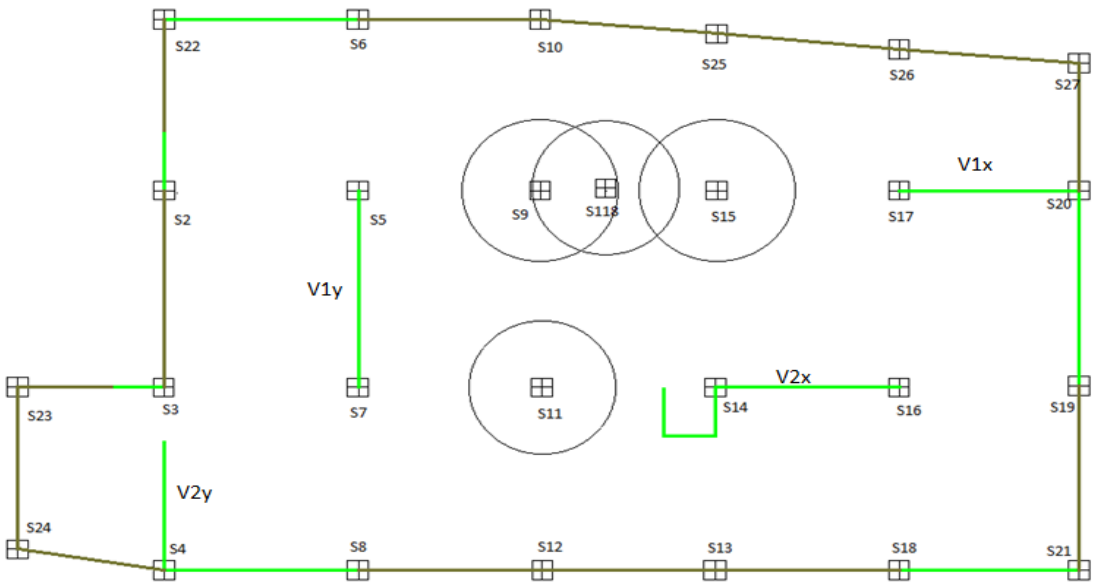


Figure VI.3 : Les bulles de pression sous la semelle.

Remarque

D'après le Figure VI.4, on remarque qu'il y a un chevauchement des semelles .

VI.4.3 Les semelles isolées

S_{11} : $B_{choisie}$= 2,70m $A_{choisie}$ = 2,70m $h_{choisie}$ = 60 m

VI.4.4 Vérifications des contraintes

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

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

S	A (m)	B (m)	N_{ser} (KN)	$P_{semelle}$ (KN)	$P_{amorces\ Pot}$ (KN)	$P_{remblai}$ (KN)	σ (Mpa)	$\sigma \leq \sigma_{sol}$
S_{11}	2,70	2,70	1394,48	109,35	5,40	46,57	0,19	Oui

VI.4.5 Vérification de la stabilité au renversement

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

S	e_{0a} (cm)	e_{0b} (cm)	$A/4(cm)$	$B/4(cm)$	Vérification
S_{11}	0,21	0,71	67,5	67,5	Oui

VI.4.6 Vérification de poinçonnement

$$F \leq Flimite = 0{,}045 * U_C * h * \frac{fcj}{\gamma b}$$

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

S	h	F limite (KN)	Fu (KN)	Vérification
S_{11}	60	2160	1945,44	**Oui**

- Pas de poinçonnement du fût sur la semelle.

VI.4.7 Calcul de Ferraillages à l'ELU

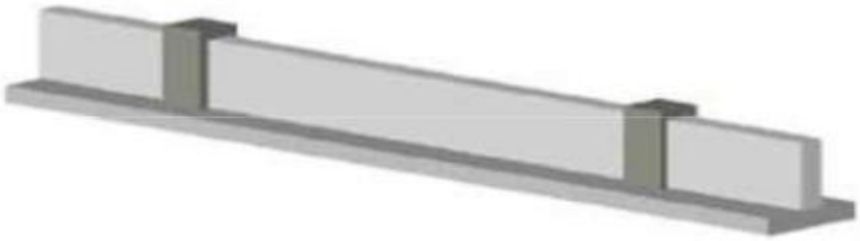
Tableau VI.5 : Ferraillage principales des semelles isolées.

S	N (KN)	M_a (KN.m)	M_b (KN.m)	A_a (cm^2)	A_b (cm^2)	A_a (cm^2)	A_b (cm^2)	St (cm)
S_{11}	1945,44	3,7	12,18	27,95	27,97	25HA12 =28,27	25HA12 =28,27	11

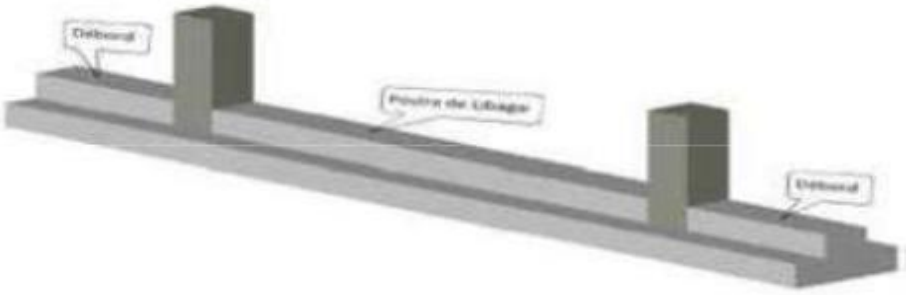
VI.5 Calcule des semelles filantes

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

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



Figures VI.4 : Semelle filantes sous voiles.



Figures VI.5 : Semelle filantes sous plusieurs poteaux.

