REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

UNIVERSITE YAHIA FARES DE MEDEA



Faculté de **T**echnologie

Mémoire de fin d'études de Master

Filière : Génie Civil
Spécialité : Structure

Etude d'un bâtiment à usage habitation

(RDC + 6 étages)

Présenté par

Asakra Amjad Moussa

Tlaib Ayham Sami

Proposé et Dirigé par

Pr . Boukandakdji Otman

Promotion 2020

Remerciements

Au terme de ce travail nous tenons à faire louange à « ALLAH » qui nous a donné la force d'achever cette réalisation.

Nous tenons à exprimer notre profonde gratitude à notre promoteur : Professeur boukandakdji othman pour ses Conseils et son aide précieuse.Nos sincères remerciements vont également à tous les enseignants du département de génie civil qui nous ont offert tout ce savoir.

Nous remercions également monsieur OULD TURKI Benaissa Pour les diverses guides et conseils enrichissants.

Nous remercions également mon cher ami Hamido Abd pour les différents conseils qu'il nous a donnés

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

Nous n'oublions pas nos parents et nos familles pour leur contribution, leur soutien et Leur patience. Enfin, nous adressons nos plus sincères remerciements à tous nos proches et amis, qui nous ont toujours soutenus et encouragés au cours de la réalisation de ce mémoire.

Dédicace

C’est avec un très grand honneur que je dédie ce modeste travail aux personnes les plus chères au monde pour leurs sacrifices :

A ma chère mère et mon père vous m’avez accueilli à bras ouverts dans votre famille. En témoignage de l’attachement, de l’amour et de l’affection que je porte pour vous.

A mes frères : mohammed et mohanad

A mes sœurs : amal, shorouque, Que Dieu les assistes.

A toute la famille « Asakra » sans exception.

A mes chers collègues : ayoub , haitham , khald , islam, essam

A mes amis qui ont emporté avec moi aliénation : Emad , Hamido , khatib , Nezar , Firas, Ibrahim, Khaled, Ezzet, Mohammed AL Qutati, Amjad Moulki, Mahran, Hassan, Majed, Mohammed Ramzi, Mujammel, Montaser, mahran , ahmad yahia, halmi , cherghi ,Khalil.

A tous mes amis.

Amjad Asakra

Dédicace

C’est avec un très grand honneur que je dédie ce modeste travail aux personnes les plus chères au monde pour leurs sacrifices :

A ma chère mère et mon père vous m’avez accueilli à bras ouverts dans votre famille. En témoignage de l’attachement, de l’amour et de l’affection que je porte pour vous.

A mes frères : Adham , Mohammed , Aktham .

A mes sœurs : Nour, Zain, Zahra, Aseel, Faiza , Que Dieu les assistes.

A toute la famille « Talib » sans exception.

A mes chers collègues : CHergui, Ayoub, Omar, Abdelkader, Ezzedine, Hassan .

A mes amis qui ont emporté avec moi aliénation : Emad, Kkhatib, Khaled , Nezar, Haitham, Firas, Ibrahim, Ezzet, Ahmad Yahia, Amjad Moulki, Mahran, , Mohammed Ramzi, Mujammel, Halmi .

A mon amie Hamido pour son soutien et ses conseils pendent mes années de collège .

A mes cher amies Ghassan Najib et Sliman Elfarra, Miséricorde sur leur esprit pur.

A mes amis d’enfance Ameer , Mohammed Ma’en et tous mes amis.

Talib Ayham

ملخص

هذا المشروع يهدف إلى دراسة بناية من الجدران المسلحة **(**طابق ارضي+ستة طوابق) ذات استعمال سكني والمقرر بناؤها في ولاية المدية المصنفة ضمن منطقة ذات زلزال متوسط **(**منطقة **IIB).**

مقاومة البناية لكل الحمولات الأفقية محققة بواسطة نظام الجدران المسلحة.

قياس الأبعاد والتسليح بالفولاذ لكل العناصر المقاومة تم طبقا للمعايير و القوانين المعمولة بها في الجزائر: قانون الخرسانة المسلحة (**CBA93)** والقواعد الجزائرية المضادة للزلزال **(RPA99 v2003)**.

تمت الدراسة الزلزالية وفق الطريقة الرقمية باستعمال برنامج تحليل الهياكل **(SAP2000 V21.0.2)**

وفي الاخير درسنا البنية التحتية للبناية حساب الأساسات.

RESUME

Ce projet consiste à étudier un bâtiment en RDC + 6 étages, à usage habitation. Il est implanté à Médéa. Cette région est classée en zone sismique **(IIB)** selon le **RPA99 version 2003**.

La résistance de la structure aux charges horizontales est assurée par un système de contreventement mixte.

Le dimensionnement de tous les éléments résistants sont établis conformément aux Règlements Algériens en vigueur (**CBA93 et RPA99 version2003**).

L'analyse sismique de la structure a été menée par la méthode numérique basée sur la méthode des éléments finis moyennant le logiciel (**SAP2000V21.0.2)**

Finalement nous avons étudié l'infrastructure en calculant les fondations.

ABSTRACT

This project deals with the study of a building with ground floor and 6 floors in the state of Medea**,** this is classified in a strong seismicity region(**IIB**) according to the Algerian seismic rules **RPA99 version2003.**

The resistance of structure to horizontals loads assured by a system (beams and shear walls).

The measurements and the design of reinforcement of all elements were according with the Algerian standards (**CBA93 and RPA99 version 2003**)**.**

The seismic analysis has been realized by the numerical method based on finite elements method, using the program **(SAP2000 21.0.2).**

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

Sommaire

CHAPITRE I : Présentation de l'ouvrage

I.1. Présentation de l'ouvrage……1
I.2. Caractéristiques géométriques de l'ouvrage…… 1
I.2.1. Dimensions en plan du bâtiment……..... 1
I.2.2. Dimensions en élévation du bâtiment……...1
I.3. Caractéristiques structurelles……...1
I.3.1. Système de contreventement…… 1
I.3.2.Planchers……1
I.3.3. Maçonnerie……... 2
I.3.4. L'acrotère……..2
I.3.5. Les escaliers…….....2
I.3.6. Infrastructure…… 2
I.4. Caractéristiques mécaniques des matériaux……..... 2
I.4.1. Le béton ……2
I.4.2. Les aciers…… 3
I.4.2.1. Types d'acier……..... 3

CHAPITRE II : Pré dimensionnement

II.1. Introduction……..... 5
II.2. Pré dimensionnement des planchers…….. 5
II.2.1. Planchers à corps creux…….....5
II.2.2. Planchers dalles pleines…….....6
II.3. Pré dimensionnement des poutres……..6
II.4. Pré dimensionnement des poteaux……7
II.4.1. Etapes de pré dimensionnement……..8
II.4.1.1. Calcul de la capacité portante N…….. 9
II.4.1.2. Choix du poteau le plus sollicité…….....9
II.5. Evaluation des charges (DTR B.C 2.2)…….....10
II.5.1. Charges permanentes……...10

II.5.1.1. Maçonnerie……...10
II.5.1.2. Plancher terrasse……...11
II.5.1.3. Plancher courant……...13
II.5.2. Charges d'exploitation……14
II.5.3. Charges permanentes totale……14
II.5.4. Charges d'exploitation totale…….....14
II.5.5. L'effort normal ultime Nu……... 14
II.5.6. Vérification selon le (RPA99 v2003)……..15
II.6. Pré dimensionnement des voiles…… 16

CHAPITRE III : Calcul des éléments secondaires

III.1. Acrotère.....17
III.1.1. Principe de calcul.....17
III.1.2. Evaluation des charges et surcharges.....17
III.1.3. Détermination des efforts.....17
III.1.4. Calcul de ferraillage.....17
III.1.4.1. Vérification à l'état limite de service (ELS).....18
III.1.4.2. Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU 18
III.2. Plancher à corps creux 19
III.2.1. La dalle de compression.....19
III.2.2. Les poutrelles 20
III.2.2.1. Poutrelle d'étage courant 20
III.3. Les escaliers 25
III.3.1. Escalier d'étage courant.....25
III.3.1.1. Dimensionnement 25
III.3.1.2. Evaluation des charges et surcharges.....26
III.3.1.3. Détermination des sollicitations.....27
III.3.1.4. Détermination des efforts.....27
III.3.1.5. Ferraillage 28

III.3.1.6. Vérification à l'ELS 28
III.3.1.7. Vérification de l'effort tranchant 29
III.3.1.8. Vérification de la flèche 29
III.3.1.4. Détermination des efforts 29
III.3.1.5. Ferraillage 30
III.3.1.6. Vérification à l'ELS 31
III.3.1.7. Vérification de l'effort tranchant 31
III.3.1.8. Vérification de la flèche 31
III.4. Calcul de la Poutre palière 32
III.4.1. Charges revenant à la poutre 32
III.4.2. Calcul des efforts 32
III.4.3. Calcul de ferraillage 33
III.4.3.1. Armatures longitudinales 33
III.4.3.2. Armatures transversales (RPA99 v2003 Art.7.5.2.2) 33
III.4.3.3. Vérification à l'ELS 33
III.4.3.4. Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU 33
III.4.3.5. Vérification selon (RPA99 v2003 Art.7.5.2.1) 33
III.4.3.6. Vérification de la flèche 33
III.5. Les dalles pleines 34
III.5.1. Introduction 34
III.5.2. Détermination des charges 34
III.5.3. Ferraillage 34
III.6. Dalle machine 37
III.6.1. Introduction 37
III.6.2. Détermination de l'épaisseur 37
III.6.3. La charge permanente et la charge d'exploitation 37
III.6.4. Ferraillage 38

CHAPITRE VI : Etude dynamique

IV.1. Introduction....42
IV.2. Caractéristique géométrique de la structure....42
IV.2.1. Centre de masse....42
IV.2.2. Centre de torsion....42
IV.3. Choix de la méthode de calcul....44
IV.3.1. Introduction....44
IV.3.2. Méthode dynamique modale spectrale (RPA99 v2003 Art.4.3.7)....45
IV.3.2.1. Principe de la méthode....45
IV.3.2.2. Modélisation....45
IV.3.2.3. Le spectre de réponse de calcul....45
IV.3.3. Résultats de l'analyse dynamique....47
IV.3.3.1. Analyse modale....47
IV.3.3.2. Analyse statique et dynamique....48
IV.4. Conclusion....55

CHAPITRE V : Ferraillage des éléments structuraux

V.1. Introduction....56
V.2. Ferraillage des poutres....56
V.2.1. Ferraillage longitudinal des poutres....56
V.2.1.1. Vérification des contraintes à l'ELS....57
V.2.1.2. Vérification de la flèche....58
V.2.1.3. Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU....58
V.2.2. Ferraillage transversal des poutres....59
V. 3. Ferraillage des poteaux....60
V.3.1. Armatures longitudinales....60
V.3.2. Vérification des contraintes à l'ELS....61
V.3.3. Armatures transversales....62

V.4. Ferraillage des voiles 63
V.4.1. Ferraillage des trumeaux 63
V.4.1.1. Calcul d'armatures verticales 63
V.4.1.2. Vérification des contraintes à l'ELS et à l'ELU 64
V.4.1.3. Armatures horizontales 64
V.4.1.4. Armatures transversales 65
V.4.2. Ferraillage des linteaux 65

CHAPITRE IV : Calcul des fondations

VI.1. Introduction.....67
VI.2. Types de fondations 67
VI.3. Caractéristiques du sol 67
VI.4. Choix du type de fondations 68
VI.4.1. Semelle isolée sous poteau 68
VI.4.2. Semelle filante 70
VI.4.2.1. Poutre de Libage 71
VI.5. Les longrines.....73

Listes des tableaux

CHAPITRE I : Présentation de l'ouvrage

Tableau I.2: Autres caractéristiques du béton…….....3
Tableau I.3: Les types d'aciers utilisés et leurs nuances…….…….3
Tableau I.4: Autres caractéristiques de l'acier……4

CHAPITRE II : Pré dimensionnement

Tableau II.1: Pré dimensionnement des poutres……7
Tableau II.2: Capacité portante $\overline{N}$ pour chaque section de poteau…….…….9
Tableau II.3: Charge permanente du mur intérieur…….……..10
Tableau II.4: Charge permanente du mur extérieur…..……10
Tableau II.5: Charge permanente du plancher terrasse a corps creux…….……11
Tableau II.6: Charge permanente du plancher terrasse a dalle pleine…….……12
Tableau II.7 : Charge permanente du plancher courant à corps creux……13
Tableau II.8: Charge permanente du plancher courant à dalle pleine…...……..13
Tableau II.9: Charges permanentes cumulées des surfaces reprises……...……..14
Tableau II.10 : Charges d'exploitation cumulées des surfaces reprises……....14
Tableau II.11: Vérification de l'effort normal des poteaux…….……15
Tableau II.12: Vérification des sections selon le RPA99 version2003….……15
Tableau II.13: Vérification des dimensions selon le RPA99 version2003……15

CHAPITRE III : Calcul des éléments secondaires

Tableau III.1: Evaluation des charges et surcharges sur l'acrotère…….17
Tableau III.2: Les efforts exercés sur l'acrotère……...……..17
Tableau.III.3 : le ferraillage adopté……...……18
Tableau III.4: vérification de la flèche pour la poutrelle d'étage courant…..……..21
Tableau III.5: les Moments d'encastrement exercés sur la poutrelle à l'ELU…….21
Tableau III.6: Section d'armatures longitudinales dans la poutrelle d'étage courant……..……22
Tableau III.7: les Moments d'encastrement exercés sur la poutrelle d'étage courant à l'ELS....22
Tableau III.8: vérification à l'ELS de la poutrelle d'étage courant……..……23
Tableau III.9: Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU……..23
Tableau III.10: Vérification de la flèche de poutrelle d'étage courant …….……..23
Tableau III.11: les Moments d'encastrement exercés sur la poutrelle à l'ELU……...……..23
Tableau III.12: Section d'armatures longitudinales dans la poutrelle de la terrasse…..……..24

Tableau III.13: vérification à l'ELS de la poutrelle du terrasse……..25
Tableau III.14: Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU ……25
Tableau III.15 : Vérification de la flèche de poutrelle de la terrasse….....25
Tableau III.16: Charge permanente de la paillasse…….……27
Tableau III.17: Charge permanente du palier de repos…….……..27
Tableau III.18: Combinaisons des charges dans l'escalier d'étage courant…….……27
Tableau III.19: Détermination des efforts…….……27
Tableau III.20: Section d'armatures longitudinales dans l'escalier d'étage courant……...…….28
Tableau III.21: Vérification de la section d'armatures……...……28
Tableau III.22: Section d'armatures de répartition dans l'escalier d'étage courant…..……28
Tableau III.23: Vérification de ferraillage de l'escalier d'étage courant à l'ELS…….……29
Tableau III.24: Vérification de l'effort tranchant de l'escalier d'étage courant…..……..29
Tableau III.25: Vérification de la flèche……29
Tableau III.26: Combinaisons des charges dans l'escalier d'étage courant……...……33
Tableau III.27: Sollicitations de la poutre palière…….……33
Tableau III.28: Armatures transversales de la poutre palière……..…….33
Tableau III.29: Vérification de la poutre palière à l'ELS…….33
Tableau III.30: Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU …..…….……33
Tableau III.31: Armatures longitudinales des dalles pleines……..34
Tableau III.32: Travail externe de dalle pleine (1.50X4.25)m^2…….35
Tableau III.33: Travail interne de dalle plaine (1.50X4.25)m^2……..……36
Tableau III.34: Section d'armatures longitudinales dans la dalle machine…….……36
Tableau III.35: Condition de non fragilité des dalles pleines ……36
Tableau III.36: Vérification des dalles pleines à l'ELS……..37
Tableau III.37: Vérification de l'effort tranchant……..……37
Tableau III.38: Vérification de la flèche de dalle pleine……...……..37
Tableau III.39: Poids de la machine……...…39
Tableau III.40: Les charges de la dalle machine……....39
Tableau III.41: Travail externe d'une dalle pleine (3.40X2.95)m^2……39
Tableau III.42: Travail externe d'une dalle plaine (3.40X2.95)m^2……40
Tableau III.43: Section d'armatures longitudinales dans la dalle machine…….40
Tableau III.44: Vérification de la section d'armatures dans la dalle machine…….40
Tableau III.45: Vérification de ferraillage de la dalle machine à l'ELS……...40
Tableau III.46: Vérification de l'effort tranchant de la dalles machine…….……..41

Tableau III.47: Vérification au poinçonnement…..……..42

CHAPITRE VI : Etude dynamique

Tableau IV.1 : Centre de masse et centre de torsion…….……43
Tableau IV.2 : Excentricité suivant les deux directions…….……....44
Tableau IV.3 : Distribution des sollicitations suivant X……..……..46
Tableau IV.4 : Distribution des sollicitations suivant Y……46
Tableau IV.5 : Facteur de qualité…..…….……47
Tableau IV.6: Comportement des trois premiers modes…….…….…..47
Tableau IV.7: Comportement des trois premiers modes……..…….……48
Tableau IV.8 : Les valeurs de la force sismique……..…….……..50
Tableau IV.9 : Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul……...50
Tableau VI.10 : Valeurs des moments de stabilité et de renversement……...……51
Tableau IV.11: Vérification de la stabilité au renversement…….…….51
Tableau IV.12 : Vérification des déplacements inter-étage suivant X……...…51
Tableau IV.13 : Vérification des déplacements inter-étage suivant Y…..……..52
Tableau IV.14 : Vérification de cisaillement des poutres…….……52
Tableau VI.15 : Vérification de cisaillement des voiles…….……53
Tableau IV.16 : Vérification de l'effort normal réduit…….…...……...54
Tableau IV.17 : Dimensions finales des éléments…….……55

.