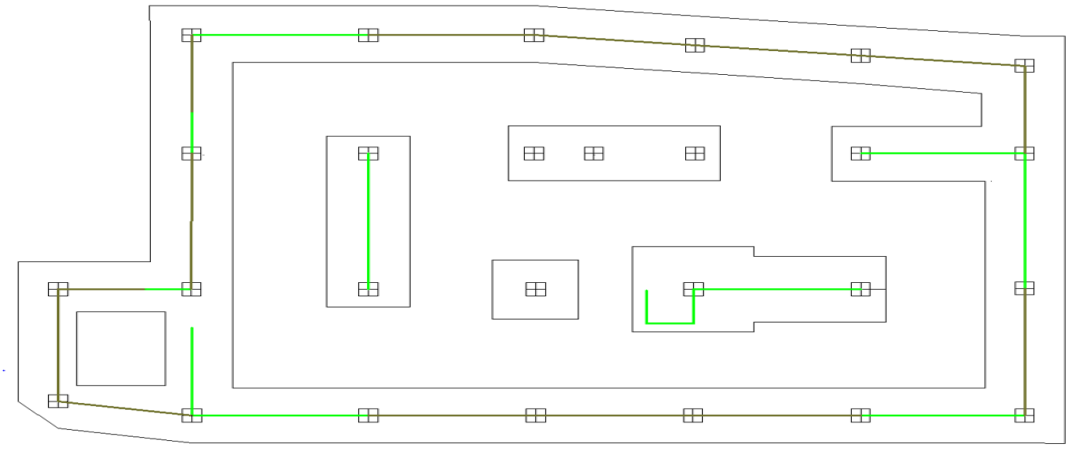
VI.5.1 Dimensionnement des semelles filantes

Tableau VI.6 : Dimensionnement des semelles filantes (plusieurs poteaux) à l'ELS.

Semelle		N_{max} (KN)	M (KN.m)	A (m)	A (m)	B (m)	e_0 (cm)	σ (Mpa)	Distribution	h (cm)	B_{ch} (cm)	h_{ch} (cm)
X	S_{fp1}	1778.85	3.10	4,13	0,60	0,60	0.17	0,16	Trapézoïdale	53	250	55

Tableau VI.7 : Dimensionnement des semelles filantes (sous voiles) à l'ELS.

Semelle		N_{max} (KN)	M (KN.m)	A (cm)	B (m)	e_0 (cm)	Distribution	h (cm)	A_{ch} (m)	h_{ch} (cm)	$\bar{\sigma}$ (Mpa)
X	S_{fv1}	255,29	3,96	20	1	1,5	Trapézoïdale	33	1,8	45	0,20
	S_{fv2}	441,99	0,58	20	1	0,13	Trapézoïdale	55	3	75	0,21
Y	S_{fv1}	564,38	0,76	20	1	0,14	Trapézoïdale	70	3,8	95	0,20
	S_{fv2}	454,58	5,83	20	1	1,28	Triangulaire	58	3,20	80	0,20
Svp		338,66	6,81	20	1	2,08	Triangulaire	63	2,5	65	0,19



Figures VI.6 : 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 vérifier que L'excentrement de la résultante des forces verticales gravitaires et des forces sismiques reste à L'intérieur de la moitié centrale de la base des éléments de fondation résistant au renversement.

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

Tableau VI.8 : Vérification de renversement des semelles filantes.

Semelle	N_{ser} (KN)	$M_{ser\ cor}$ (KN.m)	e_0 (cm)	B_{ch} (cm)	$B/4$ (cm)	Vérification
S_{fp1}	1778.85	3.10	0,17	250	62,5	**Condition vérifiée**
S_{fv1x}	255,29	3,96	1,5	180	45	**Condition vérifiée**
S_{fv2x}	441,99	0,58	0,13	300	75	**Condition vérifiée**
S_{fv1y}	564,38	0,76	0,14	380	95	**Condition vérifiée**
S_{fv2y}	454,58	5,83	1,28	320	80	**Condition vérifiée**

VI.5.3 Vérification de poinçonnement de semelle filante

$$F \leq Flimite = 0{,}045*U_C*h*\frac{fcj}{\gamma b}$$

Tableau VI. 9 : Vérification de poinçonnement de la semelle filante.

Semelle	h (cm)	F_{Limite}(KN)	F_u(KN)	Vérification
S_{fp1}	55	1897,5	2443,86	**Condition non vérifiée**

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

VI.5.4. Ferraillage des semelles filantes

VI.5.4.1. Semelle filantes (continue) sous plusieurs poteaux

Tableau VI. 10 : Choix de méthode de calcul.

Semelle	Nu (KN)	Mu (KN.m)	e_0 (cm)	B (cm)	B/18 (cm)	Méthode
S_{fp1}	2443,86	92,27	3,77	250	8,16	**Des bielles**
S_{fv1x}	349,04	3,13	0,89	180	10	**Des bielles**
S_{fv2x}	604,75	11,44	1,89	300	16,66	**Des bielles**
S_{fv1y}	772,86	51,89	6,71	380	21,11	**Des bielles**
S_{fv2y}	588,18	7,99	1,35	320	17,77	**Des bielles**
Svp	474,94	147,53	31,06	250	13,88	**Des moment**

- **Armatures principales**

Tableau VI.11 : Ferraillages des semelles filantes

Semelle	N_u (KN)	A (m)	B (m)	$A_{calculé}$ (cm^2)	$A_{choisie}$ (cm^2)	St (cm)
S_{fp1}	2443,86	2,5	6,65	36,70	33HA12=37,32	20
S_{fv1x}	349,04	1,8	1	2.92	5HA12=5,65	22
S_{fv2x}	604,75	3	1	10,77	10HA12=11,31	10
S_{fv2y}	772,86	3,8	1	11,69	11HA12=12,44	10
S_{fv1y}	588,18	3,20	1	8,55	8HA12=9,05	12
Svp	474,94	2,5	1	10,99	10HA12=11,31	10

- **Armature de répartition**

Tableau VI.12 : Armature de répartition des semelles filantes

Semelle	A_b (cm^2)	B (m)	$A_{rép}$ (cm^2)	$A_{choisie}$ (cm^2)	St (Cm)
S_f	37,32	2,5	23,32	21HA12=23,75	12
S_{fv1x}	5,65	1,8	2,54	5HA12=5.65	20
S_{fv2x}	11,31	3	8,48	8HA12=9,05	13
S_{fv2y}	12,44	3,8	11,81	11HA12=12,44	10
S_{fv1y}	9,05	3,20	7,24	7HA12=7,92	15
Svp	11,31	2,5	7,06	7HA12=7,92	15

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 :

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

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

- L : La plus grande travée dans la fille
- K : Coefficient de réduire du sol (K = 4 kg/cm3).

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

Tableau VI.13: Dimensionnement poutre de la poutre de libage.

Poutre de libage	L_{max} (m)	$H_{p\ calculé}$ (m)	$H_{p\ adopté}$ (m)	b_p (m)
	3	36	0.70	0.6

VI.6.2.Vérification de Poinçonnement de la poutre de Libage « CBA91 Article A.5.2.4.2»

$$N_u \leq N_{Limite} = 0{,}045\ u_c \times hp\ \frac{fc28}{\gamma b}$$

Tableau VI.14: Vérification de poinçonnement de la poutre de libage.

Poutre de libage	N_{Limite}(KN)	N_u(KN)	Vérification
60x70	2730	2443.59	Condition Vérification

- Pas de poinçonnement de la poutre de libage.

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

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

$\tau \frac{Tu}{b \times d}$; $\bar{t} = \min\left(\frac{0{,}15 \times fc28}{\gamma b}; 4Mpa\right) = 2{,}5$…… (Fissuration préjudiciable).

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

Poutre de libage	T(KN)	τ (MPa)	$\bar{\tau}$ (MPa)	Vérification
60x70	932.87	2.39	2.5	Vérification

VI.6.4 Ferraillage Poutre de libage

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

$$\sigma ELU = \frac{\Sigma Nu + 1{,}35 \times (Psemelle + P\ poutre\ libage + Pamorces\ voile + Premblai}{B \times L}$$

$$\sigma ELU = \frac{\Sigma Nse \times (Psemelle + P\ poutre\ libage + Pamorces\ voile + Premblai}{B \times L}$$

Σ Ni : la somme des efforts normaux.

L : La longueur totale de la poutre de libage.

B : la hauteur de la poutre de libage.

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

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

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

Tableau VI.16: 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	3,49	2,53	872,95	634,08

VI.6.5 Armature calculée en travée et en appuis

Combinaison : 1,35G+1,5Q

Tableau VI.17 : Ferraillage longitudinal des poutres de libage.

Poutre de Libage	M_t (KN/m)	M_a (KN/m)	A_{s1} (Cm^2)	A_{s2} (Cm^2)	A choisie (cm^2)	
					Travée	Appui
	257.88	395.83	14	22	6HA16+ 4chpHA16 20.11Cm^2	6HA16+ 15chpHA 30.16 Cm^2

Sections minimale A_{min}=0,5% b*h (cm^2) « RPA99V2003 Article 7.5.2.1 »

Section tendue A_{tmin}=0,1% b*h (cm^2) « CBA93 Article B.6.4 »

TableauVI.18 : 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	187.32	5.5	176.7	15	201.63	**Vérification**
Appuis	288.24	7.5	198.6	15	201.63	**Vérification**

VI.6.6 Vérification de cisaillement de poutre de libage à l'ELU

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

$\tau = \frac{Tu}{b \times d}$; $\bar{\tau}$ = min ($\frac{0{,}15 \times fc28}{\gamma b}$; 4 Mpa) = 2,5 MPa ……(Fissuration préjudiciable).

Tableau VI.19: Vérification de cisaillement des poutres de libage.

Elément				Espacement et Armatures			
Poutre de Libage	**T (KN)**	**τ (Mpa)**	**τ̄(MPa)**	**ZN (cm)**	**ZC (cm)**	**Ø (mm)**	**A_t (cm^2)**
60x70	1091.19	2.36	2.5	10	15	6	6HA10=4,71

VI.6.7 Vérification de la flèche a L'ELS

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

Tableau VI.20 : Vérifications préliminaire de la flèche.

1er condition		2eme condition		3eme condition	
0,17	0.0625	0.17	0.075	0,008	0.01
Condition vérifié		**Condition vérifié**		**Condition vérifié**	

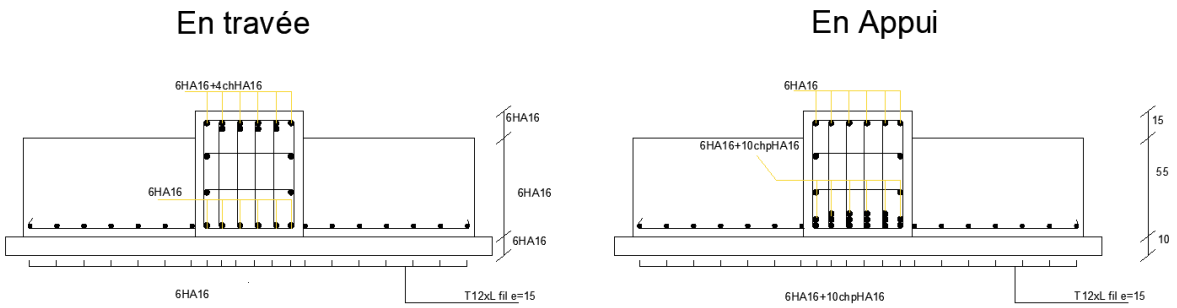


Figure VI.7: Ferraillage de poutre de libage.

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 .

VI.7.1 Calcul de Ferraillage à L'ELU

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

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

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

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

Fu = $\frac{Nu}{10} = \frac{2865,825}{10}$ = 286,58 KN

A= $\frac{Fu}{Fe/\gamma s}$ = $\frac{286,58}{400/1,15}$ = 8,23 cm²

- **Choix des Armatures**

Section minimale : 0,6 % x (bxh) = 0,6% 0,30x0,30= 5,40 cm².

Tableau VI. 21 : Ferraillage des longrines.

Elément	$A_{calculé}$ (cm²)	A_{min} (cm²)	$A_{calculé}$ (cm²)
Longrines 30x30	8,23	5,4	**6 HA 16=12,06**

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.22 : Vérification des contraintes normales de longrines.

Sollicitation a l'ELS		Contraintes admissible (MPa)		Vérification
Nser	**α**	**σs (MPa)**	$\overline{\sigma s}$ **(MPa)**	
2132,30	10	176,80	201,63	**Condition vérifiée**

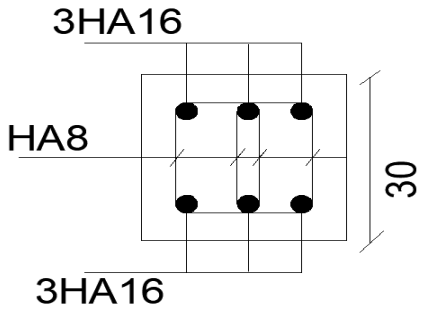


Figure VI.8 : Ferraillage de longrine

VI.8 Calcul de voile périphérique

Le voile périphérique est assimilé à une dalle sur quatre appuis soumise à la poussée des terres travaillant en flexion simple. On admet que les charges verticales sont transmises aux autres éléments porteurs.