CHAPITRE V : Ferraillage des éléments structuraux

Tableau V.1: La section calculée et la section choisie d'armatures des poutres……..…56
Tableau V.2: Vérification des contraintes des poutres à l'ELS……..…57
Tableau V.3: Vérification de section d'armatures……..…58
Tableau V.4: Vérification de la flèche des poutres…….58
Tableau V.5: Vérification des contraintes de cisaillement…….58
Tableau V.6: La section d'armatures transversales……...…….59
Tableau V.7: La section d'armatures des poteaux……..61
Tableau V.8: Vérification des contraintes à l'ELS…….....61
Tableau V.9: La section d'armatures transversales des poteaux……...62
Tableau V.10: La section calculée d'armatures verticales des voiles……..…..…..……63
Tableau V.11: *La section choisie d'armatures des voiles* …….……..…….63
Tableau V.12: *Vérification des contraintes normales des voiles* ……..…..*64*
Tableau V.13: *Vérification des contraintes de cisaillement des voiles*……..…..*64*
Tableau V.14: Horizontal reinforcements ……65
Tableau V.15: Choix de la méthode de calcul……66
Tableau V.16: La section choisie et calculée d'armatures des linteaux……..……..…..66

CHAPITRE VI : Calcul de fondation

Tableau VI.1: Dimensionnement des semelles isolées à l'ELS…...…….……69
Tableau VI.2: Dimensionnement des semelles filantes à l'ELS. …….……70
Tableau VI.3: Les Sections choisie et calculée des semelles filantes……71
Tableau VI.4: Dimensionnement de la poutre de libage……..……..……72
Tableau VI.5: Détermination des valeurs de (q) de la poutre de libage…….……..…..72
Tableau VI.6: Détermination des sollicitations de la poutre de libage…..……72
Tableau VI.7: Calcul des armatures longitudinales de la poutre de libage à L'ELU……...….72
Tableau VI.8: Vérifications des armatures longitudinales de la poutre de libage à l'ELS…..…72
Tableau VI.9: Calcul des armatures transversales de la poutre de libage…….…….73
Tableau VI.10: Ferraillage longitudinal des longrines…….…....74
Tableau VI.11: Vérification de contrainte à L'ELS des longrines…….…..…..74
Tableau VI.12: Calcul des armatures transversales des longrines……...…….….74

Listes des Figures

CHAPITRE II : Pré dimmensionnement

Figure II.1: Coupe du plancher à corps creux…….....6
Figure II.2: Surface reprise par le poteau le plus sollicité……..……..…9

CHAPITRE III : Calcul des elements secondaires

Figure III.1: L'acrotère (dimensions et charges exercées……17
Figure III.2: Section de béton armé dans l'acrotère……18
Figure III.3: Ferraillage de l'acrotère……..……18
Figure.III.4 : Disposition des armatures de la dalle de compression……..20
Figure.III.5: Chargement dans la poutrelle d'étage courant…….21
Figure.III.6: Digramme des moments d'encastrement de la poutrelle d'étage courant à ELU…….22
Figure.III.7: Diagramme des efforts tranchants de la poutrelle d'étage courant à ELU…….22
Figure.III.8: Diagramme des moments dans la poutrelle d'étage courant l'ELS……....22
Figure.III.9: Digramme des moments d'encastrement de la poutrelle de la terrasse à ……..24
Figure.III.10: Diagramme des moments dans la poutrelle de la terrasse à l'ELS……..……..…24
Figure III.11: Schéma statique d'une volée d'escalier d'étage courant…….……25
Figure III.12 Chargement dans l'escalier d'étage courant……..…….27
Figure III.13: Diagramme des moments dans l'escalier d'étage courant à l'ELU……...…27
Figure III.14: Diagramme des efforts tranchant dans l'escalier d'étage courant à l'ELU…….…..27
Figure III.15: Diagramme des moments dans l'escalier d'étage courant à l'ELU……30
Figure III.16: Diagramme des efforts tranchant dans l'escalier d'étage courant à l'ELU …..……30
Figure III.17: Chargement dans la poutre palière……..……...……..32
Figure III.18: Diagramme des moments de la poutre palière à l'ELU……..……..32
Figure III.19: Diagramme des efforts tranchants de la poutre palière à l'ELU….…….32
Figure III.20: Diagramme des moments de la poutre palière à l'ELS……....……32
Figure III.21: Ferraillage de la poutre palière…….……34
Figure III.22: Dalle plaine (1.50X4.25)m^2…….....……..34
Figure III.23: Travail externe de dalle pleine (1.50X4.25)m^2…….35
Figure III.24: Travail interne de dalle pleine (1.50X4.25)m^2……..……..35

Figure III.25: Travail externe d'une dalle pleine (3.40X2.95)m^2……..38
Figure III.26: Travail interne d'une dalle plaine (3.40X2.95)m^2……38

CHAPITRE V : Ferraillage des elements structuraux

Figure V.1: Dessin de ferraillage des poutres principales 01…….……59
Figure V.2: Dessin de ferraillage des poutres principales 02……...60
Figure V.3: Dessin de ferraillage des poutres secondaire ……..60
Figure V.4: Dessin de ferraillage des Poteaux……...…….....62

CHAPITRE VI : Calcul des fondations

Figure V.1: chevauchement des bulles de pression sous la semelle……...……69
Figure V.2: Ferraillage de la semelle filante 1 sur x……...70
Figure V.3: Ferraillage de la longrine……..……..…..74

Notations

Majuscules romaines

A : Section d'acier tendu.

A' : Section d'acier comprimé.

A_{max}, A_{min} : 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.

A_c : Section d'armatures en partie courante (armatures de peau).

A_D : Section d'armatures diagonales.

B : Aire du béton.

B_r : Section réduite du béton d'un poteau.

B_t : Section de la partie tendue.

L_t : Largeur de la section tendue.

ELS : Etat Limite de Service.

ELU : Etat Limite Ultime.

E_v : Module de déformation longitudinale différée du béton.

E_i : Module de déformation longitudinale instantanée du béton.

E_s : Module de déformation longitudinale de l'acier.

I : Moment d'inertie.

I_e : Moment d'inertie équivalent.

M : Moment fléchissant.

M_t : Moment fléchissant en travée d'une poutre.

M_a : Moment fléchissant en appui d'une poutre.

M_u : Moment fléchissant à l'ELU.

M_{ser} : Moment fléchissant à l'ELS.

N : Effort normal.

N_{ser} : Effort normal à l'ELS service.

N_u : Effort normal à l'ELU.

T_u : Effort tranchant à l'ELU.

G : Charge permanente.

Q : Charge d'exploitation.

E : Charge sismique.

W : poids.

Minuscules romaines

h : Hauteur de la section du béton.

b : Largeur de la section du béton.

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

c,c' : Enrobage supérieur et inférieur.

d : Hauteur utile d'une section.

f : Flèche.

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

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

f_e : Limite d'élasticité de l'acier.

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

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

i : Rayon de giration.

l_f : Longueur de flambement,

S_t : Espacement de cours d'armature transversale.

S_h : Espacement de cours d'armature horizontale.

S_v : Espacement des armatures verticales.

MAJUSCULES GRECQUES

Δ : Variation.

Σ : sommation.

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

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.

INTRODUCTION GENERALE

Le projet de fin d'études représente la dernière phase de notre cycle de formation au sein de l'université de MEDEA, il consiste à appliquer l'ensemble des connaissances acquises tout le long de notre parcours sur un projet réel du domaine de Génie Civil.

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 le dimensionnement et le calcul d'exécution.

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.

Nous allons à présent étudier successivement plusieurs points :

1) Présentation de l'ouvrage et les caractéristiques des matériaux utilisés ;
2) Pré dimensionnement des éléments structuraux ;
3) Calcul des éléments secondaires (acrotère, plancher, escalier, dalle pleine, dalle machine) ;
4) Etude dynamique et sismique, on a utilisé le logiciel de calcul par élément finis (SAP2000 version 21.0.2) ;
5) Etude la structure sous l'action des différentes combinaisons des efforts verticaux et horizontaux et l'adoption du ferraillage de la structure ;
6) Estimation des sollicitations envisagées au niveau de l'infrastructure, choix du type de Fondation le plus convenable, calcul et ferraillage de l'ensemble des éléments assurent la stabilité de la superstructure ;
7) Récapitulation du travail réalisé résumé dans la conclusion générale.

CHAPITRE I

Présentation de l'ouvrage

I.1. Présentation de l'ouvrage

Le projet réalisant est un bâtiment en béton armé de type (RDC + 6 étages) à usage d'habitation qui sera implanté à Médéa. C'est une zone de moyenne sismicité (zone IIb) selon la classification du RPA 99 version 2003.

Notre étude sera menée conformément aux exigences des règles de conception et de calcul des ouvrages en béton armé CBA93 ainsi que le règlement parasismiques RPA99 version 2003.

I.2. Caractéristiques géométriques de l'ouvrage

I.2.1. Dimensions en plan du bâtiment

- Longueur totale du bâtiment : 27.9 m.
- Largeur totale du bâtiment : 27.5 m.

I.2.2. Dimensions en élévation du bâtiment

- Hauteur du RDC et Etages courants : 3.40 m.
- Hauteur du dernier étage : 3.00 m
- Hauteur totale du bâtiment : 26.8 m.

I.3. Caractéristiques structurelles

I.3.1. Système de contreventement

Notre bâtiment comporte 7 niveaux , le RPA99 Version 2003 limite les structures en portiques auto stables dans la zone IIb en 11 m, ce qui nous oblige d'insérer des voiles de contreventement et d'obtenir par conséquence un système de contreventement assuré par des portiques et des voiles.

I.3.2. PLANCHERS

Nous avons utilisé deux types de planchers, dont le rôle est de supporter les charges verticales et les transmettre aux poutres qui aussi transmettre ces dernières aux éléments verticaux de la structure :

- Planchers à corps creux.
- Planchers dalles pleines

Nous utilisons Planchers dalles pleines en le balcon.

I.3.3. Maçonnerie

Le remplissage en maçonnerie du bâtiment sera assuré par la brique creuse.

- Murs extérieurs (en double cloison) : deux (02) cloisons en briques creuses de 10cm d'épaisseurs séparées par une lame d'air de 10 cm pour assurer l'isolation thermique entre le milieu extérieur et l'intérieur du bâtiment.
- Murs intérieurs (en simple cloison) : ce sont des cloisons de séparations de 10cm d'épaisseur.

I.3.4. L'acrotère

Au niveau de la terrasse, la structure est entourée par un acrotère conçu en béton armé de 60cm de hauteur et de 10cm d'épaisseur. Son rôle principal est protéger l'étanchéité, et la protection contre l'infiltration des eaux pluviales.

I.3.5. Les escaliers

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

I.3.6. 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 charges apportées par la structure au bon sol.

I.4. Caractéristiques mécaniques des matériaux

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

I.4.1. Le béton

Nous utiliserons un béton ayant un dosage en ciment CPJ-CEMII42,5 de 350Kg/m³ ce qui donne une résistance à la compression à 28 jours égale à $f_{c28} = 25\ MPa$.

- **Résistance du béton à la traction**

La résistance à la traction est notée par « f_{tj} », elle est définie par la relation :

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06 f_{cj}$$

$$f_{c28} = 25MPa \quad Donc: \quad f_{t28} = 2.1MPa$$

Tableau I.2**:** *Autres caractéristiques du béton.*

Module d'élasticité instantané E_{ij}		32164.20 MPa
Module d'élasticité différé E_{vj}		10818.86 MPa
Coefficient de poisson (υ)	***ELU***	0
	ELS	0.2
Contrainte de cisaillement (τ_u)	***Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable***	2.50 MPa
	Fissuration peu nuisible	3.33 MPa
Contrainte en compression (σ_{bc})	***Situation durable***	14.20 MPa
	Situation accidentelle	18.50 Pa

I.4.2. Les aciers

I.4.2.1. Types d'acier

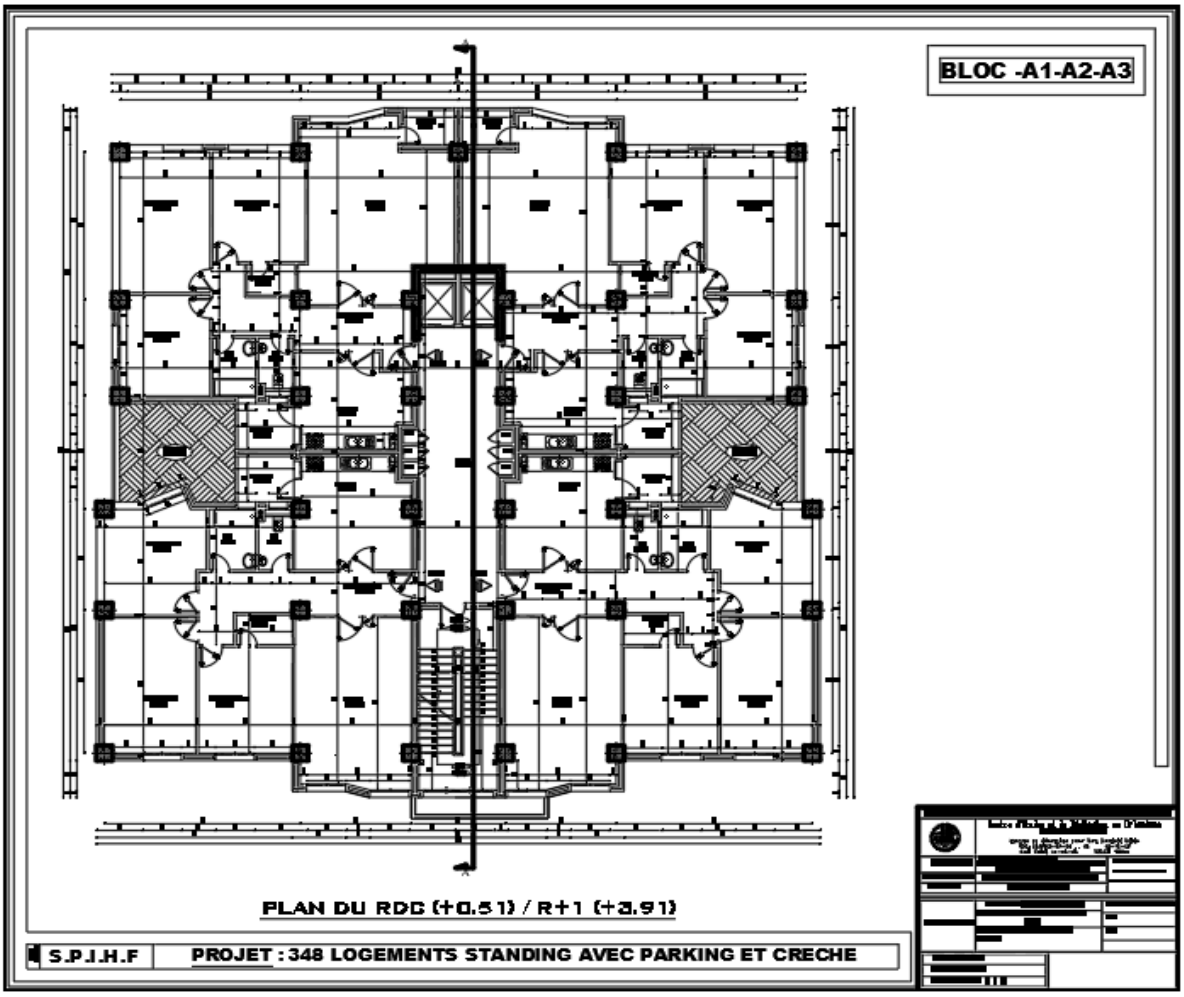
1. L'acier utilisé en béton armé se distingue du reste des aciers par sa forme géométrique et sa nuance, Sa surface externe (surface de contact avec le béton) présente deux types distincts : une surface lisse et une surface rugueuse, chacune ayant sa propre utilité.

Tableau I.3**:** *Les types d'aciers utilisés et leurs nuances.*

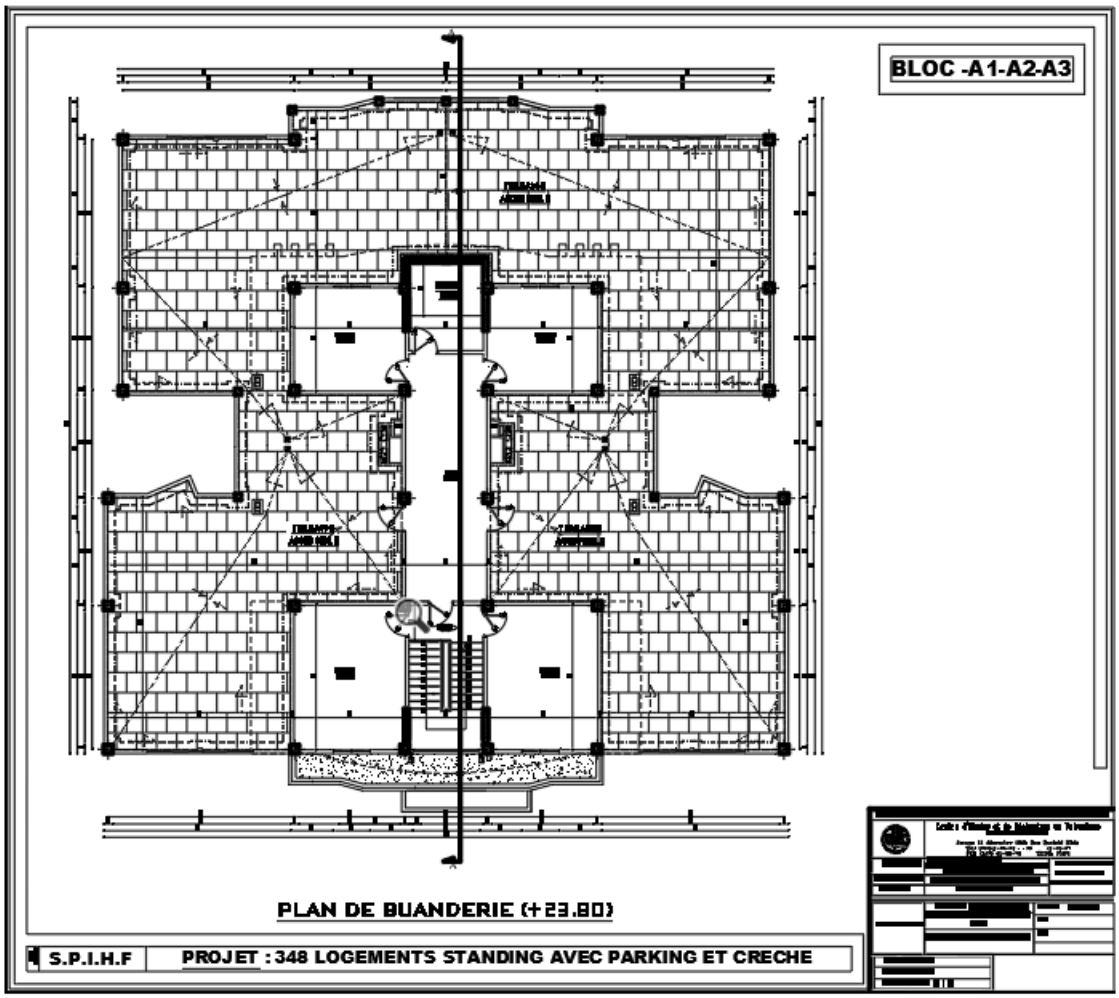
Type d'acier	***Nuances***	***Limite d'élasticité(MPa)***	***Utilisations***
Rond lisse	***FeE220***	215	Cadres, étiers des poteaux et des poutres, pièces préfabriqués
	FeE240	235	
Acier HA Type 1	***FeE400***	400	Tous les travaux en béton armé
	FeE500	500	
Acier HA Type 2	***FeE400***	400	Emplois sous forme de barres directes ou sous forme de treille
	FeE500	500	
Treillis soudés	***TLE520***	520	Emplois courant pour : Radier, Voile, Planchers, Dallage
	TLE500	500	