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

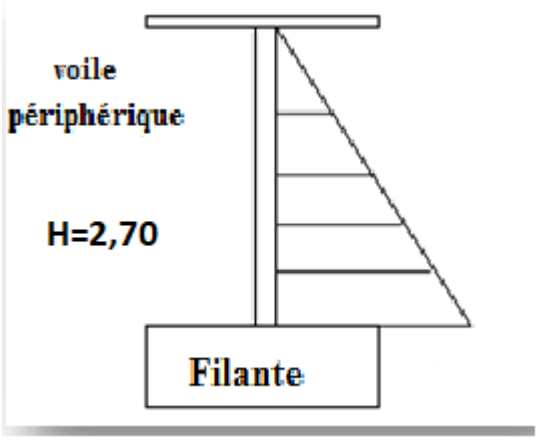


Figure VI. 9 : Schéma statique du voile périphérique

VI.8.1 Calcul de la poussée des terres

$$P = (1/2)\ \rho remblai * Kp * h^2$$

Avec :

Kp $= tan^2 (\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2})$

ρ_d = 17,6 KN/m^2 , h = 2,70 m , φ = 20° ⇒ Kp = 0.49

P = (0.5) ∗ 17,6 ∗ 0.49 ∗ (2,70)² = 31,43 KN/m^2

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

$$P = 31,43/2 = 15,71 \text{ KN}$$

$$P_U = 1.35 * P = 21,20 \text{ KN} \quad , \quad P_{ser} = P = 15,71 \text{ KN}$$

Le voile périphérique le plus sollicité a comme largeur ly = 6,20 m et comme hauteur lx = 2,70m ; ceci revient à dimensionner une dalle sur 4 appuis (les appuis sont les poteaux et Les poutres).

$$\rho = \frac{Lx}{Ly} = \frac{2,70}{6,20} = 0,43$$

Tant que le rapport $0.4 \leq \rho \leq 1$ donc, la dalle travaille suivant les deux directions.

$$Mx = \mu x * q * lx^2 \quad , \quad My = \mu y * Mx$$

$$Mt\ x = 0.85 * Mx \quad , \quad Mt\ y = 0.75 * My$$

$$Ms\ x = 0.3 * Mx \quad , \quad Mn\ x = 0.3 * Mx \quad , \quad Me\ y = Mw\ y = 0.5 * My$$

Tableau VI.23 : La section d'armatures du voile périphérique.

	μ	Armatures en travées				Armatures aux appuis			
		M_t (KN.m)	$A_{t\,cal}$ (cm^2)	$A_{t\,ch}$ (cm^2)	S_t (cm)	M_a (KN.m)	$A_{a\,cal}$ (cm^2)	$A_{a\,ch}$ (cm^2)	S_t (cm)
Suivant X	0,1043	18,073	3,6	7HA10 =5,50	15	6,378	2.6	7HA10 =5,50	15
Suivant Y	0,1245	2,25	2.6	7HA10 =5,50	15	2,65	2.6	7HA10 =5,50	15

VI.8.2 Vérification des contraintes à l'ELS

$\overline{\sigma_b}$ = 15 MPa , $\overline{\sigma_s}$ = 201.63 MPa

Tableau VI.24 : Vérification des contraintes à l'ELS.

	μ	Contraintes en travées					Contraintes aux appuis				
		M_t KN.m	A_{ch} cm^2	σ_b MPa	σ_s MPa	σ_s' MPa	M_a KN.m	$A_{a\,ch}$ cm^2	σ_b MPa	σ_s Mpa	σ_s' MPa
Suivant X	0,1043	13,38	7HA10 =5,50	1,9	14,2	14,2	4,72	4,52	0,7	5,00	5,00
Suivant Y	0,1245	1,66	7HA10 =5,50	0,2	1,8	1,8	1,96	4,52	0,3	2,1	2,1

VI.8.3 Vérification au cisaillement à ELU

$\tau_{max}=\frac{Tmax}{b*d} \leq \bar{\tau}_{adm}$=Min [$\frac{0{,}07fc28}{\gamma b}$; 4 Mpa]

τ_{max}= 0,207 Mpa $\leq \bar{\tau}_{adm}$=1,167 Mpa …… Condition vérifiée

VI.9 Calcul de radier partielle

Un radier partiel est une dalle pleine réalisée sous une surface partielle de la construction. Cette dalle peut être nervurée ou massive. L'effort normal supporté par le radier est la somme des efforts normaux des poteaux et des voiles qui les supportent

Dans ce projet L'effort normal supporté par le radier est la somme des efforts normaux.

Σ Nser = 2089,43 KN

VI.9.1 Détermination de l'épaisseur de la dalle du radier

Condition forfaitaire :

La hauteur h du radier sera déterminée à l'aide de la formule suivante :

$$h \geq \frac{Lmax}{20} = \frac{3,90}{20} = 19,5 \text{ cm}$$

On adopte : h = 70 cm

Avec :

Lmax : La plus grande portée de la dalle.

VI.9.2 Vérification des contraintes sous radier à l'ELS

On doit vérifier

$$\sigma ELS = \frac{Nser + Pradier + Premblai}{Sradier} \leq [\sigma sol]$$

Tableau VI.25 : Vérification des contraintes sous radier partielle à l'ELS

	S (m^2)	$\sum N_{ser}$ (KN)	P_{radier} (KN)	$P_{remblais}$ (KN)	σ(Mpa)	бsol (Mpa)	σ ≤ σsol
Radier	14,82	2089,43	259,35	599,91	0,19	0,2	**Vérifiée**

VI.9.3 Vérification au non poinçonnement

On doit vérifier

$$N \leq \frac{0.045 \times ht \times \mu c \times fc28}{\gamma b}$$

Avec :

μc : Périmètre de la surface d'impact projetée sur le plan moyen.