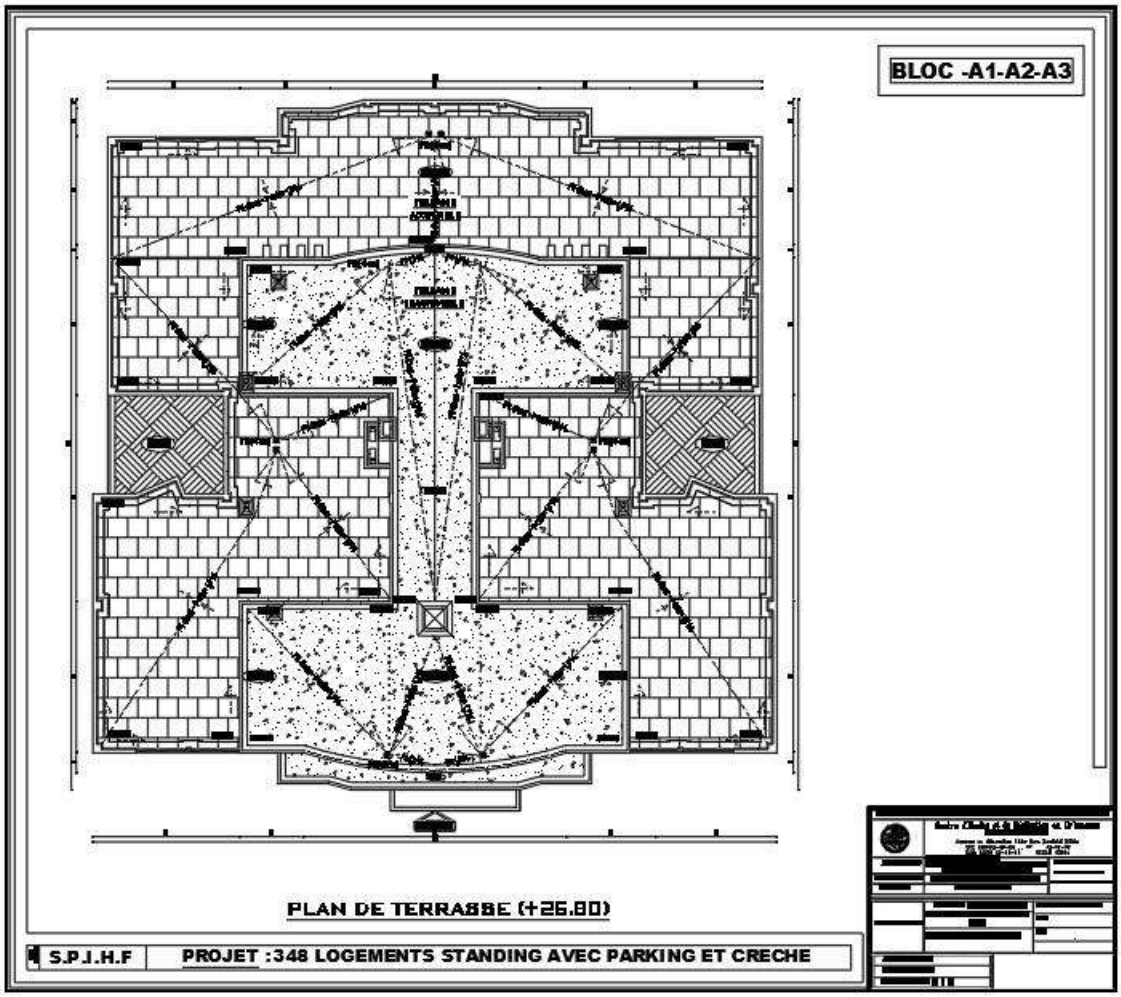
Tableau I.4**:** *Autres caractéristiques de l'acier.*

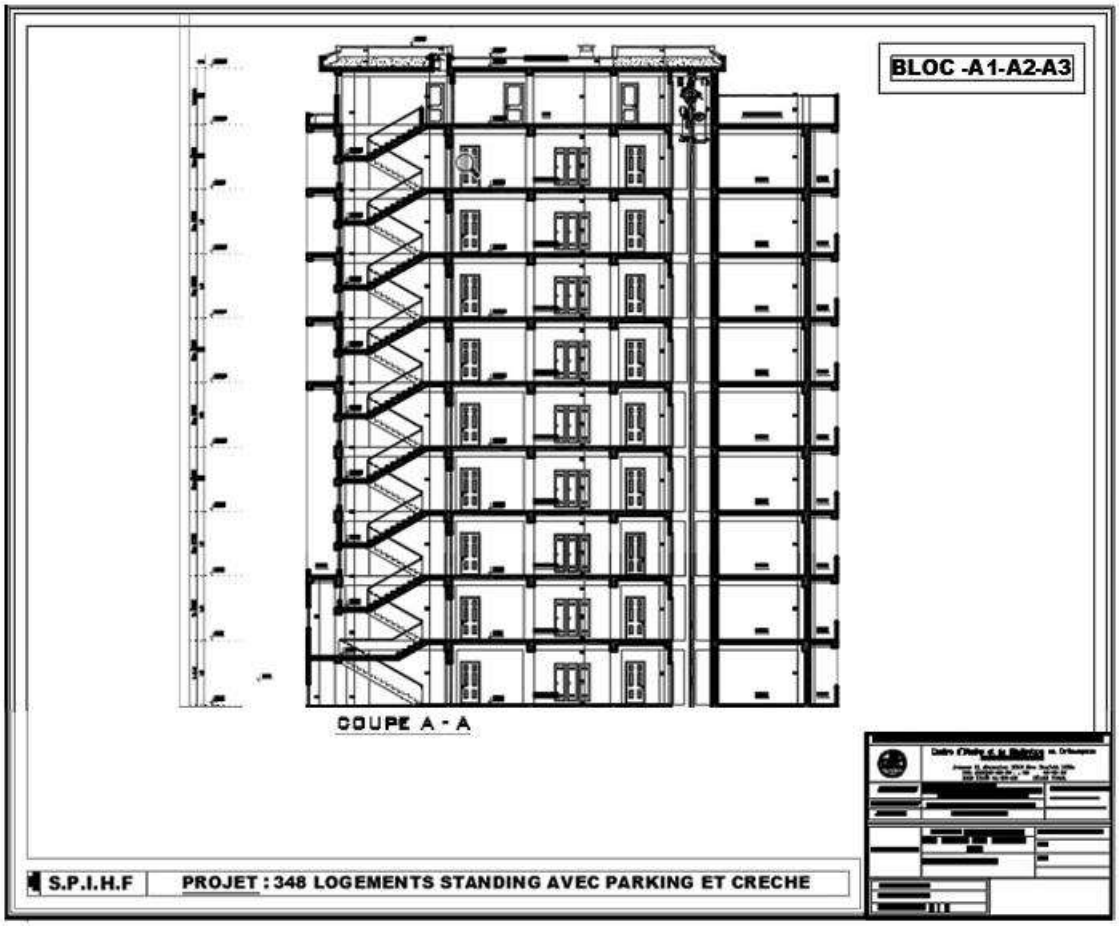
Module d'élasticité longitudinale (E_s)				200000 MPa
Contraintes limites (σ_s)	**ELU**	***Situation durable*** σ_s		348 MPa
		Situation accidentelle σ_s		400 MPa
	ELS	***Fissuration préjudiciable***	***Armatures à haute adhérence*** $\overline{\sigma_s}$	201.63 MPa
			Ronds lisse $\overline{\sigma_s}$	159.40MPa
		Fissuration très préjudiciable	***Armatures à haute adhérence*** $\overline{\sigma_s}$	165 MPa
			Ronds lisse $\overline{\sigma_s}$	130.42 MPa
		Fissuration peu nuisible		Aucune vérification à faire



Plan de buanderie (23.80)




BLOC -A1-A2-A3
PLAN DE TERRASSE (+26.80)
S.P.J.H.F
PROJET :348 LOGEMENTS STANDING AVEC PARKING ET CRECHE


BLOC -A1-A2-A3
COUPE A - A
S.P.I.H.F
PROJET : 348 LOGEMENTS STANDING AVEC PARKING ET CRECHE

II.1. Introduction

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

Nous dimensionnons dans le présent chapitre les éléments de la structure suivant : **RPA99 v2003**, **DTR.B.C.2.2**, **C.B.A 93.**

II.2. Pré dimensionnement des planchers

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

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

II.2.1. Planchers à corps creux

Ces planchers sont constitués par des poutrelles préfabriquées associées à des corps creux, l'épaisseur du plancher, et elle est calculée à l'aide des deux formules suivantes :

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

$$h_t \geq \frac{\mathrm{L}}{22.5} = 19.11$$

h_t: l'épaisseur du plancher ;

L : la plus longue portée des poutrelles (mesurée à nu d'appuis).

Pour notre projet : L=430 cm

$$\frac{430}{25} \leq h_t \leq \frac{430}{20} \quad \Rightarrow \quad 17.2 \text{ cm} \leq h_t \leq 21.5 \text{ cm}$$

On adopte : h_t = 21 cm

$h_t = d + e \Rightarrow h_t$= 16+5 cm.

Avec :

d : l'épaisseur du corps creux ;

e : l'épaisseur de la dalle de compression.

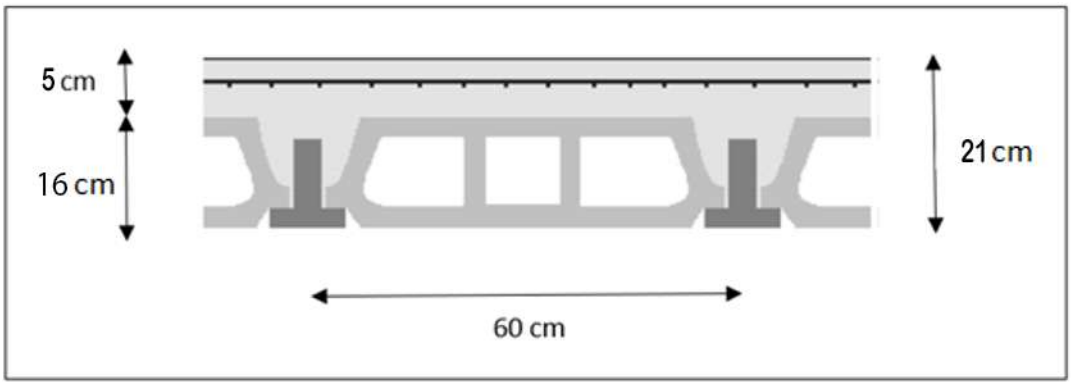


Figure II.1**:** *Coupe du plancher à corps creux*

II.2.2. Planchers dalles pleines

On va utiliser ce type de plancher pour les panneaux qui ont une forme triangulaire, l'épaisseur doit vérifier la condition de résistance, donnée en fonction de la nature des appuis sur lesquels repose la dalle, dans notre cas les dalles reposent sur deux appuis

a) Critère de résistance

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

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

e : épaisseur de la dalle.

Pour le cas de notre structure, on a : L = 1.50 m.

$$\frac{150}{35} \leq e \leq \frac{150}{30} \Rightarrow 4.28\,cm \leq e \leq 5\,cm$$

b) Sécurité contre l'incendie :

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

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

Condition d'isolation acoustique : ep ≥15 cm.

Conclusion :

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

II.3. Pré dimensionnement des poutres

Les poutres sont des éléments linéaires dont leur section est rectangulaire ou en T, leur portée est largement supérieure aux dimensions de la section. Elles sont des éléments structuraux horizontaux chargés de la transmission des charges verticales et horizontales aux éléments

verticaux (poteaux, voiles), Elles sont dimensionnées d'après les conditions de résistance et de la flèche.

$$\frac{L}{20} \leq h \leq \frac{L}{16} \quad , \quad 0.27h \leq b \leq 0.36h$$

L : la longueur de la poutre ayant la plus grande portée mesurée au nu d'appui ;

h : la hauteur de la poutre ;

b : la largeur de la poutre.

Tableau II.1**:** *Pré dimensionnement des poutres*

	Poutres principales	***Poutres secondaires***
Conditions de Résistance	L= 720cm ⇒ 36cm ≤ h ≤ 45cm On adopte : **h = 45cm** ⇒ 10.8cm ≤ b ≤ 14.4cm On adopte : **b=30cm**	L= 430cm ⇒ 21.5cm ≤ h ≤ 26.87cm On adopte : **h=30cm** ⇒ 8.1cm ≤ b ≤ 10.8cm On adopte : **b=30cm**
Vérification selon le (RPA99 v2003 Art.7.5)	b = 30cm ≥ 20cm h = 45cm ≥ 30cm h/b = 1.33≤ 4.0 **Conditions vérifiées**	b = 30cm ≥ 20cm h = 30cm ≥ 30cm h/b = 1 ≤ 4.0 **Conditions vérifiées**

Conclusion

Pour les poutres principales, on adopte la section : (b×h) = 30×45 cm².

Pour les poutres secondaires, on adopte la section : (b×h) = 30×30 cm².

II.4. Pré dimensionnement des poteaux

Les poteaux sont des éléments porteurs verticaux en béton armé, son rôle est de transmettre les charges verticales aux points d'appuis (fondations).

Pour le pré dimensionnement des poteaux, on utilise un calcul basé sur la capacité portante ($N_u \leq \overline{N}$)et la descente des charges permanentes et des charges d'exploitations à l'état limite ultime.

Selon l'Article B.8.11 du CBA93, 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 : $N_u{}^* = 1.1N_u$

II.4.1. Etapes de pré dimensionnement

- Calcul de la capacité portante $\bar{N}$ du poteau.
- Choix du poteau le plus sollicité.
- Calcul de la surface reprise par le poteau.
- Evaluation des charges.
- Détermination des charges permanentes et d'exploitation revenant à ce poteau.
- Vérification de l'effort normal ultime majoré.
- Vérification des dimensions de la section transversale des poteaux selon les conditions du (RPA99 v2003 Art 7.4.1)

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

$$N_u \leq \bar{N} = \alpha\left(\frac{B_r . f_{c28}}{0.9\,.\gamma_b} + A\frac{f_e}{\gamma_s}\right)$$

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

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

$$\alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2(\frac{\lambda}{35})^2} \quad Si \;\; \lambda \leq 50$$

$$\alpha = 0.30\left(\frac{50}{\lambda}\right)^2 \quad Si \;\; 50 \leq \lambda \leq 70$$

$$\lambda = \frac{l_f}{i} \quad . \quad l_f = 0.7 l_0$$

λ : l'élancement mécanique;

i : rayon de giration;

l_0 : longueur du poteau ;

l_f: longueur de flambement.

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

I : moment d'inertie le plus faible poteau ;

b : largeur du poteau.

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

II.4.1.1. Calcul de la capacité portante $\bar{N}$

Tableau II.2**:** *Capacité portante $\bar{N}$ pour chaque section de poteau*

Etages	*B(cm)*	*B (mm^2)*	*Br (mm^2)*	$l_f(m)$	*i (m)*	λ	α	$A_s(mm^2)$	$\bar{N}$ *(KN)*
6	30	900	78400	2.38	0.087	27.482	0.757	90	1100.977
5	30	900	78400	2.38	0.087	27.482	0.757	90	1100.977
4	35	1225	108900	2.38	0.101	23.556	0.779	122.50	1575.096
3	35	1225	108900	2.38	0.101	23.556	0.779	122.50	1575.096
2	40	1600	144400	2.38	0.115	20.611	0.795	160.00	2129.959
1	40	1600	144400	2.38	0.115	20.611	0.795	160.00	2129.959
RDC	45	2025	184900	2.38	0.130	18.321	0.806	202.50	2764.924

II.4.1.2. Choix du poteau le plus sollicité

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

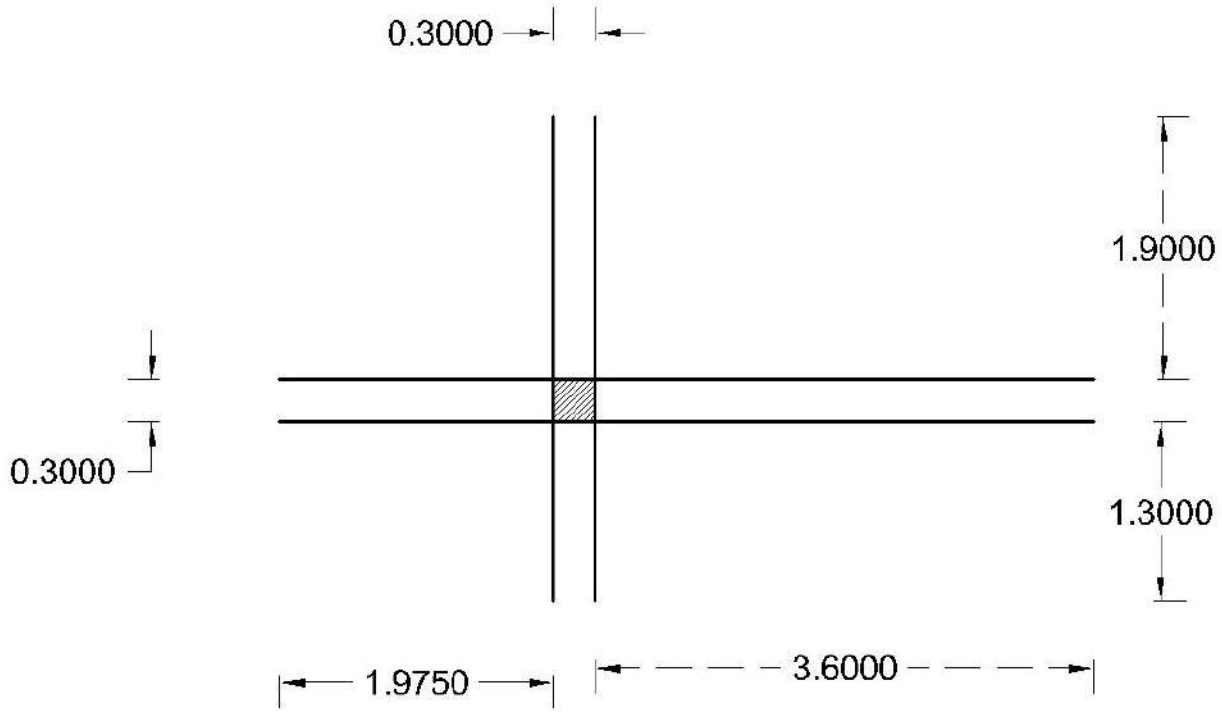


Figure II.2: *Surface reprise par le poteau le plus sollicité.*

- **Calcul de la surface reprise par le poteau**

$S_{totale} = (2.85 + 0.30 + 1.80) * (3.325 + 0.3 + 1.975) \Rightarrow S_{totale} = 27.72\ m^2$

$S_{plancher} = (2.85 + 1.80) * (3.325 + 1.975) \Rightarrow S_{plancher} = 24.64\ m^2$

II.5. Evaluation des charges (DTR B.C 2.2)

II.5.1. Charges permanentes

II.5.1.1. Maçonnerie

a) Murs intérieurs (simple cloison) :

Tableau II.3: *Charge permanente du mur intérieur*

/	*Composants*	*Epaisseur (m)*	*Poids volumique (kN/m³)*	*Poids surfacique (kN/m²)*	*Article de référence*
1	***Enduit en ciment***	0.02	0.18	0.36	DTR B.C. 2.2 C.2-Enduits
2	***Brique creuse***	0.10	9	0.90	DTR B.C. 2.2 C.1 maçonnerie
3	***Enduit en ciment***	0.02	0.18	0.36	DTR B.C. 2.2 C.2- Enduits
TOTAL				**1.62**	

b) Murs extérieurs (double cloison)

Tableau II.4**:** *Charge permanente du mur extérieur*

	Composants	*Epaisseur (m)*	*Poids volumique (kN/m³)*	*Poids surfacique (kN/m²)*	*Article de référence*
1	***Enduit en ciment***	0.02	18	0.36	DTR B.C. 2.2 C.2- Enduits
2	***Brique creuse***	0.10	90	0.90	DTR B.C. 2.2 C.1 maçonnerie
3	***Lame d'air***	0.05	/	/	/
4	***Brique creuse***	0.10	90	0.90	DTR B.C. 2.2 C.1 maçonnerie
5	***Enduit en ciment***	0.02	18	0.36	DTR B.C. 2.2 C.2- Enduits
TOTAL				**2.52**	

II.5.1.2. Plancher terrasse

Tableau II.5: *Charge permanente du plancher terrasse a corps creux*

N°	*Composants*	*Epaisseur (m)*	*Poids volumique (kN/m³)*	*Poids surfacique (kN/m²)*	*Article de référence*
1	***Gravillon roulé***	0.04	20	0.80	DTR B.C. 2.2 C.5-TOITURES
2	***Etanchéité multicouche***	0 .02	6	0.12	DTR B.C. 2.2 C.5-TOITURES
3	***Papier Kraft***	/	/	0.05	DTR B.C. 2.2 C.5-TOITURES
4	***Forme de pente***	0.10	22	2.20	DTR B.C. 2.2 C.5-TOITURES
5	***Film polyane***	/	/	0.01	DTR B.C. 2.2 C.5-TOITURES
6	***Plaque de liège***	0.04	4	0.16	DTR B.C 2.2 B-POIDS VOLUMIQUE
7	***Pare vapeur***	/	/	0.06	DTR B.C. 2.2 C.5-TOITURES
8	***Plancher corps creux (16+5)***	0.21	/	2.75	DTR B.C. 2.2 C.3-PLANCHERS
9	***Enduit en plâtre***	0.02	10	0.20	DTR B.C. 2.2 C.2-ENDUITS
TOTAL				**6.35**	

Tableau II.6: *Charge permanente du plancher terrasse a dalle pleine*

N°	*Composants*	*Epaisseur (m)*	*Poids volumique (kN/m³)*	*Poids surfacique (kN/m²)*	*Article de référence*
1	***Gravillon roulé***	0.04	20	0.80	DTR B.C. 2.2 C.5-TOITURES
2	***Etanchéité multicouche***	0 .02	6	0.12	DTR B.C. 2.2 C.5-TOITURES
3	***Papier Kraft***	/	/	0.05	DTR B.C. 2.2 C.5-TOITURES
4	***Forme de pente***	0.10	22	2.20	DTR B.C. 2.2 C.5-TOITURES
5	***Film polyane***	/	/	0.01	DTR B.C. 2.2 C.5-TOITURES
6	***Plaque de liège***	0.04	4	0.16	DTR B.C 2.2 B-POIDS VOLUMIQUE
7	***Pare vapeur***	/	/	0 .06	DTR B.C. 2.2 C.5-TOITURES
8	***Dalle pleine***	0.15	/	3.75	DTR B.C. 2.2 C.3-PLANCHERS
9	***Enduit en plâtre***	0.02	10	0.20	DTR B.C. 2.2 C.2-ENDUITS
TOTAL				**7.35**	

II.5.1.3. Plancher courant

Tableau II.7 : *Charge permanente du plancher courant à corps creux*

N°	*Composants*	*Epaisseur (m)*	*Poids volumique (kN/m³)*	*Poids surfacique (kN/m²)*	*Article de référence*
1	*Carrelage*	0.02	20	0.40	DTR B.C. 2.2 C.4-Revetement du plancher
2	*Mortier de pose*	0.02	/	0.40	DTR B.C. 2.2 C.4-Revetement du plancher
3	*Lit de sable*	0.03	18	0.54	DTR B.C. 2.2 ANNEXE VI-A
4	*Plancher corps creux (16+5)*	0.21	/	2.75	DTR B.C. 2.2 C.3-PLANCHERS
5	*Enduit en plâtre*	0.02	10	0.20	DTR B.C. 2.2 C.2-ENDUITS
6	*Cloison simple*	0.10	/	1.62	DTR B.C. 2.2 C.1-MACONNERIE
TOTAL				5.91	

Tableau II.8: *Charge permanente du plancher courant à dalle pleine*

N°	*Composants*	*Epaisseur (m)*	*Poids volumique (kN/m³)*	*Poids surfacique (kN/m²)*	*Article de référence*
1	*Carrelage*	0.02	20	0.40	DTR B.C. 2.2 C.4-Revêtement du plancher
2	*Mortier de pose*	0.02	/	0.40	DTR B.C. 2.2 C.4-Revêtement du plancher
3	*Lit de sable*	0.03	18	0.54	DTR B.C. 2.2 ANNEXE VI-A
4	*Dalle pleine*	0.15	/	3.75	DTR B.C. 2.2 C.3-PLANCHERS
5	*Enduit en plâtre*	0.02	10	0.20	DTR B.C. 2.2 C.2-ENDUITS
6	*Cloison simple*	0.10	/	1.62	DTR B.C. 2.2 C.1-MACONNERIE
TOTAL				**6.91**	

II.5.2. Charges d'exploitation

- Terrasse inaccessible : Q=1 kN/m²
- Terrasse accessible : Q=1.5kN/m²
- Habitation : Q=1.5 kN/m²
- Parking : Q=2.5 kN/m²

II.5.3. Charges permanentes totale

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

Étages	$G_{poteau}(kN)$	$G_{pp}(kN)$	$G_{ps}(kN)$	$G_{plancher}(kN)$	$G_{niveau}(kN)$	$G_{cumulée}(kN)$
6	7.650	18.900	15.694	120.649	162.892	162.892
5	7.650	18.900	15.694	120.649	162.892	325.785
4	10.413	18.900	15.694	120.649	165.655	491.439
3	10.413	18.900	15.694	120.649	165.655	657.094
2	13.600	18.900	15.694	120.649	168.842	825.937
1	13.600	18.900	15.694	120.649	168.842	994.779
RDC	13.600	18.900	15.694	120.649	168.842	1163.621

II.5.4. Charges d'exploitation totale

Pour déterminer les charges d'exploitation, on utilise la loi de dégression voir annexe 1.

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

Étages	Q (kN)	(3+n)/2n	$Q_{cumulée}$(kN)
6	32.166	0	32.166
5	32.166	1	64.331
4	32.166	0.95	93.280
3	32.166	0.9	90.064
2	32.166	0.85	86.847
1	32.166	0.8	83.631
RDC	32.166	0.75	80.414

II.5.5. L'effort normal ultime N_u

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

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

Étages	*G (kN)*	*Q (kN)*	N_u *(kN)*	*Nu*1.1 (kN)*	$\bar{N}$ *(kN)*	Verification
6	162.892	32.166	268.153	294.968	1100.977	cv
5	325.785	64.331	536.306	589.937	1100.977	cv
4	491.439	93.280	803.364	883.700	1575.096	cv
3	657.094	90.064	1022.173	1124.390	1575.096	cv
2	825.937	86.847	1245.285	1369.814	2129.959	cv
1	994.779	83.631	1468.398	1615.237	2129.959	cv
RDC	1163.621	80.414	1691.510	1860.661	2764.924	cv

II.5.6. Vérification selon le (RPA99 v2003)

a) Vérification des sections :(RPA99 v2003 Art.7.4.1)

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

Condition à vérifier	*Application de condition*	*Vérification*
Zone IIb ***Min (b, h) ≥ 30 cm*** ***Min (b, h) ≥ h_e /20*** ***0.25 ≤ (b/h) ≤ 4***	Min (b, h) = 30cm h_e /20 = (340-0.35) /20 = 15cm 0.25 ≤ (b/h) =1 ≤ 4	Oui

b) Vérification aux zones nodales (RPA 99 v 2003 Art.7.5)

Il nous reste à vérifier :

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

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

Section des poteaux (cm)	$b_{max}(cm)$	$h_1(cm)$	b_1 (cm)	$b_{max} \leq 1.5h_1 + b_1$	$d\ (cm)$	$Max(\frac{b_1}{2}, \frac{h_1}{2})$	$d \leq Max(\frac{b_1}{2}, \frac{h_1}{2})$
30*30	30	30	30	Oui	2.5	15	Oui
35*35	30	35	35	Oui	5	17.5	Oui
40*40	30	40	40	Oui	7.5	20	Oui
45*45	30	45	45	Oui	10	22.5	Oui

II.6. Pré dimensionnement des voiles

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

On considère comme voiles les éléments satisfaisant à la condition L ≥ 4a. Dans le cas contraire, ces éléments sont considérés comme des éléments linéaires.

Le (RPA99 v2003 Art7.7.1) exige une épaisseur minimale de 15 cm, de plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage $h_e$et des conditions de rigidité aux extrémités.

Conclusion

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

III.1. Acrotère

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

III.1.1. Principe de calcul

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

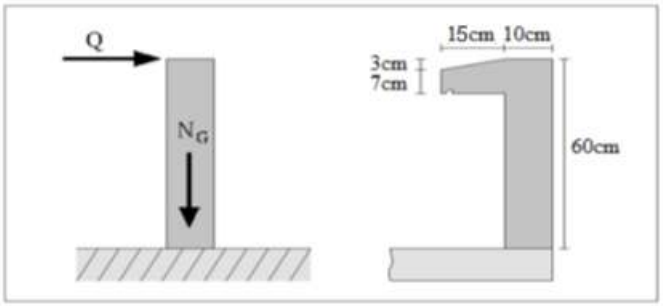


Figure III.1: *L'acrotère (dimensions et charges exercées)*

III.1.2. Evaluation des charges et surcharges

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

Charges permanents	G=1.82 kN/ml
Charges d'exploitation	Q=1 kN/ml

III.1.3. Détermination des efforts

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

	ELU	***ELS***
Effort normal	$N_u = 1.35G = 2.46$ kN	$N_u = G = 1.82$ kN
Moment d'encastrement	$M_u = 1.5\ Q.h = 0.9$ kN.m	$M_{ser} = Q.h = 0.6$ kN.m
Effort tranchant	$T_u = 1.5\ Q = 1.5$ kN	/

III.1.4. Calcul de ferraillage

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

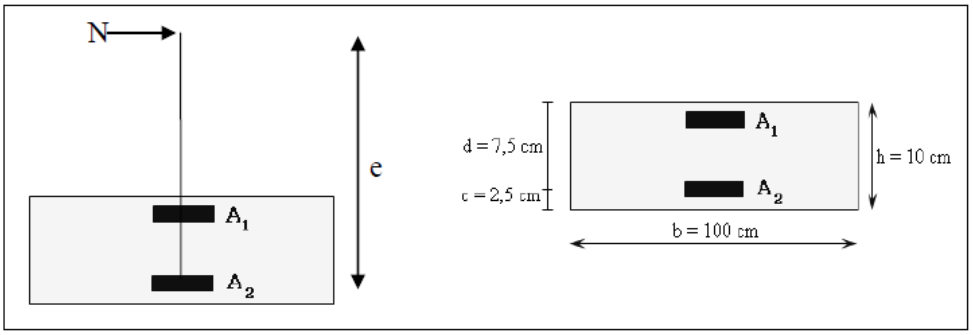


Figure III.2: *Section de béton armé dans l'acrotère*

Tableau.III.3 : *le ferraillage adopté.*

Section ***(cm²)***	A_1 ***(cm²)***	A_2 ***(cm²)***	$A_{1Choisie}$ ***(cm²)***	$A_{2\ choisie}$ ***(cm²)***	$A_{rép}$ ***(cm²)***	***St*** ***(cm)***	$St_{rép}$ ***(cm)***
100x10	4.40	4.40	7HA10 = 5.5	7HA10 = 5.5	4HA8 = 2.01	15	15

III.1.4.1. Vérification à l'état limite de service (ELS)

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

Fissuration préjudiciable, donc :

$$\overline{\sigma_s} = Min\left[\frac{2}{3}f_e\ ; 110\sqrt{\eta.f_{tj}}\right] = 201.63 \qquad \overline{\sigma_b} = 0.6f_{c28} = 15\ MPa$$

$$\sigma_b = 0.34\ MPa \le \overline{\sigma_b} = 15\ MPa \quad \Rightarrow \quad condition\ vérifiée$$

$$\sigma_s = 2.22\ MPa\ \le \overline{\sigma_s} = 201.63\ MPa \quad \Rightarrow \quad condition\ vérifiée$$

$$\sigma_s' = 2.70\ MPa \le \overline{\sigma_s} = 201.63\ MPa \quad \Rightarrow \quad condition\ vérifiée$$

III.1.4.2. Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU

$$\tau_{adm} = Min\left[\frac{0.15f_{c28}}{\gamma_b}; 4MPa\right] = Min\ [\ 2.5MPa\ ; 4MPa\ ] \Rightarrow \tau_{adm} = 2.5\ MPa$$

$$\tau = \frac{T_u}{b.d} = \frac{1.5*10^3}{1000*75} = 0.02MPa \le \tau_{adm} = 2.5\ MPa \quad \Rightarrow \quad condition\ vérifiée.$$

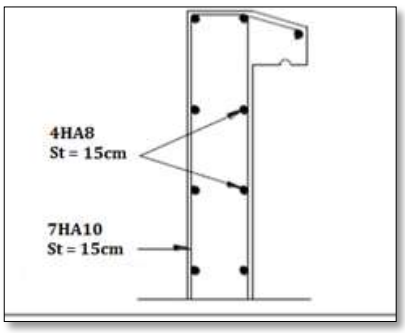


Figure III.3: *Ferraillage de l'acrotère*

III.2. Plancher à corps creux

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

- Poutrelles préfabriquées en béton armé, disposées parallèlement de 60 cm d'espacement ;
- Entrevous (corps creux) en béton de forme adaptée aux poutrelles ;
- Une dalle de compression supérieure en béton de 4 cm d'épaisseur ;

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

- La dalle de compression ;
- Les poutrelles ;

III.2.1. La dalle de compression

Sert à la bonne distribution des charges verticales sur les poutrelles, et pour limiter le risque de fissuration ; on prévoit un ferraillage en quadrillage.

La section d'armature à prévoir doit satisfaire les conditions suivantes :

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

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

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

Avec :

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

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

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

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

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

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

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

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

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

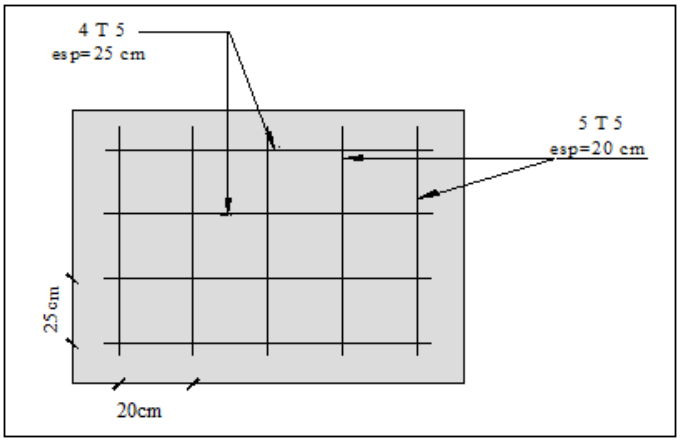


Figure.III.4 : *Disposition des armatures de la dalle de compression.*

III.2.2. Les poutrelles

III.2.2.1. Poutrelle d'étage courant

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

- Avant coulage
- Après coulage

III.2.2.1.1. Avant coulage

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

- Son poids propre.
- Le poids de corps creux (entrevous).
- Une charge concentrée à son milieu dont l'intensité est la plus grande de 1 kN ou (0.5∗L) kN, qui représente le poids d'un ouvrier.

  La méthode exposée en annexe 2 Il y a une méthode simplifiée, consiste à calculer la section en BA de 12x4 en flexion simple. Le fait que A'≠ 0, on rajoute des étaiements jusqu'on obtient $f < \bar{f}$

Tableau III.4: *vérification de la flèche pour la poutrelle d'étage courant*

$L\ (m)$	$G\ (kN/ml)$	$Q\ (kN)$	$E\ (MPa)$	$I\ (m^4)$	$f\ (mm)$	$\bar{f}\ (mm)$	$f \leq \bar{f}$
4.3	3.57	1.5	210000	$6.4 * 10^{-7}$	1.3	8.6	oui
3.5	3.57	1.5	210000	$6.4 * 10^{-7}$	1	8.6	oui

III.2.2.1.2. Après coulage

L'ensemble des poutrelles est considéré comme une poutre continue. Dans notre bâtiment, on doit calculer deux types des poutres continues qui sont :

- Poutrelle à 2 travées (étage courant).
- Poutrelle à 3 travées (Terrasse).

Le calcul de ferraillage se fera soit par la méthode de Caquot, voir annexe 2

Type 1 : La file de poutrelles (étage courant).