μc = 2 (a + b + 2h)

VI.9.3.1 Sous poteau

μc = 2 (60 + 60 + 2 × 70) = 520 cm = 5,2 m

Nu =1450,55KN

h : La hauteur total du radier

b: Dimensions de Poteau.

1450,55KN < 2730 KN

VI.9.3.2 Sous voile

μc = 2 (20+ 190 + 2 × 70) = 700 cm = 7,00 m

Nu =1940,046 KN

1940,046 KN < 3675 KN

Donc le poinçonnement de radier et vérifiée avec la hauteur h=70 cm.

VI.9.4 Vérification des contrainte de cisaillement du radier

On doit vérifier ; $\tau < \bar{\tau}$

$\tau_{max}=\frac{Tu}{b*d} \leq \bar{\tau}=\frac{0,07*fc28}{\gamma b}$ = 1,16 Mpa

$q = \frac{\text{Nu + 1.35(Pradier + Premblais)}}{Sradier}$

Nu= 3690,61 KN

$q = \frac{Nu+1.35Pradier+Premblais}{Sradier}$ = 334,41KN/m²

$Tx = \frac{qulxly}{2ly+lx}$= 427,23 KN

$Ty = \frac{qulxly}{3ly}$ = 423,58 KN

$\tau = \frac{427,23 \times 103}{1000.390}$ =1,09 MPA < $\bar{\tau}$ = 1.16 MPA … … … … Vérifiée

VI.9.5 Dimensionnement des nervures

Pour étudier la raideur d'une semelle continue (nervure) sous poteaux, nous utilisons la théorie de la poutre sur sol élastique définie par l'expression suivante :

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

$$hp \geq \sqrt[3]{\frac{48.l4.K}{\pi 4.E}}$$

Tableau VI.26 : Dimensionnement des nervures

	B (m)	**Lmax (m)**	**$hp_{calculé}$ (m)**	**$hp_{adopté}$ (m)**	$\frac{\pi}{2}$**le**	$l \leq \frac{\pi}{2}$**le**
Nervures	0.60	3.90	52.4	70	11	**Vérifiée**

VI.9.6 Ferraillage de la dalle du radier

Pour le ferraillage, afin de simplifier les calculs nous considèrerons le panneau le plus Sollicité, et nous généraliserons le ferraillage pour le reste des panneaux.

A-Identification du panneau le plus sollicité :

(Panneau de rive) Lx=3.8 m Ly= 3.9 m

La charge ultime et la charge de service seront calculées pour une bande de 1mètre

Linéaire (b=1m).

q_u = 278.98 KN/ml

q_s =198.96 KN/ml

-Le calcul se fait pour une bonde de 1m.

-la fissuration est considérée comme préjudiciable.

VI.9.6.a méthode de calcul

Notre radier comporte des panneaux de dalle appuyés sur 4 cotés soumis à une charge uniformément répartie. Les moments dans les dalles se calculent pour une bande de largeur unité (1ml) et ont pour valeurs **:**

- Dans le sens de la petite portée : Mx = μx.q.l x2
- Dans le sens de la grande portée : M y= μ y .M x
- Moment en travée :(Mtx =0,85Mx ; M ty=0,75.M y).
- Moment sur appuis :(Max =0.5.Mx ; M ay=0.5.M y).

VI.9.6.b Détermination des efforts

-Les efforts à L'ELU ν = 0 :

Tab VI.27 : Détermination des efforts à L'ELU

Lx (m)	**Ly (m)**	$\frac{Lx}{Ly}$	**Sens x-x**			**Sens y-y**		
			μx	M_{tx} (KN.m)	Ma (KN.m)	μy	M_{ty} (KN.m)	Ma (KN.m)
3.8	3.9	0.97	0,0392	134,23	78,95	0,9322	125,12	61,83

-Les efforts à L'ELS ν = 0.2 :

Tab VI.28 : Détermination des efforts à L'ELS

Lx (m)	**Ly (m)**	$\frac{Lx}{Ly}$	**Sens x-x**			**Sens y-y**		
			μx	M_{tx} KN.m	Ma KN.m	μy	M_{ty} KN.m	Ma KN.m
3,8	3,9	0,97	0,046	113,55	66,79	0,9543	108,36	53,55

Tableau VI.29 : Vérification des contraintes à l'ELS.

	μ	Contraintes en travées					Contraintes aux appuis				
		M_t KN.m	A_{ch} cm^2	σ_b MPa	σ_s MPa	$\overline{\sigma s}$ MPa	M_a KN.m	$A_{a\,ch}$ cm^2	σ_b MPa	σ_s MPa	$\overline{\sigma s}$ MPa
Suivant X	0,046	113,55	7HA14 =10,78	1,3	16,6	201.63	66,79	7HA14 =10,78	0,8	9,8	201,63
Suivant Y	0,9543	108,36	7HA14 =10,78	1,3	15,9	201,63	53,55	7HA14 =10,78	0.6	7.8	201,63

VI.9.7 Ferraillage de la nervure

Tableau VI.30 : Détermination des moments des nervures

	Sens x-x				Sens y-y			
	M_0 (KN.m)	M (KN.m)	$A_{adopté}$ (cm^2)	$A_{choisie}$ (Cm^2)	M_0 (KN.m)	M (KN.m)	$A_{adopté}$ (cm^2)	$A_{choisie}$ (cm^2)
En travée	503.55	428,02	28,15	14HA16 =28,15	530,41	450,84	28,15	14HA16 =28,15
Aux appuis		251,75	18,1	9HA16 =18,1		265,20	18,1	9HA16 =18,1

VI.9.8 Vérification des contraintes à l'ELS

Pour une fissuration préjudiciable

Tableau VI.31 : Vérification des contraintes à l'ELS

		Mser (KN.m)	**$A_{choisir}$ (Cm^2)**	**σ_s**	**$\overline{\sigma_s}$**	**σ_b**	**$\overline{\sigma_b}$**	**Vérification**
Suivant X	En travée	305,25	28,15	190,3	201.63	7,4	15	**Vérifiée**
	aux appuis	176,56	18,1	168,2	201.63	5,00	15	**Vérifiée**
Suivant Y	En travée	321,53	28,15	200,4	201.63	7,8	15	**Vérifiée**
	aux appuis	189,13	18,1	179,3	201.63	5,4	15	**Vérifiée**

VI.9.9 Vérification de l'effort tranchant

Tmax= $\frac{\text{qulxly}}{2ly+lx}$=254,18 KN

$\tau_u = \frac{T_{max}}{b*d}$ = 0.67kN

0.67MPA < $\bar{\tau}$ = 2.5 MPA … … … … Vérifiée

Conclusion générale

Ce projet de fin d'étude, nous a permis de mettre en théorie et en pratique toutes nos connaissances acquises durant notre cursus de formation, afin d'approfondir nos connaissances, en se basant sur les documents techniques réglementaires, de mettre en application les méthodes de calcul récentes et de mettre encore en évidence les principes de base qui doivent être pris dans la conception des structures des bâtiments.

Dans cette optique, on a dimensionné, vérifié les éléments résistants principaux, secondaires de la superstructure et de l'infrastructure en mettant en pratique nos connaissances théoriques acquises durant notre formation universitaire.

Enfin, notre objectif principal était de réduire le risque sismique à un niveau minimal et de facilité l'exécution de l'ouvrage en adoptant une conception optimale qui satisfait les conditions de sécurité, de l'économie et les exigences architecturales.

Références bibliographiques

Documents techniques règlementaires :

- Règles de conception et de calcul des structures en béton armé (CBA93) : D.T.RB.C.2.41
- Règlements Parasismiques Algériennes (RPA99 version2003) : D.T.R-B.C.2.48
- Charges permanentes et charges d'exploitation : D.T.R-B.C.2.2

Logiciels :

- Etabs version 21.0.0
- Robot EXPERT 2010
- AutoCAD 2018
- Microsoft office 2016

ANNEXE A

METHODE SIMPLIFIEE DE CALCULE DES FLECHE

On peut admettre que I_f est défini par la relation :

$$I_f = 1{,}1\frac{I_0}{1+(\lambda.\mu)}$$

Dans laquelle les coefficients λ et μ sont égaux à :

$\lambda = \lambda_i = \frac{0{,}05 f_{t28}}{(2+3\frac{b_0}{b})\rho}$ Pour les déformations instantanées

$\lambda = \lambda_i = \frac{0{,}02 f_{t28}}{(2+3\frac{b_0}{b})\rho} = \frac{2}{5}\lambda_i$ Pour les déformations de longue durée

$\mu = 1 - \frac{1{,}75 f_{t28}}{4.\rho.\sigma_s + f_{t28}}$ Si la valeur deμ résultant 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 homogène calculé.

f_{t28} : La résistance caractéristique du béton à la traction exprimée en MPa.

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

ρ : Le "pourcentage" ou rapport de l'aire A de la section de l'armature tendue à l'aire de la section utile de la nervure.

$$\rho\frac{A}{b_0.d}$$

b_0 : La largeur de la nervure et b celle de la table de compression.

Les courbures de la nervure $\frac{1}{r_i}$ et $\frac{1}{r_v}$ sont évaluées en prenant en compte respectivement les Moments d'inertie I_{fi} et I_{fv} correspondant a λ_i et λ_v et les modules de déformation longitudinale correspondants E_i et $E_v = \frac{1}{3}E_i$

$$\frac{1}{r_i} = \frac{M}{E_i.I_{fi}}\ et\ \frac{1}{r_v} = \frac{M}{E_v.I_{fv}}$$

M : étant le moment fléchissant qui sollicite la section considérée sous la combinaison d'état limite de service envisagé.

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

$$f_i = \frac{M.I^2}{10.E_i.I_{fi}} et\ F_v = \frac{M.I^2}{10.E_v.I_{fv}}$$

$$\Delta f_t = f_v - f_i$$

Il faut avoir : $\Delta f_t \leq f_{limite} = \bar{f}$

$$\begin{cases} \bar{f} \leq \dfrac{L}{500} & si\ L \leq 5cm \\ \bar{f} \leq \dfrac{L}{500} & si\ L \geq 5cm \end{cases}$$

ANNEXE B

CONDITION DE LA FLECHE DE LA METHODE FORFAITAIRE

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

-Pour les Poutres

$$\begin{cases} \dfrac{h}{l} \geq \dfrac{1}{16} \\ \dfrac{h}{l} \geq \dfrac{M_t}{10M_0} \\ \dfrac{A}{b.d} \leq \dfrac{4{,}2}{f_e} \end{cases}$$

-Pour les Poutrelles

$$\begin{cases} \dfrac{h}{l} \geq \dfrac{M_t}{15M_0} \\ \dfrac{A}{b.d} \leq \dfrac{3{,}6}{f_e} \end{cases}$$

-Pour les Dalles Pleines

$$\begin{cases} \dfrac{h}{I_x} \geq \dfrac{M_t}{20M_0} \\ \dfrac{A}{b.d} \leq \dfrac{2}{f_e} \end{cases}$$

Avec :

$M_t = k.M_0$

K : est un coefficient rédacteur ($0.75 \leq k \leq 0.85$).

ANNEXE C

METHODE DES LIGNES DE RUPTURE

La méthode des lignes de rupture est une méthode plus puissante et considère-les Matériaux à leur limite élasto-plastique.

Cette méthode, qui ne concerne que l'état limite ultime, est basée sur le mécanisme des Fissures, elle prévoit l'endommagement de la dalle.

Les fissures qui apparaissent sur la dalle s'appellent lignes de rupture.

Hypothèses de calcul

Premièrement et avant tout, il faut prévoir, dans le cas de rupture, les différentes fissures au niveau de la dalle tant sur la face inférieure que la face supérieure.

Les prévisions des fissures seront en fonction du type de charges (réparties ou concentrées) et du type d'appuis (encastrement, simple ou côté libre).

Les hypothèses de calcul sont :

a) La ligne de rupture divise la dalle en plusieurs régions appelées régions rigides, et elles sont supposées rester planes.

b) Les lignes de rupture sont des lignes droites et se terminent toujours sur le pourtour de la dalle.

c) Une ligne de rupture entre deux régions rigides doit passer par l'intersection des axes de rotation de ces régions.

d) L'axe de rotation se trouve toujours le long du support.

e) La ligne de rupture négative est toujours répandue le long de l'axe de rotation de la région rigide.

f) Les lignes de rupture qui sont causées par les moments de flexion positifs sont appelées lignes de rupture positives et sont représentées par une ligne continue en zigzag. Les lignes de rupture qui sont causées par les moments de flexion négatifs sont appelées lignes de rupture négatives et sont représentées par une ligne discontinue.