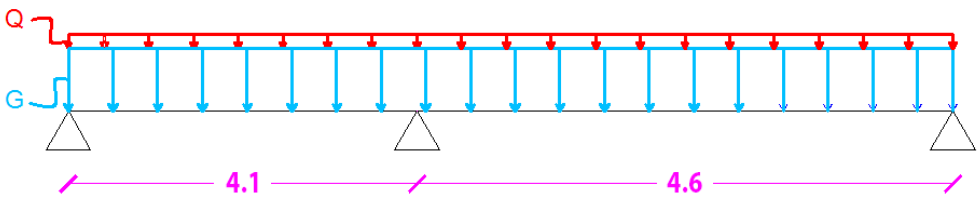


Figure.III.5: *Chargement dans la poutrelle d'étage courant*

$G = 3.65\ kN/ml\ ,\ \ Q = 1.50\ kN/ml \quad \Rightarrow \quad P_u = 1.35G + 1.5Q \Rightarrow\ P_u = 7.21kN$

Tableau III.5: *les Moments d'encastrement exercés sur la poutrelle à l'ELU*

Travée	***AB***		***BC***	
$M_t\ (kN.m)$	5.04		4.4	
$M_a\ (kN.m)$	M_A	M_B	M_B	M_C
$M_a\ (kN.m)$	−9.14	−8.99	−3.68	−10
$T\ (kN)$	T_w	T_e	T_w	T_e
$T\ (kN)$	-13.31	13.24	-10.01	13.40

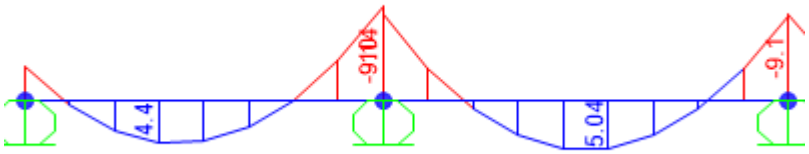


Figure.III.6: *Digramme des moments d'encastrement de la poutrelle d'étage courant à ELU*

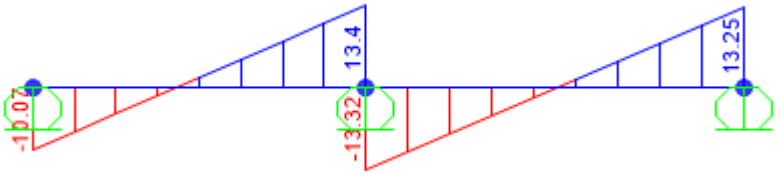


Figure.III.7**:** *Diagramme des efforts tranchants de la poutrelle d'étage courant à ELU*

Tableau III.6: *Section d'armatures longitudinales dans la poutrelle d'étage courant*

Poutrelles	$M_{t\,max}\,(kN.m)$	$M_{a\,max}\,(kN.m)$	$A_1\,(cm^2)$	$A_2\,(cm^2)$	$A_{1_{ch}}\,(cm^2)$	$A_{2_{ch}}\,(cm^2)$
Travée 1	5.04	-9.14	0.8	2.1	2HA10=1.57	1HA10+1HA14= 2.32
Travée 2	4.4	-10	1.09	2.1	2HA10=1.57	1HA10+1HA14= 2.32

- **Vérification des contraintes à l'ELS**

G=3.72 kN/ml , Q=1kN/ml $\Rightarrow$ $P_{ser} = G + Q \Rightarrow P_{ser} = 4.72kN$

Tableau III.7**:** *les Moments d'encastrement exercés sur la poutrelle d'étage courant à l'ELS*

Travée	***AB***		***BC***	
$M_t\,(kN.m)$	3.65		3.19	
$M_a\,(kN.m)$	M_A	M_B	M_B	M_C
$M_a\,(kN.m)$	-6.62	-6.51	-3.66	-27.29

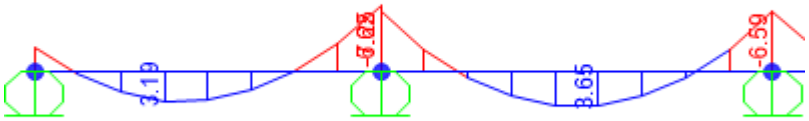


Figure.III.8: *Diagramme des moments dans la poutrelle d'étage courant l'ELS*

La fissuration est peu nuisible, Donc il suffit de vérifier : $\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$

Tableau III.8: *vérification à l'ELS de la poutrelle d'étage courant*

Longueur	***Sollicitation à l'ELS***		***Contraintes***		***Contraintes admissible***	***Vérification***
	M_t	M_a	$\sigma_{b\ travée}$	$\sigma_{b\ appui}$	$\overline{\sigma_b}$	
4.6	3.65	−6.51	2.1	9.8	15	Oui
3.9	3.19	−7.24	0.01	8.5	15	Oui

➢ Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU

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

Longueur	$T_u(kN)$	$\tau_u(MPa)$	$\overline{\tau_u}(MPa)$	***Vérification***	Z_N	Z_C	∅	A_t
4.6	13.24	0.83	3.33	CV	20	20	5	2HA5=0.39
3.8	13.40	0.83	3.33	CV	20	20	5	2HA5=0.39

➢ Vérification de la flèche

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les deux inégalités de la méthode forfaitaire sont vérifiées (Voir annexe 4). Tant qu'une inégalité n'est pas vérifiée dans notre cas, on doit vérifier alors la flèche selon la méthode montrée en annexe 2 dont les résultats sont présentés dans le tableau III.10.

Les deux inégalités sont

$$\begin{cases} \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{15M_0}\ ; 0.055 \geq 0.047 \\ \frac{A}{b*d} \leq \frac{3.6}{f_e}\ ; 0.008 \leq 0.009 \end{cases}$$ vérifée

Tableau III.10: *Vérification de la flèche de poutrelle d'étage courant*

Travée et section				***Sollicitations à l'ELS***	***Armatures principales***		***flèche***		***vérification***
	L	*B*	*H*	*M travée*	A_1	A_2	$[f]_t$	$[f]_{adm}$	
N°	$[m]$	$[cm]$	$[cm]$	$[KN.m]$	$[cm^2]$		$[mm]$	$[mm]$	*Oui/Non*
1	4.3	8	24	3.65	*1.57*	*2.32*	*1.3*	*8.6*	*Oui*
2	3.5	8	24	3.19	*1.57*	*2.32*	*1.3*	*8.6*	*Oui*

Type 2 : La fil de poutrelles (plancher terrasse)

$G = 4.03\ kN/ml$, $Q = 0.6\ kN/ml$ ⇒ $P_u = 1.35G + 1.5Q \Rightarrow P_u = 6.34kN$

Tableau III.11: *les Moments d'encastrement exercés sur la poutrelle à l'ELU*

	AB		***BC***	
$M_t\ (kN.m)$	3.65		3.19	
$M_a\ (kN.m)$	M_A	M_B	M_B	M_C
$M_a\ (kN.m)$	−9.14	−8.99	−3.68	−10

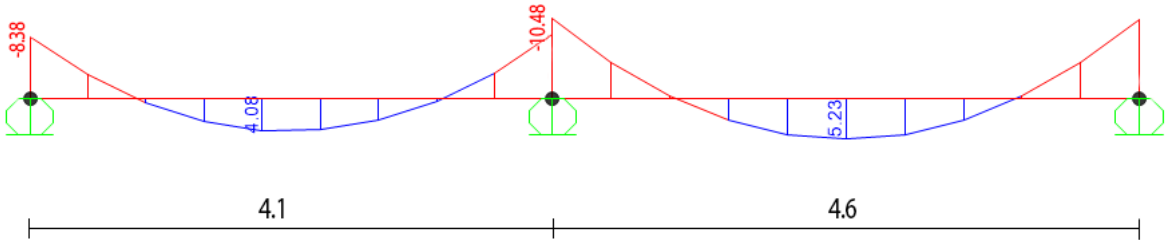


Figure III.9: *Digramme des moments d'encastrement de la poutrelle de la terrasse à l'ELU*

Tableau III.12: *Section d'armatures longitudinales dans la poutrelle de la terrasse*

	$M_{t\,max}\,(kN.m)$	$M_{a\,max}\,(kN.m)$	$A_1\,(cm^2)$	$A_2\,(cm^2)$	$A_{1_{ch}}\,(cm^2)$	$A_{2_{ch}}\,(cm^2)$
Travée L=4.3	7.52	-14.1	1.09	3.14	2HA14 $= 3.08$	2HA14+1_{ch}HA12= 4.21
Travée L=3.8	5.08	-12.62	0.82	2.79	2HA14 $= 3.08$	2HA14+1_{ch}HA12= 4.21

- **Vérification des contraintes à l'ELS**

Type 1 : G=3.72 kN/ml , Q=0.6 kN/ml⇒$P_{ser} = G + Q \Rightarrow P_{ser} = 4.32kN$

Tableau III.13: *les Moments d'encastrement exercés sur la poutrelle de la terrasse à l'ELS*

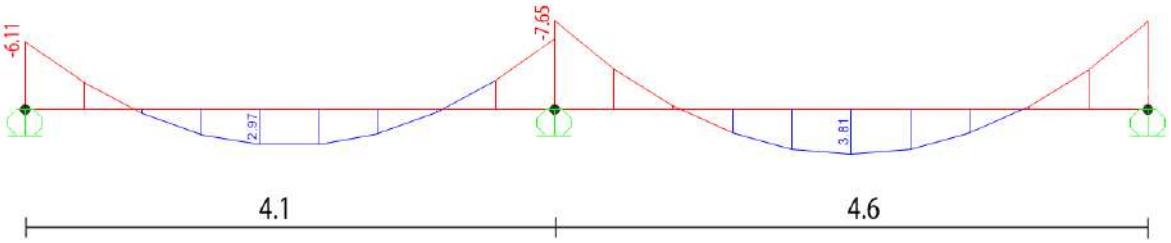


Figure.III.10 : *Diagramme des moments dans la poutrelle de la terrasse à l'ELS*

La fissuration est peu nuisible, Donc il suffit de vérifier : $\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$

Tableau III.13: *vérification à l'ELS de la poutrelle du terrasse*

Poutrelles	***Sollicitation à l'ELS***		***Contraintes***		***Contraintes admissible***	***Vérification***
	M_t	M_a	$\sigma_{b\,travée}$	$\sigma_{b\,appui}$	$\overline{\sigma_b}$	
Travée 1	7.52	-14.10	3.36	13.64	15	Oui
Travée 2	5.08	-12.62	2.27	12.20	15	Oui

➢ **Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU**

Tableau III.14: *Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU*

Longueur	T_u (kN)	τ_u (MPa)	$\overline{\tau_u}$ (MPa)	*Vérification*	Z_N (cm)	Z_c (cm)	$\emptyset$ (mm)	At (cm^2)
4.25	16.96	1.06	3.33	Oui	20	20	3	2HA3=0.14

➢ **Vérification de la flèche**

Tant qu'une inégalité n'est pas vérifiée dans notre cas (voir annexe 4), on doit vérifier alors la flèche selon la méthode montrée en annexe 2 dont les résultats sont présentés dans le tableau III.17.

Tableau III.15 : *Vérification de la flèche de poutrelle de la terrasse*

Travée et section				*Sollicitations à l'ELS*	*Armatures principales*	*Flèche*		*vérification*
	L	*B*	*H*	*M travée*	A_1	$[f]_t$	$[f]_{adm}$	
N°	$[m]$	$[cm]$	$[cm]$	$[KN.m]$	$[cm^2]$	$[mm]$	$[mm]$	*Oui/Non*
1	*4.3*	8	24	7.52	*3.08*	*3*	*8.5*	*Oui*

III.3. Les escaliers

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

III.3.1. Escalier d'étage courant

III.3.1.1. Dimensionnement

Il y a deux type d'éscalier

- La premier type e=18 cm
- La deuxieme type e=23 cm de RDC

Le schéma statique de ce premier d'escalier est comme présenté dans la figure suivante :

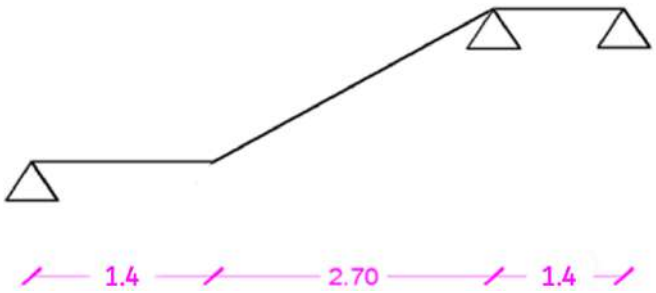


Figure III.11: *Schéma statique d'une volée d'escalier d'étage courant e=18cm*

➢ **Calcul d'épaisseur de la paillasse**

Les deux volées ont la même longueur de paillasse.

$$\frac{L}{35} \leq e \leq \frac{L}{30} \Rightarrow \quad 16.85cm \leq e \leq 19.66cm$$

On prendra : e=18cm

III.3.1.2. Evaluation des charges et surcharges

III.3.1.2.1. Charges permanentes

Tableau III.16: *Charge permanente de la paillasse*

N°	*Composants*	*Epaisseur (m)*	*Poids volumique (kN/m3)*	*Poids surfacique (kN/m2)*	*Article de référence*
1	***Carrelage***	0.02	20	0.40	DTR B.C. 2.2 C.4- Revêtement du plancher
2	***Mortier de pose***	0.02	20	0.40	DTR B.C. 2.2 C.2-ENDUITS
3	***Lit de sable***	0.03	18	0.54	DTR B.C. 2.2 ANEXES VI -A
4	***Poids propre de la paillasse***	0.18/cosα	25	5.17	DTR B.C. 2.2 B-POIDS VOLUMIQUE
5	***Poids propre de la marche***	0.17/2	25	2.13	DTR B.C. 2.2 B-POIDS VOLUMIQUE
6	***Enduit en ciment***	0.02	18	0.36	DTR B.C. 2.2 C.2-ENDUITS
TOTAL				9.01	

Tableau III.17: *Charge permanente du palier de repos*

N°	*Composants*	*Epaisseur (m)*	*Poids volumique (kN/m3)*	*Poids surfacique (kN/m2)*	*Article de référence*
1	***Carrelage***	0.02	20	0.40	DTR B.C. 2.2 C.4- Revêtement du plancher
2	***Mortier de pose***	0.02	20	0.40	DTR B.C. 2.2 C.2-ENDUITS
3	***Lit de sable***	0.03	18	0.54	DTR B.C. 2.2 ANEXES VI -A
4	***Poids propre du palier***	0.18	25	4.5	DTR B.C. 2.2 B-POIDS VOLUMIQUE
5	***Enduit en ciment***	0.02	18	0.36	DTR B.C. 2.2 C.2-ENDUITS
TOTAL				6.2	

III.3.1.2.2 Charges d'exploitation

- Pour le palier de repos et la paillasse : Q=2.5 kN/m2

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

III.3.1.3. Détermination des sollicitations

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

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

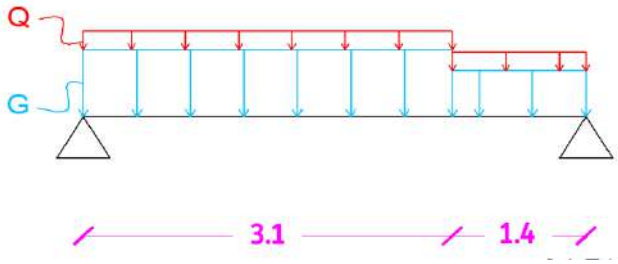


Figure III.12 *Chargement dans l'escalier d'étage courant*

Tableau III.18: *Combinaisons des charges dans l'escalier d'étage courant*

	G(kN/ml)	***Q(kN/ml)***	$P_u(kN/ml)$	$P_{ser}(kN/ml)$
Paillasse	9.01	2.5	15.52	15.91
Palier	6.2	2.5	11.78	12.12

III.3.1.4. Détermination des efforts

Tableau III.19**:** *Détermination des efforts*

Sollicitations	$M_t(kN.m)$	$M_a(kN.m)$	$T(kN)$
ELU	32.72	-19.25	35.01
ELS	23.64	-13.91	25.31

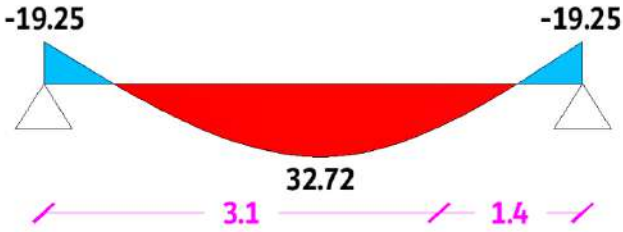


Figure III.13: *Diagramme des moments dans l'escalier d'étage courant à l'ELU*

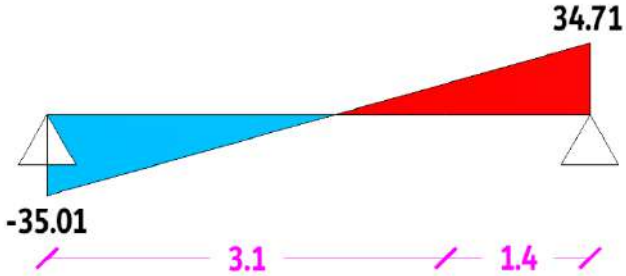


Figure III.14: *Diagramme des efforts tranchant dans l'escalier d'étage courant à l'ELU*

III.3.1.5. Ferraillage

III.3.1.5.1. Armatures longitudinales

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

Tableau III.20: *Section d'armatures longitudinales dans l'escalier d'étage courant*

	M_{max} $(kN.m)$	$A_{calculée}(cm^2)$	$A_{choisie}(cm^2)$	$S_t(cm)$	$\overline{S_t}(cm)$	$S_t \leq \overline{S_t}$
$Travée$	32.72	6.4	7HA14=10.78	15	33	Oui
$Appuis$	-19.25	3.7	7HA14=10.78	15	33	Oui

- **Condition de non fragilité ($A \geq A_{min} = \frac{B}{1000}$)**

Tableau III.21: *Vérification de la section d'armatures*

	$A(cm^2)$	$A_{min}(cm^2)$	$A_{min} \leq A$
Travée	10.78	5.5	Oui
Appuis	10.78	5.5	Oui

III.3.1.5.2. Armatures de répartition

Tableau III.22: *Section d'armatures de répartition dans l'escalier d'étage courant*

	$A_{rép} = A/4\ (cm^2)$	$A_{adoptée}(cm^2)$	$S_t(cm)$	$\overline{S_t}(cm)$	$S_t \leq \overline{S_t}$
En travée	2.7	5HA10=3.93	20	45	Oui
En appuis	2.7	5HA10=3.93	20	45	Oui

III.3.1.6. Vérification à l'ELS

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

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

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

Tableau III.23: *Vérification de ferraillage de l'escalier d'étage courant à l'ELS*

	A(cm²)	M_{ser}(kN .m)	$\sigma_b(MPa)$	$\overline{\sigma_b}(MPa)$	$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$
En travée	10.78	23.64	6.1	15	Oui
En appuis	10.78	-13.91	3.6	15	Oui

III.3.1.7. Vérification de l'effort tranchant

Tableau III.24: *Vérification de l'effort tranchant de l'escalier d'étage courant*

section	T(kN)	$\tau(MPa)$	$\bar{\tau}(MPa)$	$\tau \leq \bar{\tau}$
100X18	-35.01	0.22	1.16	Oui

III.3.1.8. Vérification de la flèche

Puisque les conditions préliminaires ne sont pas vérifiées, donc la vérification de la flèche est nécessaire. Elle est donnée par le tableau III.26 selon la méthode présentée à l'annexe2.

Les deux inégalités à vérifier dans le cas des Dalles sont

$$\begin{cases} \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{20M_0}; 0.030 \geq 0.025 \\ \frac{A}{b*d} \leq \frac{2}{f_e} \; ; 0.004 \leq 0.005 \end{cases}$$ vérifée

Tableau III.25: *Vérification de la flèche*

Escalier		*Sollicitations à l'ELS*	*Armatures principales*	*Flèche*		*vérification*
$b(cm)$	$e(cm)$	$M_t(KN.m)$	$A_1(cm^2)$	$[f]_t(mm)$	$[f]_{adm}(mm)$	
100	18	23.64	10.78	*8.8*	*10.8*	*Oui*

Deuxieme type escalier e=23cm

Tableau III.: *Combinaisons des charges dans l'escalier d'étage courant*

	G(kN/ml)	*Q(kN/ml)*	$P_u(kN/ml)$	$P_{ser}(kN/ml)$
Paillasse	10.56	2.5	15.52	18.00
Palier	7.45	2.5	11.78	13.80

III.3.1.4. Détermination des efforts

Tableau III.**:** *Détermination des efforts*

Sollicitations	$M_t(kN.m)$	$M_a(kN.m)$	$T(kN)$
ELU	62.54	-36.79	51.51
ELS	45.33	-26.67	/

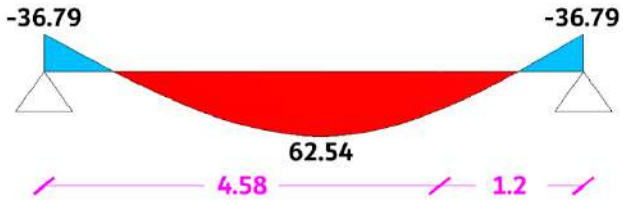


Figure III.15: *Diagramme des moments dans l'escalier d'étage courant à l'ELU*

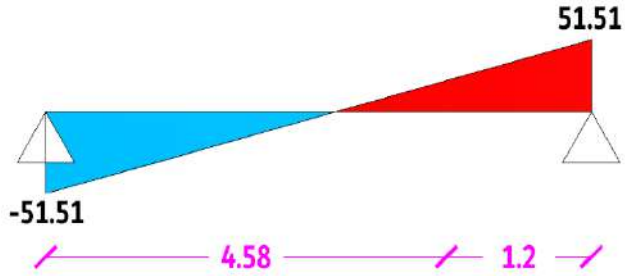


Figure III.16: *Diagramme des efforts tranchant dans l'escalier d'étage courant à l'ELU*

III.3.1.5. Ferraillage

III.3.1.5.1. Armatures longitudinales

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

Tableau III.: *Section d'armatures longitudinales dans l'escalier d'étage courant*

	M_{max} $(kN.m)$	$A_{calculée}(cm^2)$	$A_{choisie}(cm^2)$	$S_t(cm)$	$\bar{S_t}(cm)$	$S_t \leq \bar{S_t}$
Travée	62.54	9.3	7HA14=10.78	15	33	Oui
Appuis	-36.79	5.3	7HA14=10.78	15	33	Oui

- **Condition de non fragilité ($A \geq A_{min} = \frac{B}{1000}$)**

Tableau III.: *Vérification de la section d'armatures*

	$A(cm^2)$	$A_{min}(cm^2)$	$A_{min} \leq A$
Travée	10.78	5.5	Oui
Appuis	10.78	5.5	Oui

III.3.1.5.2. Armatures de répartition

Tableau III.: *Section d'armatures de répartition dans l'escalier d'étage courant*

	$A_{rép} = A/4\ (cm^2)$	$A_{adoptée}(cm^2)$	$S_t(cm)$	$\bar{S_t}(cm)$	$S_t \leq \bar{S_t}$
En travée	2.7	5HA10=3.93	20	45	Oui
En appuis	2.7	5HA10=3.93	20	45	Oui

III.3.1.6. Vérification à l'ELS

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

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

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

Tableau III.: *Vérification de ferraillage de l'escalier d'étage courant à l'ELS*

	A(cm²)	M_{ser}(kN .m)	$\sigma_b(MPa)$	$\overline{\sigma_b}(MPa)$	$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$
En travée	10.78	45.33	7.4	15	Oui
En appuis	10.78	-26.67	4.4	15	Oui

III.3.1.7. Vérification de l'effort tranchant

Tableau III.: *Vérification de l'effort tranchant de l'escalier d'étage courant*

section	T(kN)	$\tau(MPa)$	$\bar{\tau}(MPa)$	$\tau \leq \bar{\tau}$
100X23	-35.01	0.25	1.16	Oui

III.3.1.8. Vérification de la flèche

Puisque les conditions préliminaires ne sont pas vérifiées, donc la vérification de la flèche est nécessaire. Elle est donnée par le tableau III.26 selon la méthode présentée à l'annexe2.

Les deux inégalités à vérifier dans le cas des Dalles sont

$$\begin{cases} \dfrac{h}{l} \geq \dfrac{M_t}{20M_0} \; ; 0.038 \geq 0.024 \\ \dfrac{A}{b*d} \leq \dfrac{2}{f_e} \; ; 0.003 \leq 0.005 \end{cases}$$

Tableau III.: *Vérification de la flèche*

Escalier		***Sollicitations à l'ELS***	***Armatures principales***	***Flèche***		***vérification***
b(cm)	*e(cm)*	$M_t(KN.m)$	$A_1(cm^2)$	$[f]_t(mm)$	$[f]_{adm}(mm)$	
100	23	45.33	10.78	*8.9*	*10.8*	*Oui*

III.4. Calcul de la Poutre palière

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

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

III.4.1. Charges revenant à la poutre

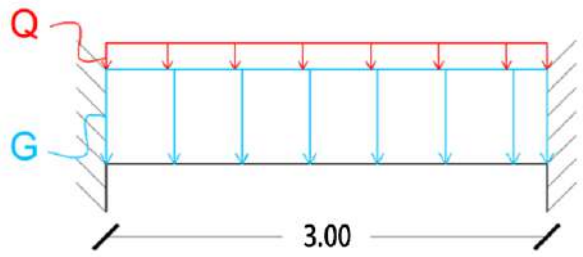


Figure III.17**:** *Chargement dans la poutre palière*

- $P_u = 34.34\ kN/ml \quad \Rightarrow R_A = 51.51\ kN/ml \quad ; \quad R_B = 51.51\ kN/ml$
- $P_{ser} = 24.90 kN/ml \Rightarrow R_A = 37.36\ \ kN/ml \quad ; \ R_B = 37.36\ kN/ml$

III.4.2. Calcul des efforts

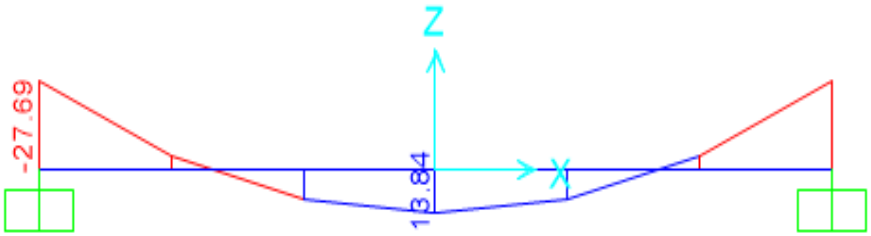


Figure III.18: *Diagramme des moments de la poutre palière à l'ELU*

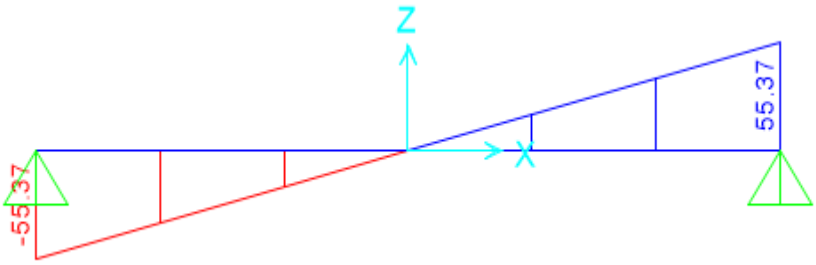


Figure III.19: *Diagramme des efforts tranchants de la poutre palière à l'ELU*

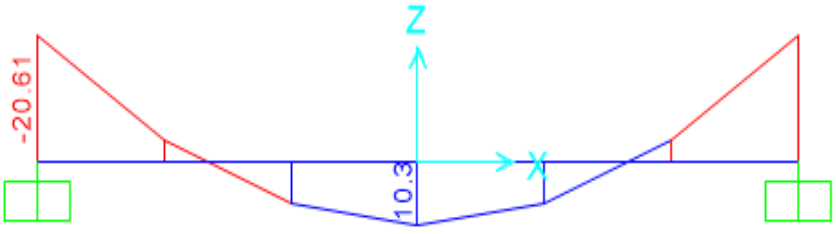


Figure III.20: *Diagramme des moments de la poutre palière à l'ELS*

III.4.3. Calcul de ferraillage

III.4.3.1. Armatures longitudinales

Tableau III.27: *Sollicitations de la poutre palière*

	M_{max} $(kN.m)$	$A_{calculée}(cm^2)$	$A_{choisie}(cm^2)$
Travée	13.84	3.3	3HA12=3.39
Appuis	-27.69	1.9	3HA12 =3.39

III.4.3.2. Armatures transversales (RPA99 v2003 Art.7.5.2.2)

Tableau III.28: *Armatures transversales de la poutre palière*

Espacements		***Armatures***	
Zone nodale (cm)	***Zone courante (cm)***	$\emptyset(mm)$	$A_t(cm^2)$
10	15	8	3HA8 = 1.51

III.4.3.3. Vérification à l'ELS

Tableau III.29: *Vérification de la poutre palière à l'ELS*

	A(cm²)	$M_{ser}(kN.m)$	$\sigma_b(MPa)$	$\overline{\sigma_b}(MPa)$	$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$
En travée	3.3	26.27	3.3	15	Oui
En appuis	1.9	-15.45	5.7	15	Oui

III.4.3.4. Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU

III.4.3.5. Vérification selon (RPA99 v2003 Art.7.5.2.1)

- $A_{min} = 0.5\%b.h$
- $A_{max} = 4\%b.h$ ($Zone\ courante$)

III.4.3.6. Vérification de la flèche

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

$$\begin{cases} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{30}{325} = 0.092 \geq 0.0625 & Condition\ vérifiée \\ \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10M_0} \Rightarrow \frac{30}{325} = 0.092 \geq \frac{26.27}{10 * 30.90} = 0.08 & Condition\ vérifiée \\ \frac{A}{b * d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{3.39}{30 * 27.5} = 0.0041 \leq \frac{4.2}{400} = 0.01 & Condition\ vérifiée \end{cases}$$

Toutes les conditions sont vérifiées, donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

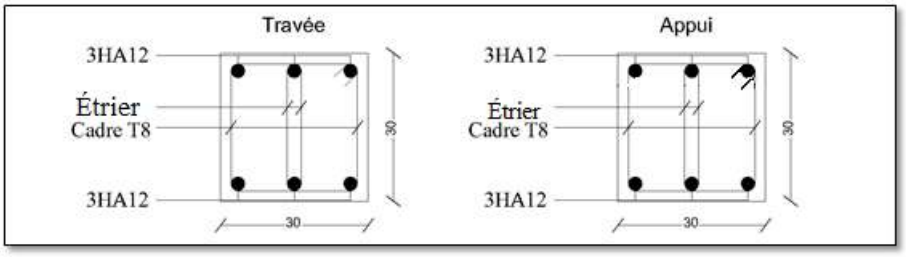


Figure III.21: *Ferraillage de la poutre palière*

III.5. Les dalles pleines

III.5.1. Introduction

Les dalles pleines sont des pierres minces et planes dont la largeur est supérieure à l'épaisseur, reposant avec ou sans continuité sur deux, trois ou quatre appuis.

Dalle encastrée sur deux cotés

$$\frac{L_{max}}{35} \leq e \leq \frac{L_{max}}{30} \Rightarrow 4 \leq e \leq 4.67$$

On prend e=15cm

III.5.2. Détermination des charges

Tableau III.31: *Armatures longitudinales des dalles pleines*

	G(kN/m)	***Q(kN/m)***	***P(kN/m)***
ELU	6.46	1.50	10.97
ELS			7.96

III.5.3. Ferraillage

Dans notre calcul on a dalle pleine rectangulaires encastrée sur 4 côtés de (1.50X4.25) m².

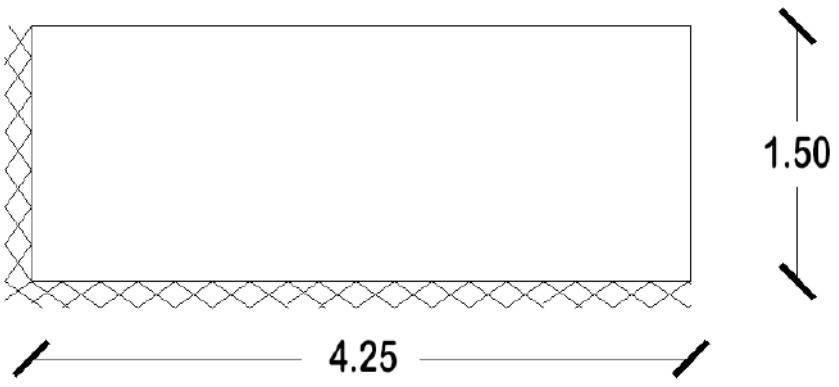


Figure III.22: *Dalle plaine (*1.50X4.25*)*m^2

- **Principe de calcul**

La méthode des lignes de rupture est une méthode de détermination des moments de flexion pour les panneaux de dalles pleines valable pour tous les cas de charges, tous les types d'appuis et toutes les formes géométriques possibles.

Le principe de calcul se base sur la théorie du travail virtuel qui consiste à assurer l'équilibre statique du point de vue travail tel que $\Sigma\ travaux = 0$, voir annexe 5.

➢ **Travail externe**

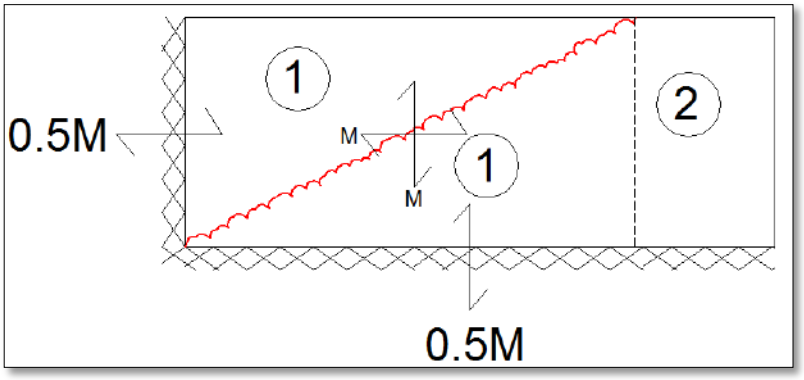


Figure III.23: *Travail externe de dalle pleine (1.50X4.25)m²*

Tableau III.32: *Travail externe de dalle pleine (1.50X4.25)m²*

Eléments	Travail externe
1	q.f.(0.23y)
2	q.f.(2.52-0.7y)
3	
∑	q.f(2.52-0.24y)

➢ **Travail interne**

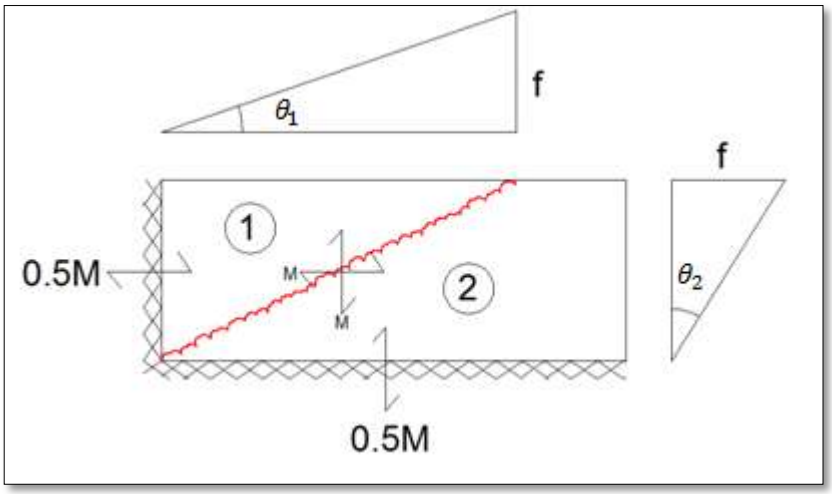


Figure III.24: *Travail interne de dalle pleine (1.50X4.25)m²*

Tableau III.33: *Travail interne de dalle plaine (1.50X4.25)m^2*

Eléments	Travail interne
1	$2.10\frac{M.f}{y}$
2	$M.f(\frac{y}{1.40}+1.28)$
3	
$\sum$	$M.f(\frac{2.1}{y}+\frac{y}{1.40}+1.28)$

ΣTravaux externes = ΣTravaux internes

$$q=\frac{M(\frac{2.1}{y}+\frac{y}{1.40}+1.28)}{(2.52-0.24y)}\frac{dM}{dy}=0 \Rightarrow y=1.365m$$

$$M_{tx}=M_{ty}=6.33kN.m$$

$$M_{ax}=M_{ay}=3.17kN.m$$

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

	$M_x=M_y$ $(kN.m)$	$A_{calculée}(cm^2)$ $A_x=A_y$	$A_{choisie}(cm^2)$ $A_x=A_y$	$S_t(cm)$	$\bar{S_t}(cm)$	$S_t \leq \bar{S_t}$
Travée	6.33	1.75	5HA10=3.93	20	33	Oui
Appuis	-3.17	1.75	5HA10=3.93	20	33	Oui

Tableau III.35: *Condition de non fragilité des dalles pleines*

	$A(cm^2)$	$A_{min}(cm^2)$	$A_{min} \leq A$
Travée	3.93	1.50	Oui
Appuis	3.93	1.50	Oui

- **Vérification à l'ELS**

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

$$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b} \quad , \quad \overline{\sigma_b}=15$$

$$\sigma_s \leq \overline{\sigma_s} \quad , \quad \overline{\sigma_s}=201.63$$

Tableau III.36: *Vérification des dalles pleines à l'ELS*

	A(cm²)	M_{ser}(kN .m)	$\sigma_b(MPa)$	$\sigma_s, \sigma_s'(MPa)$	$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$	$\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$
En travée	3.93	4.59	1.11	11.08	Oui	Oui
En appuis	3.93	2.29	0.55	5.53	Oui	Oui