Conventionnellement on désignera :

-Un côté libre par un trait sans hachures.

-Un appui simple par une hachure.

-Un encastrement par un double hachuré.

Le Calcul des moments (principe du travail virtuel)

Le calcul des moments de flexion des lignes de rupture se base sur le principe du travail virtuel qui consiste à évaluer le travail provoqué par les charges externes, il sera appelé travail externe, et à évaluer le travail provoqué par les moments internes, il sera appelé travail interne. Le principe du travail virtuel consiste donc à poser l'équation d'équilibre la somme des travaux égale à zéro.

∑Travaux externes = ∑Travaux internes

Travail extérieur : En fonction de (charge, portée),

Travail intérieur : En fonction du moment,

Pour le cas des charges réparties :

$$T_{ext}=q*s*f_{cdg}$$

q : charge répartie.

S : surface de la région rigide.

f_{cdg}: flèche au niveau du c.d.g de la région rigide.

$$T_{int} = M*L*\theta$$

M *:* moment de flexion,

L : projection de la ligne de rupture sur l'axe de rotation,

Θ *:* l'angle de rotation.

ANNEXE D

METHODE FORFAITAIRE

CALCUL DES MOMENTS :

1. Dalle travaillant suivant une seule direction :
   a) Elle est encastrée sur un seul côté : $M = -\frac{qL2}{2}$
   b) Elle repose simplement sur deux côtés : $M = \frac{qL2}{8}$
   C) Elle est encastrée sur ses quatre cotés : $M_t=0,8M_0$

      $M_a=-0,5M_0$

   Avec : $M_0 = \frac{qLx2}{8}$
2. Dalle travaillant suivant les deux directions :
   a) Dalle articulée sur leur contour :

      $M_x = \mu_x.q.L_x^2$

      $M_y = \mu_y.M_x$

   b) Dalle encastrées totalement ou partiellement sur leur contour :
      - Panneau de dalle de rive :

        $M_{tx}=0,85M_x$

        $M_{ty}=0,85M_y$

        $M_{ax}=M_{ay}=-0,3M_x$ (appui de rive)

        $M_{ax}=M_{ay}=-0,5M_x$ (Appui intermédiare)

      - Panneau de dalle intermédiaire :

        $M_{tx}=0,75M_x$

        $M_{ty}=0,75M_y$

        $M_{ax}=M_{ay}=-0,5M_x$

CALCUL DE L'EFFORT TRANCHANT :

1. Dalle travaillant suivant une seule direction :

   $T_e = -\frac{ql}{2} + \frac{Mw-Me}{I}$

   $T_w = \frac{ql}{2} + \frac{Mw-Me}{I}$
2. Dalle travaillant suivant les deux directions :

   $T_x = \frac{q.lx.ly}{2ly+lx}$

   $T_x = \frac{Plx}{3}$
3. Armatures transversales :

Pas besoin des armatures transversales dans les dalles si :

$$\tau m = \frac{V}{b0.d} \leq \frac{0{,}07 fc28}{\gamma b}$$

FERRAILLAGE :

1. Dalle travaillant suivant une seule direction :

   - Diamètre : $\emptyset \leq \frac{h}{10}$
   - Espacement :

     $a \leq Min\,[3h\ et\ 33cm]$ $(charges\ uniformément\ réparties)$

     $a \leq Min\,[2h\ et\ 22cm]$ $(charges\ concentrées)$

   - Armatures de répartitions :

     $$A\text{rép} \geq \frac{A}{4}$$

     $$\emptyset\text{rép} \leq \emptyset$$

     $a \leq Min\,[4h\ et\ 45cm]$ $(charges\ uniformément\ réparties)$

     $a \leq Min\,[3h\ et\ 33cm]$ $(charges\ concentrées)$

2. Dalle travaillant suivant les deux directions :

   a) Dalle simplement appuyées sur leur contour :

   $$M_x \rightarrow A_x$$

   $$M_y \rightarrow A_y$$

   $$\emptyset_x\ et\ \emptyset_y \leq \frac{h}{10}$$

   $a \leq Min\,[3h\ et\ 33cm]$ $(charges\ uniformément\ réparties)$

   $a \leq Min\,[2h\ et\ 22cm]$ $(charges\ concentrées)$

   b) Dalle encastrées sur leur contour :

   $$M_{tx} \rightarrow A_{tx}$$

   $$M_{ty} \rightarrow A_{ty}$$

   $$M_{ax} \rightarrow A_{ax}$$

   $$M_{ay} \rightarrow A_{ay}$$

   $$\emptyset_{tx}\ ;\ \emptyset_{ty};\ \emptyset_{ax}\ et\ \emptyset_{ay} \leq \frac{h}{10}$$

   $a \leq Min\,[3h\ et\ 33cm]$ $(charges\ uniformément\ réparties)$

   $a \leq Min\,[2h\ et\ 22cm]$ $(charges\ concentrées)$

   $$d_x = h - c = h - e - \frac{\emptyset x}{2}$$

   $$d_y = d_x - \left(\frac{\emptyset x + \emptyset y}{2}\right)$$

ANNEXE E

CALCUL D'ARMATURES TRANSVERSALES ET LEURS ESPACEMENTS

Selon le CBA93 [Art A.5.1.2.3]:

Les armatures transversales doivent entourer les barres longitudinales, leurs Φ_t est donnée par la relation suivante **:**

$$\emptyset_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \emptyset_l\right)$$

Avec :

$\emptyset_t$: étant le plus petit diamètre des armatures longitudinales.

$A_t = n_t \times a_t$: avec est n_t le nombre des barres transversales**.**

Leur espacement doit satisfaire l'inégalité suivante **:**

$St \leq$ Min [0,9d ; 40cm] ; $\frac{A_t \times f_e}{b_0 \times S_t} \geq 0.4MPa$; $S_t \leq \frac{0.9 \times A_t \times \frac{f_e}{\gamma_s}}{b_0(\tau_u - 0.3 \times f_{t28} \times K)}$

Dans le cas de la flexion composée **:** $K = 1 + 3 \times \frac{N_u}{B \times f_{c28}}$

At : Section d'armatures transversales.

b : Largeur de la section droite.

h : Hauteur de la section droite. :

St : Espacement des armatures transversales.