- **Vérification de l'effort tranchant**

$$T_e=-\frac{qL_xL_y}{2L_{y+}L_x} \quad , \quad T_w=\frac{PL_x}{3} \quad , \quad \tau=\frac{T_{max}}{bXd}$$

Tableau III.37: *Vérification de l'effort tranchant*

Section(cm)	T_{max}(kN)	$\tau(MPa)$	$\bar{\tau}(MPa)$	$\tau \leq \bar{\tau}$
100X15	-6.42	0.051	3.33	Oui

➢ **Vérification de la flèche**

Puisque les conditions préliminaires ne sont pas vérifiées, donc la vérification de la flèche est nécessaire. Elle est donnée par le tableau III.57 selon la méthode présentée à l'annexe 2.

$$\begin{cases} \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{20M_0} & 0.055 \geq 0.045 \\ \frac{A}{b*d} \leq \frac{2}{f_e} & ; 0.004 \leq 0.005 \end{cases}$$ vérifée

Tableau III.38: *Vérification de la flèche de dalle pleine*

Dalle pleine		***Sollicitations à l'ELS***	***Armatures principales***	***flèche***		***vérification***
b	h	*M travée*	A_1	$[f]_t$	$[f]_{adm}$	
$[cm]$	$[cm]$	$[KN.m]$	$[cm^2]$	$[mm]$	$[mm]$	*Oui/Non*
100	15	4.59	3.93	*1.40*	*7.20*	*Oui*

III.6. Dalle machine

III.6.1. Introduction

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

III.6.2. Détermination de l'épaisseur

- **Dalle encastrée sur quatre cotés**

$\frac{L_{max}}{45} \leq e \leq \frac{L_{max}}{40} \Rightarrow 7.55 \leq e \leq 8.50$

$on\ prend\ e = 25cm.$

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

Tableau III.39: *Poids de la machine*

P_1	P_2	P_3	P_4	P_5	P_6	P_7	P_8	P_9
84	**32**	**2**	**6**	**8**	**12.5**	**7.5**	**11**	**10**

$$q = \frac{\sum P}{S} = 17.25 kN/m^2$$

Tableau III.40: *Les charges de la dalle machine*

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

III.6.4. Ferraillage

- **Travail externe**

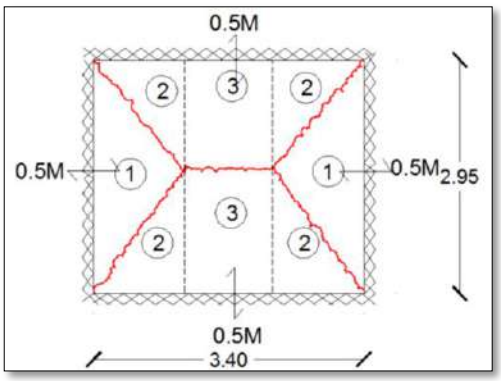


Figure III.25: *Travail externe d'une dalle pleine (3.40X2.95)m^2*

Tableau III.41: *Travail externe d'une dalle pleine (3.40X2.95)m^2*

Elements	**1**	**2**	**3**	∑
Travail externe	q.f.y.(0.491)	q.f.y(0.245)	q.f(2.50-1.475y)	q.f(5-0.988y)

- **Travail interne**

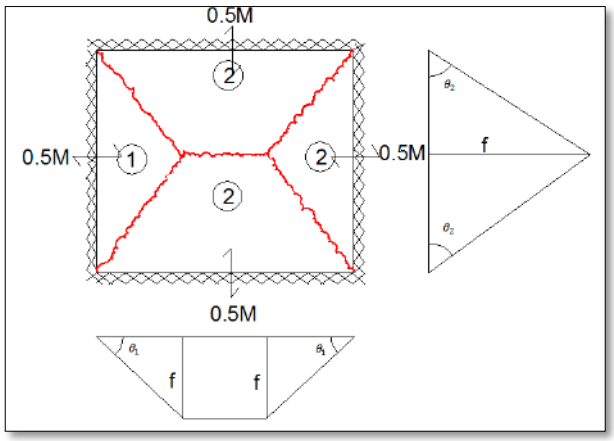


Figure III.26: *Travail interne d'une dalle plaine (3.40X2.95)m^2*

Tableau III.42: *Travail externe d'une dalle plaine (3.40X2.95)m^2*

Eléments	1	2	∑
Travail interne	$4.425(\frac{M.f}{2})$	3.45M.f	$M.f(\frac{8.85}{y} + 6.90)$

ΣTravaux externes = ΣTravaux internes

$q=\frac{M(\frac{8.85}{y}+6.90)}{(5-0.988y)}\frac{dM}{dy}=0 \Rightarrow$ y=1.57m

$$M_{tx}=M_{ty}=10.78kN.m$$
$$M_{ax}=M_{ay}=5.39kN.m$$

Tableau III.43: *Section d'armatures longitudinales dans la dalle machine*

	$M_x=M_y$ $(kN.m)$	$A_{calculée}(cm^2)$ $A_x=A_y$	$A_{choisie}(cm^2)$ $A_x=A_y$	$S_t(cm)$	$\bar{S}_t(cm)$	$S_t \leq \bar{S}_t$
Travée	10.78	2.70	7HA10=5.50	15	33	Oui
Appuis	5.39	2.70	7HA10=5.50	15	33	Oui

Tableau III.44: *Vérification de la section d'armatures dans la dalle machine*

	$A(cm^2)$	$A_{min}(cm^2)$	$A_{min} \leq A$
Travée	3.93	2.50	Oui
Appuis	3.93	2.50	Oui

- **Vérification à l'ELS**

Tableau III.45: *Vérification de ferraillage de la dalle machine à l'ELS*

	A(cm²)	T_{max}(kN .m)	$\sigma_b(MPa)$	$\overline{\sigma_b}(MPa)$	$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$
En travée	5.50	7.83	0.67	15	Oui
En appuis	5.50	3.92	0.33	15	Oui

- **Vérification de l'effort tranchant**

$$T_e=-\frac{qL_xL_y}{2L_{y+}L_x} \quad , \quad T_w=\frac{PL_x}{3} \quad \tau=\frac{T_{max}}{bXd}$$

Tableau III.46: *Vérification de l'effort tranchant de la dalles machine*

section	T(kN)	$\tau(MPa)$	$\bar{\tau}(MPa)$	$\tau \leq \bar{\tau}$
100X25	17.74	0.078	1.16	Oui

- **Vérification de la flèche**

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

La Dalle Machine est une dalle

Les deux inégalités à vérifier dans le cas des Dalles sont

$$\begin{cases} \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{20M_0} \\ \frac{A}{b*d} \leq \frac{2}{f_e} \end{cases}$$

$$\begin{cases} \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{20M_0} \Rightarrow \frac{25}{340} = 0.073 \geq \frac{7.83}{20*9.21} = 0.042 & Condition\ vérifiée \\ \frac{A}{b*d} \leq \frac{2}{f_e} \Rightarrow \frac{5.50}{100*22.5} = 0.0024 \leq \frac{2}{400} = 0.005 & Condition\ vérifiée \end{cases}$$

Toutes les conditions sont vérifiées, donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

- **Vérification au poinçonnement**

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

$$Q_u \leq F_{limite} = 0.045\ U_c\ h\ \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$U_c = (a + b + 2h)x2$

Avec :

h : La hauteur totale du dalle.

a ,b : Dimension de la surface d'application de la charge concentrée.

Tableau III.47: Vérification au poinçonnement

Q_u (kN/m²)	h (cm)	f_{c28} (Mpa)	γ_b	a (cm)	b (cm)	U_c (cm)	F_{limite} (kN)	$Q_u \leq F_{limite}$
39.23	25	25	1.5	20	25	200	375.00	Oui

IV.1. Introduction

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

IV.2. Caractéristique géométrique de la structure

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

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

IV.2.1. Centre de masse

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

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

Avec :

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

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

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

IV.2.2. Centre de torsion

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

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

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

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

Avec :

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

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

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

Avec :

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

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

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

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

Niveau (m)	Masse et centre de Masse			Inertie et centre d'inertie	
	Poids (kN)	X_G (m)	Y_G (m)	X_R (m)	Y_R (m)
3.40	8321.365	13.550	11.997	13.513	15.422
6.80	8487.266	13.552	12.193	13.506	15.976
10.20	8415.960	13.552	12.191	13.508	14.678
13.60	8347.227	13.552	12.187	13.5011	14.447
17.00	8282.712	13.552	12.185	13.514	14.335
20.40	8220.525	13.552	12.181	13.517	14.225
23.80	7854.515	13.555	11.944	13.520	14.144
26.80	2308.918	13.550	10.744	13.523	14.064

IV.2.3. Excentricité

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

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

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

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

Avec :

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

Alors les valeurs de l'excentricité deviennent :

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

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

Niveau	***Excentricité suivant X***			***Excentricité suivant Y***		
(m)	**E_x(m)**	**E_{adm}(m)**	**Vérification**	**E_y(m)**	**E_{adm}(m)**	**Vérification**
3.40	0.037	4.07	Oui	3.425	4.20	Oui
6.80	0.046	4.07	Oui	2.783	4.20	Oui
10.20	0.044	4.07	Oui	2.487	4.20	Oui
13.60	0.041	4.07	Oui	2.290	4.20	Oui
17.00	0.038	4.07	Oui	2.150	4.20	Oui
20.40	0.035	4.07	Oui	2.044	4.20	Oui
23.80	0.035	4.07	Oui	2.200	4.20	Oui
26.80	0.027	4.07	Oui	3.320	4.20	Oui

Tant qu'il y a trois niveaux qui ne sont pas vérifiés, donc la forme de notre bâtiment est irrégulière (RPA99 v2003 Art.3.5.1).

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

IV.3. Choix de la méthode de calcul

IV.3.1. Introduction

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

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

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

Le calcul se fait par le logiciel d'analyse « SAP2000.v21.0.2 »

IV.3.2. Méthode dynamique modale spectrale (RPA99 v2003 Art.4.3.7)

IV.3.2.1. Principe de la méthode

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

IV.3.2.2. Modélisation

Le modèle choisi dans la modélisation sur le « SAP2000.v21.0.2 » est le diaphragme rigide, la théorie du plancher rigide. Suite à la concentration de la masse, son mouvement est donné par le mouvement du plancher.

IV.3.2.3. Le spectre de réponse de calcul

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

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

a) Coefficient d'accélération A (RPA99 v2003 Tab 4.1)

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

(Zone IIB, groupe d'usage 2) ⇒ A=0.20

b) Facteur de correction d'amortissement η

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \quad , \quad \xi = 7 \quad \Rightarrow \quad \eta = 0.88$$

c) Coefficient de comportement R

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

Donc : R=3.5

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

Niveau (m)	Sollicitation dues aux charges		Sollicitation dues aux charges	
	$N_{z\,(poteaux)}$ (%)	$N_{z\,(voiles)}$ (%)	$T_{x\,(poteaux)}$ (%)	$T_{x\,(voiles)}$ (%)
3.40	68.645	31.355	0.000	100.000
6.80	66.610	33.390	0.000	100.000
10.20	65.812	34.188	0.000	100.000
13.60	63.610	36.390	0.000	100.000
17.00	62.900	37.100	0.000	100.000
20.40	61.385	38.615	0.000	100.000
23.80	59.078	40.922	0.000	100.000
26.80	81.404	18.596	0.000	100.000

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

Niveau (m)	Sollicitation dues aux charges		Sollicitation dues aux charges	
	$N_{z\,(poteaux)}$ (%)	$N_{z\,(voiles)}$ (%)	$T_{y\,(poteaux)}$ (%)	$T_{y\,(voiles)}$ (%)
3.40	77.140	22.860	0.000	100.000
6.80	75.373	24.627	0.000	100.000
10.20	71.562	28.438	0.000	100.000
13.60	69.476	30.524	0.000	100.000
17.00	68.995	31.005	0.000	100.000
20.40	66.569	33.431	0.000	100.000
23.80	65.900	34.100	0.000	100.000
26.80	65.596	34.404	0.000	100.000

d) Facteur de qualité Q

La valeur de Q est déterminée par la formule suivants :$Q = 1 + \sum_1^6 P_q$

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

Tableau IV.5 : *Facteur de qualité.*

Critère (q)	*Suivant X*		*Suivant X*	
	Observé	*Valeur*	*Observé*	*Valeur*
Conditions minimales sur les files de contreventement	Oui	0	Oui	0
Redondance en plan	Oui	0	Oui	0
Régularité en plan	Oui	0	Oui	0
Régularité en élévation	Non	0.05	Non	0.05
Contrôle de la qualité des matériaux	Oui	0	Oui	0
Contrôle de la qualité de l'exécution	Oui	0	Oui	0
Totale	0.05		0.05	
Q	1.05		1.05	

IV.3.3. Résultats de l'analyse dynamique

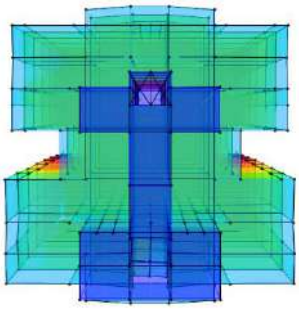
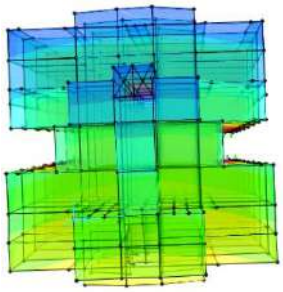
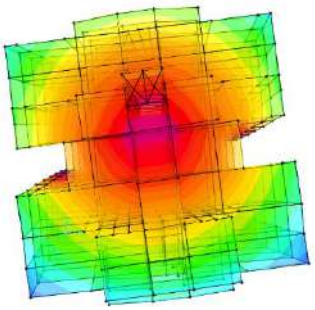
IV.3.3.1. Analyse modale

IV.3.3.1.1. Comportement modal

Dans ce tableau, nous avons trouvé Comportement modal en trois premiers modes

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

Modes	*1*	*2*	*3*
Période (s)	0.67	0.57	0.49
Participation massique suivant X	0.01%	66.18%	3.75%
Participation massique suivant Y	67.22%	0.01%	0.00%
Participation massique suivant Z	0.00%	3.46%	64.05%

Image			
Comportement	Translation suivant l'axe Y	Translation suivant l'axe X	Rotation autour l'axe Z

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

Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre des modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que : La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure d'après (RPA99 v2003 Art.4.3.4.a).

Tableau IV.7: *Comportement des modes.*

Mode N°	***Période (s)***	***Cumule des périodes (s)***	***Cumules des masses modales effectives (%)***		
			U_X	U_Y	R_Z
1	0.668	0.678	0.008	67.217	0
2	0.566	1.248	67.187	67.225	3.461
3	0.488	1.742	70.937	67.227	68.510
4	0.154	1.898	71.002	86.304	68.510
5	0.153	2.051	88.521	86.372	68.517
6	0.128	2.180	88.521	86.373	68.535
. . .	. . .	. . .	. . .	. . .	. . .
142	0.055	13.57	90.109	91.514	93.254

La structure a dissipé moins de 90 % de l'énergie stockée au 142 mode avec un temps égale à « T=13.57 sec ».

IV.3.3.2. Analyse statique et dynamique

IV.3.3.2.1. Stabilité de la structure

a) Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul (RPA99 v2003 Art.4.3.6)

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

Donc, il faut vérifier que :

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

Calcul de la force sismique totale V (RPA99 v2003 Art.4.2.3)

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

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

Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone. (Zone IIB, Groupe 2) $\Rightarrow$ A=0.20

D : Facteur d'amplification dynamique moyen

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

T_2: Période caractéristique. (Site 3) $\Rightarrow$ $T_2 = 0.5\ sec$

η: Facteur de correction d'amortissement.

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \quad , \quad \xi = 7 \quad \Rightarrow \quad \eta = 0.88$$

T : Période fondamentale suivant les deux directions.

$$T = \frac{0.09h_n}{\sqrt{D}} \quad \Rightarrow \quad T_x = \frac{0.09 * 26.80}{\sqrt{27.10}} = 0.463 \quad , \quad T_y = \frac{0.09 * 26.80}{\sqrt{24.40}} = 0.488$$

$$\Rightarrow \quad D_x = 2.205 \quad , \quad D_y = 2.205$$

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

Q : Facteur de qualité. $Q_x = Q_y = 1.05$

W : Poids total de la structure.

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

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

A	D_x	D_y	Q_x	Q_y	R	$W(kN)$	$V_x(kN)$	$V_y(kN)$
0.20	2.205	2.205	1.05	1.05	3.5	60238.489	8373.150	8373.150

Les valeurs de la force sismique donnés par la fonction spectrale qu'on les a calculés par le logiciel « SAP2000 V.21.0.2 » sont :

$$V_{tx} = 6654.855\ kN \quad , \quad V_{ty} = 6619.841\ kN$$

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

	$V(kN)$	$V_t(kN)$	$\frac{V_t}{V}$	$\frac{V_t}{V} \geq 0.8$
Sens X	8373.150	6766.638	0.808	Oui
Sens Y	8373.150	6743.642	0.805	Oui

b) Vérification de la stabilité au renversement

Le moment de renversement égale à :

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

Avec :

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

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

Le moment de stabilité égale à :

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

Avec :

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

W_i: La masse du plancher de chaque niveau.

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

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

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

On a: $T_x = 0.463\ sec$, $T_y = 0.488\ sec$ $\Rightarrow$ $F_t = 0$

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

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

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

Tableau IV.11: Vérification de la stabilité au renversement.

	M_S	M_R	M_S/M_R	*Verification*
Sens x	767485.41	116524.27	6.5	*Oui*
Sens y	-887184.59	117415.32	-7.5	*Oui*

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

c) Vérification des déplacements inter-étage (RPA99 v2003 Art.4.4.3)

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

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

Avec :

δ_k: Déplacement dû à la force sismique.

R : Coefficient de comportement.

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

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

Le déplacement horizontal relatif d'un étage par rapport aux autres qui sont adjacents ne doivent pas dépasser le déplacement admissible $\Delta_{adm} = 0.01h_e$ (RPA99 v2003 Art.5.10).