On prend f_e = 400 MPa.

Pour les poutres :

$$\textbf{Selon le RPA2003} : \begin{cases} S_t \leq \frac{A_t}{0.003 \times b} \\ S_t \leq Min\left[\frac{h}{4}, 12\emptyset, 30cm\right] \\ S' \leq \frac{h}{2} \end{cases}$$

Pour les poteaux :

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule donnée par le **RPA99version2003 « Art 7.4.2.2 »** :

$$A_t = \frac{\rho_a t T_u}{h_1 f_e}$$

T_u : Effort tranchant.

ρ_a : Est un coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant, il est pris égal à :

2,50 si : $\lambda \geq 5$

3,75 si : $\lambda < 5$

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

t : est l'espacement des armatures transversales.

$$t = \begin{cases} 10cm \\ Min\left[\frac{b_1}{2}; \frac{h_1}{2}; 10\phi_l\right] \end{cases}$$

$\emptyset l$: Diamètre minimal des armatures longitudinales.

$h1$: Hauteur totale de la section brute.

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

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

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

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

Annexe F

Vérification de l'effort tranchant :

$$\boldsymbol{\tau_u = \frac{V_u}{b_0 . d}}$$

$\bar{\tau}$ = Min [0.20 x $F_{c28/}$ γ_b=3.33 MPa ; 5 MPa] …… $fissuration$ est $peu\ nuisible$

$\bar{\tau}$ = Min [0.15 x $F_{c28/}$ γ_b ; 4 MPa] = 2.5 MPa ……..$fissuration$ est $préjudiciable$

Annexe G

Ferraillage des linteaux

Linteaux

Les voiles avec files d'ouvertures sont constitués par des trumeaux reliés entre eux par des poutres de couplages "linteaux". Ces éléments seront étudiés comme des poutres bi encastrées dans les trumeaux.

Recommandation du RPA99v2003 :

La contrainte limites de cisaillement :

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

Où :

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

$\bar{\tau} = 0{,}2\ f_{c28}$

b_0 : épaisseur du linteau.

d : hauteur utile.

Vu : effort tranchant ultime.

Ferraillage : On devra disposer :

Des aciers longitudinaux de flexion : A_l

Des aciers transversaux : A_t

Des aciers en partie courante : A_c

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

Aciers longitudinaux

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

$A_l \geq \frac{M}{f_e Z}$ avec Z = h – 2d'

M : moment du à l'effort tranchant.

h : hauteur totale du linteau.

d : distance d'enrobage.

Aciers transversaux

On distingue deux cas :

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

a. Linteau long λ>1

On a : St ≤ $At\ fe\ \frac{Z}{T}$

St : espacement entre les armatures transversales.

At: section d'armatures transversales.

L : portée du linteau.

Z = h – 2 d'.

b. Linteau court λ< 1 On doit avoir

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

T = min (V1 ; V2) avec : $V_1 = \frac{M_{ci}+M_{cj}}{L_{ij}}$; $V_2 = 2V_2$

M_{ci}, M_{cj}: Moments résistants ultimes des sections d'about à gauche et à droite du linteau de portée " Lij", On le calcul comme suit:

Mc =Al x fe x Z avec : Z = h – 2 d'

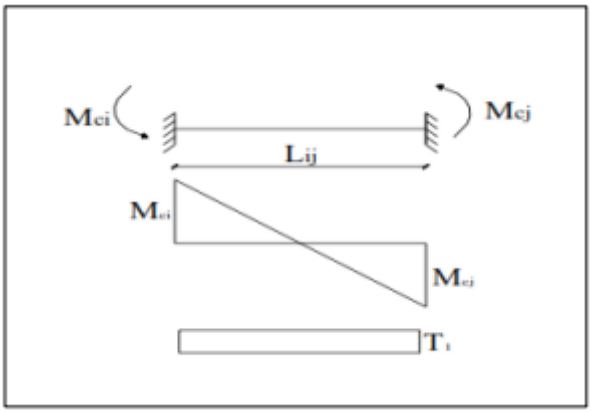


Figure : Moments et efforts tranchants dans les linteaux

- **Deuxième cas ($\tau_b \leq 0.06 f_{c28}$) : [Art 7.7.3.2 RPA99v2003] :**

Dans ce cas, il y a lieu de disposer le ferraillage longitudinal, transversal, et en zone courante suivant les minimums réglementaires, les efforts (M et T) sont repris suivant des bielles diagonales " A_D " à disposer obligatoirement. Le calcul de ces armatures se fait suivant la formule :

$A_D = \frac{V}{2sin\alpha \times f_e}$ avec : $tg\ \alpha = \frac{h-2d}{L}$

V=Vu (sans majoration).

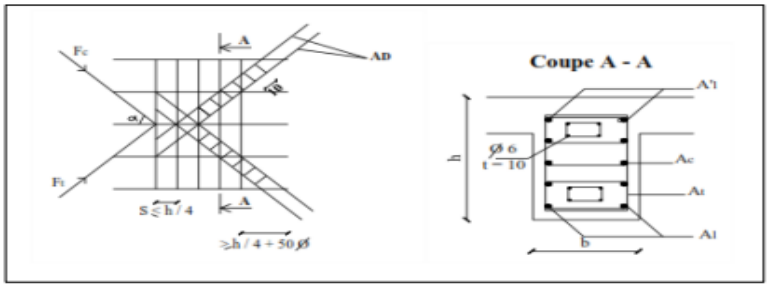


Figure : Armatures du linteau selon le RPA 99

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

On a :

$A_l \geq 0{,}15\%\ b \times h$

$A_c \geq 0{,}20\%\ b \times h$

$$A_D = \begin{cases} 0 & si\ \tau_b \leq 0.06 f_{c28} \\ 0{,}15\%\ b \times h & si\ \tau_b > 0.06 f_{c28} \end{cases}$$

$$A_t \geq \begin{cases} 0{,}15\%\ b \times s & si\ \tau_b \leq 0.06 f_{c28} \\ 0{,}25\%\ b \times s & si\ \tau_b > 0.06 f_{c28} \end{cases}$$