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

Niveau	$h_e(m)$	$\delta_{ek}(cm$	$\delta_k(cm)$	$\Delta_k(cm)$	$\Delta_{adm}(cm)$	$\Delta_k \leq \Delta_{adm}$	ε	ε_{adm}
3.4	3.4	0.111	0.389	0.389	3.4	Vérifié	0.80	3.5
6.80	3.4	0.349	1.222	0.833	3.4	Vérifié	1.72	3.5
10.20	3.4	0.654	2.289	1.067	3.4	Vérifié	2.20	3.5
13.60	3.4	0.994	3.479	1.190	3.4	Vérifié	2.45	3.5
17.00	3.4	1.345	4.708	1.229	3.4	Vérifié	2.53	3.5
20.40	3.4	1.690	5.915	1.207	3.4	Vérifié	2.49	3.5
23.80	3.4	2.014	7.049	1.134	3.4	Vérifié	2.33	3.5
26.80	3.0	2.037	7.130	0.081	3.0	Vérifié	0.19	3.5

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

Niveau	$h_e(m)$	$\delta_{ek}(cm$	$\delta_k(cm)$	$\Delta_k(cm)$	$\Delta_{adm}(cm)$	$\Delta_k \leq \Delta_{adm}$	ε	ε_{adm}
3.4	3.4	0.108	0.378	0.378	3.4	Vérifié	0.78	3.5
6.80	3.4	0.356	1.246	0.868	3.4	Vérifié	1.79	3.5
10.20	3.4	0.700	2.450	1.204	3.4	Vérifié	2.48	3.5
13.60	3.4	1.104	3.864	1.414	3.4	Vérifié	2.91	3.5
17.00	3.4	1.539	5.387	1.523	3.4	Vérifié	3.14	3.5
20.40	3.4	1.983	6.941	1.554	3.4	Vérifié	3.20	3.5
23.80	3.4	2.420	8.470	1.529	3.4	Vérifié	3.15	3.5
26.80	3.0	2.675	9.363	0.893	3.0	Vérifié	2.08	3.5

IV.3.3.2.2. Résistance des éléments

a) Vérification de cisaillement des éléments

- **Les poutres**

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

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

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

Eléments	*Section(cm²)*	$V_u(kN)$	*Combinaison*	$\tau(MPa)$	*Type de fissurations*	$\bar{\tau}(MPa)$	$\tau \leq \bar{\tau}$
Poutres principales	30X45	150.78	ACC	1.18	préjudiciable	4.35	Oui
Poutres principales	30X35	130.07	ACC	1.33	préjudiciable	3.33	Oui
Poutres secondaires	30X40	162.9	ACC	1.67	peu nuisible	4.35	Oui
Longrines	30X35	42.59	Durable	0.44	préjudiciable	3.33	Oui
Chainage	30X30	35.31	Durable	0.43	préjudiciable	4.35	Oui
Poutre palier	30X35	90.66	Durable	0.93	peu nuisible	3.26	Oui

- **Les voiles**

Pour les voiles, la vérification de la résistance au cisaillement se fait avec la valeur de l'effort tranchant trouvé à la base du voile majoré de 40%.

La contrainte de cisaillement est égale :

$$\tau = \frac{1.4|V_u|}{b.d}$$

Avec :

V_u : L'effort tranchant.

b : l'épaisseur de voile.

d = 0.9*L.

La contrainte limite de cisaillement : $\bar{\tau} = 0.2.f_{c28}$

Tableau VI.15 : *Vérification de cisaillement des voiles.*

Direction	*Voile*	*B(mm)*	*L(mm)*	$\|V_u\|$ *(KN)*	*Combinaison*	$\tau(MPa)$	$\bar{\tau}(MPa)$	$\tau \leq \bar{\tau}$
	1	200	1200	184.73	G+Q+Vtx	1.20	5	Oui
Suivant x	**2**	200	1100	142.61	0.8G+Vtx	1.01	5	Oui
	3	200	2000	237.57	0.8G+Vtx	0.92	5	Oui
	4	200	1100	152.98	G+Q+Vtx	1.08	5	Oui
	5	200	1200	137.96	0.8G+Vtx	0.89	5	Oui
	6	200	1200	179.32	G+Q+Vtx	1.16	5	Oui
	7	200	1500	206.01	0.8G+Vtx	1.07	5	Oui
	8	200	3600	497.63	G+Q+Vtx	1.08	5	Oui
	9	200	1500	246.40	G+Q+Vtx	1.28	5	Oui
	10	200	1200	135.58	0.8G+Vtx	0.88	5	Oui
	11	200	1200	175.08	G+Q+Vtx	1.13	5	Oui
	12	200	1200	104.99	0.8G+Vtx	0.68	5	Oui
	13	200	1200	181.12	G+Q+Vtx	1.17	5	Oui
	14	200	1200	111.95	0.8G+Vtx	0.73	5	Oui
	15	200	5750	1420.23	0.8G+Vtx	1.92	5	Oui
	16	200	5750	1495.56	G+Q+Vtx	2.02	5	Oui

	17	200	1500	210.58	G+Q+Vtx	1.09	5	Oui
	18	200	1500	237.09	G+Q+Vtx	1.23	5	Oui
Suivant y	**1**	200	3000	558.337	0.8G+Vty	1.45	5	Oui
	2	200	3000	627.883	0.8G+Vty	1.63	5	Oui
	3	200	1500	170.291	0.8G+Vty	0.88	5	Oui
	4	200	1500	171.199	G+Q+Vty	0.89	5	Oui
	5	200	2850	491.300	G+Q+Vty	1.34	5	Oui
	6	200	2850	492.450	G+Q+Vty	1.34	5	Oui
	7	200	4100	1163.001	G+Q+Vty	2.21	5	Oui
	8	200	4100	1169.816	G+Q+Vty	2.22	5	Oui
	9	200	2700	102.226	0.8G+Vty	0.29	5	Oui
	10	200	2700	101.550	0.8G+Vty	0.29	5	Oui
	11	200	2900	534.113	G+Q+Vty	1.43	5	Oui
	12	200	2900	530.507	G+Q+Vty	1.42	5	Oui

- **Les poteaux**

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

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

On doit vérifier que :

$$\nu = \frac{N_d}{B_c . f_{c28}} \leq 0.3$$

N_d: Effort normal réduit ;

B_c: Section brute du béton.

Tableau IV.16 : *Vérification de l'effort normal réduit.*

Niveau	***b(cm)***	***h(cm)***	$N_d(kN)$	$B_c(cm^2)$	***combinaison***	ν	$\nu \leq 0.3$
RDC	60	60	1924.35	3364.00	$G+Q-V_{tx}$	0.229	Oui
	60	60	2117.89	3364.00	$G+Q-V_{ty}$	0.252	Oui
1ier	55	55	1636.19	2809.00	$G+Q-V_{tx}$	0.233	Oui
	55	55	1858.44	2809.00	$G+Q-V_{ty}$	0.265	Oui
2éme	55	55	1363	2809.00	$G+Q-V_{tx}$	0.194	Oui
	55	55	1587.84	2809.00	$G+Q-V_{ty}$	0.226	Oui
3éme	50	50	1087.07	2304.00	$G+Q-V_{tx}$	0.189	Oui
	50	50	1307.29	2304.00	$G+Q-V_{ty}$	0.227	Oui

4éme	50	50	848.26	2304.00	$G+Q-V_{tx}$	0.147	Oui
	50	50	1027.27	2304.00	$G+Q-V_{ty}$	0.178	Oui
5éme	45	45	610.93	1849.00	$G+Q-V_{tx}$	0.132	Oui
	45	45	746.28	1849.00	$G+Q-V_{ty}$	0.161	Oui
6éme	45	45	390.89	1849.00	$G+Q-V_{tx}$	0.085	Oui
	45	45	473.46	1849.00	$G+Q-V_{ty}$	0.102	Oui

IV.4. CONCLUSION

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

Tableau IV.17: *Dimensions finales des éléments.*

Eléments		**Section**
Poutres principales 1		30x45
Poutres principales 2		30x35
Poutres secondaires		30x40
Poutre Chainage		30x30
Poutre palière		30x35
Longrines		30x35
Voile de contreventement		20xL
Poteaux	**5émé, 6éme**	45x45
	3éme, 4éme	50x50
	1éme, 2éme	55x55
	RDC	60x60

V.1. Introduction

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

a) Combinaisons données par le CBA93 ELS : G + Q

- ELU : 1.35G + 1.5Q et G+Q±E

b) Combinaisons données par le RPA99 version2003

- G+Q±E
- 0.8G±E

Avec :

G : charges permanentes.

Q : charges d'exploitation.

E : charges sismiques.

V.2. Ferraillage des poutres

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

V.2.1. Ferraillage longitudinal des poutres

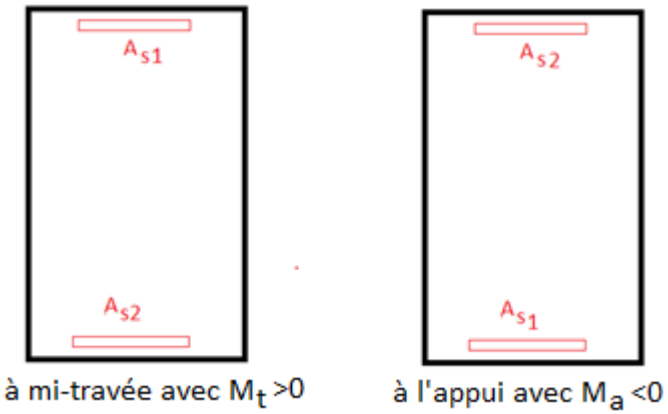
Tableau V.1: *La section calculée et la section choisie d'armatures des poutres.*

Element	(bxh)	$M(kN.m)$	***Combination***	A_{S1} (cm^2)	$A_{S1\ choisie}$ (cm^2)	A_{S2} (cm^2)	***Amin CBA93***	$A_{S2\ choisie}$ (cm^2)
Poutres principales	30x45	Mt=78.18	G+Q+Edx	0	3HA14=4.62	4.80	1.35	3HA14=4.62
		M_a=-134.22	G+Q+Edx	0	3HA14=4.62	8.50	1.35	3HA14+2HA16 =8.64
Poutres principales thérmique	30x45	Mt=23.25	1.35G+1.5Q+0.8T	0	3HA14=4.62	4.82	1.35	3HA14+1ch14 = 6.16
		M_a=-43.10	1.35G+1.5Q+0.8T	0	3HA14=4.62	9.59	1.35	3HA14+3HA16 = 10.65
Poutres principales	30x35	Mt=43.35	G+Q+Edx	0	3HA14=4.62	2.60	1.20	3HA14=4.62
		M_a=-56.42	G+Q+Edx	0	3HA14=4.62	3.40	1.20	3HA14=4.62
Poutres principales thérmique	30x35	Mt=36.46	1.35G+1.5Q+0.8T	0	3HA14=4.62	7.67	1.20	3HA14+2ch16 = 7.70
		M_a=-46.30	1.35G+1.5Q+0.8T	0	3HA14=4.62	8.38	1.20	3HA14+3ch14 = 9.24
Poutres secondaires	30x40	Mt=13.84	G+Q+Edx	0	3HA14=4.62	1.40	1.05	3HA14=4.62
		M_a=-18.96	G+Q+Edx	0	3HA14=4.62	1.40	1.05	3HA14=4.62

Poutres secondaires thérmique	30x40	Mt=79.69	1.35G+1.5Q+0.8T	0	3HA14=4.62	11.50	1.05	3HA14+4ch16 = 12.66
		M_a=-132.47	1.35G+1.5Q+0.8T	0	3HA14=4.62	15.20	1.05	3HA14+6ch16 = 16.68

Nous avons trouvé la charge thermique elle affecte la quantité de fer dans le bâtiment, en particulier dans terrasse.

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



à mi-travée avec M_t >0 à l'appui avec M_a <0

V.2.1.1. Vérification des contraintes à l'ELS

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

Tableau V.2: *Vérification des contraintes des poutres à l'ELS.*

Elément	*Sollicitation à l'ELS*		*Contraintes en travées*			*Contraintes en appuis*			*Contraintes admissibles*		*Vérification*
	$M_{t\,ser}$ $(kN.m)$	$M_{a\,ser}$ $(kN.m)$	σ_b (MPa)	σ_s (MPa)	$\sigma_s{}'$ (MPa)	σ_b (MPa)	σ_s (MPa)	$\sigma_s{}'$ (MPa)	$\overline{\sigma_b}$ (MPa)	$\overline{\sigma_s}$ (MPa)	
Poutres principales 30x45	16.90	-30.59	1.30	17.90	17.90	3.00	92.40	36.97	15	201.63	oui
Poutres principales 30x35	29.77	-37.34	5.47	201.63	59.03	6.86	201.63	74.04	15	201.63	oui

Poutres secondaires 30x40	85.53	-60.23	12.57	/	/	8.82	/	/	15	201.63	oui

Section minimale

$A_{min} = 0.5\%\ b.h\ (cm^2)$ $(RPA99\ v2003\ Art.7.5.2.1)$

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

Tableau V.3: *Vérification de section d'armatures.*

Elément	$A_t(cm^2)$	$A_a(cm^2)$	$A_{min}(cm^2)$	$A_{tmin}(cm^2)$	***Vérification***
Poutres principales 1	4.62	8.64	6.75	1.35	oui
Poutres principales 2	4.62	4.62	5.25	1.20	oui
Poutres secondaires 1	4.62	4.62	6.00	1.05	oui

V.2.1.2. Vérification de la flèche

Tableau V.4: *Vérification de la flèche des poutres.*

	1st Condition			2nd Condition		
	$\frac{h}{l}$	$\frac{M_t}{10M_0}$	$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10M_0}$	$\frac{A}{b \times d}$	$\frac{4.2}{f_e}$	$\frac{A}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e}$
Poutres principales 1	0.145	0.08	oui	0.003	0.005	oui
Poutres principales 2	0.084	0.08	oui	0.004	0.005	oui
Poutres secondaires	0.140	0.08	oui	0.0001	0.005	oui

Elément	***L(m)***	$M_t(KN.m)$	$f(mm)$	$\bar{f}(mm)$	$f \leq \bar{f}$
Poutres principales 1	*3.1*	49.12	*1.85*	*5.70*	oui
Poutres principales 2	*4.15*	29.77	*1.43*	*5.00*	oui
Poutres secondaires 1	*2.85*	85.53	*2.64*	*4.70*	oui

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

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

Tableau V.5: *Vérification des contraintes de cisaillement.*

Elément	*Section*	$V_{max}(kN)$	*Combinaison*	$\tau\ (MPa)$	$\bar{\tau}\ (MPa)$	$\tau \leq \bar{\tau}$
Poutres principales 1	30x45	203.54	G+Q+Edx	1.97	3.26	Oui
Poutres principales 2	30x45	188.65	G+Q+Edx	1.35	3.26	Oui
Poutres secondaires 1	30x40	-130.78	G+Q+Edx	1.03	4.35	Oui

V.2.2. Ferraillage transversal des poutres

Tableau V.6: *La section d'armatures transversales.*

Elément	$\tau_u(MPa)$	$S_{adoptée}(cm)$		$A_{t\ choisie}$ (cm^2)
		$S(ZN)$ *(cm)*	$S'(ZC)$ *(cm)*	
Poutres principales 1	1.97	10	15	$3HA8 = 1.51$
Poutres principales 2	1.35	10	15	$3HA8 = 1.51$
Poutres secondaires 1	1.03	10	15	$3HA8 = 1.51$

Avec ce choix de section d'armatures, toutes les vérifications sont vérifiées, voir (annexe 6).

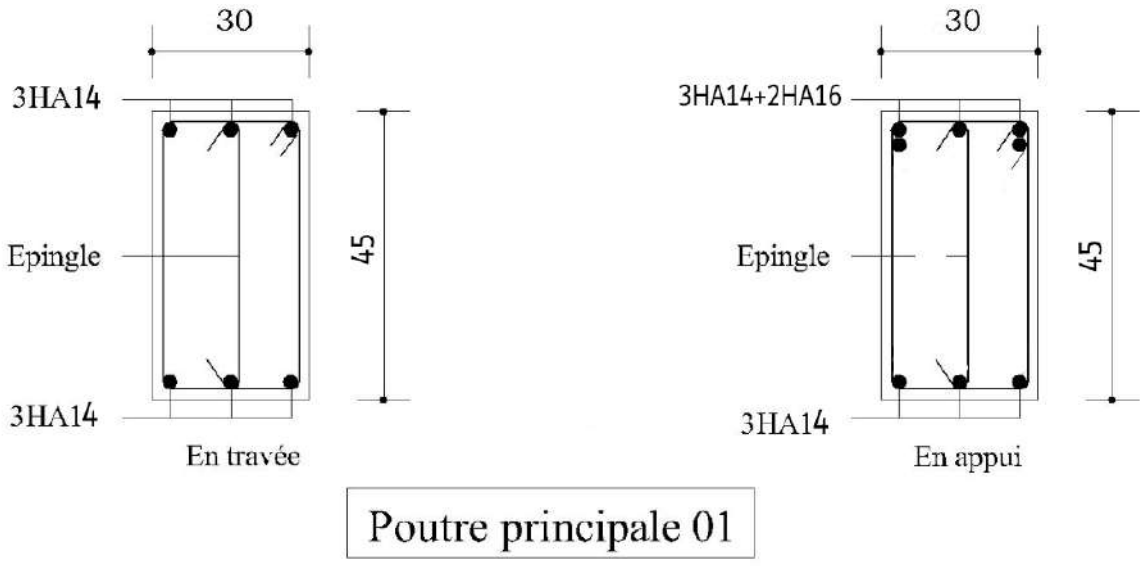


Figure V.1: *Dessin de ferraillage des poutres principales 01.*

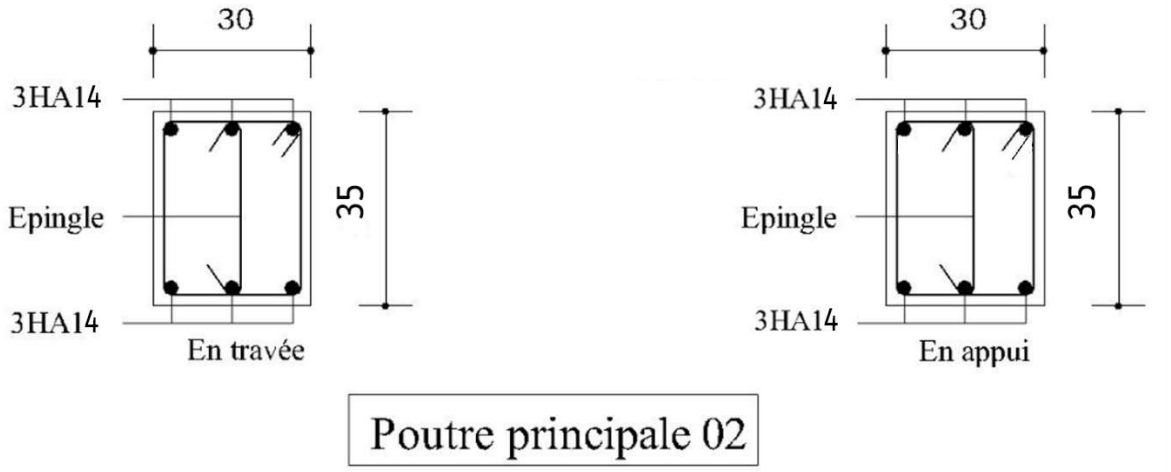


Figure V.2: *Dessin de ferraillage des poutres principales 02.*

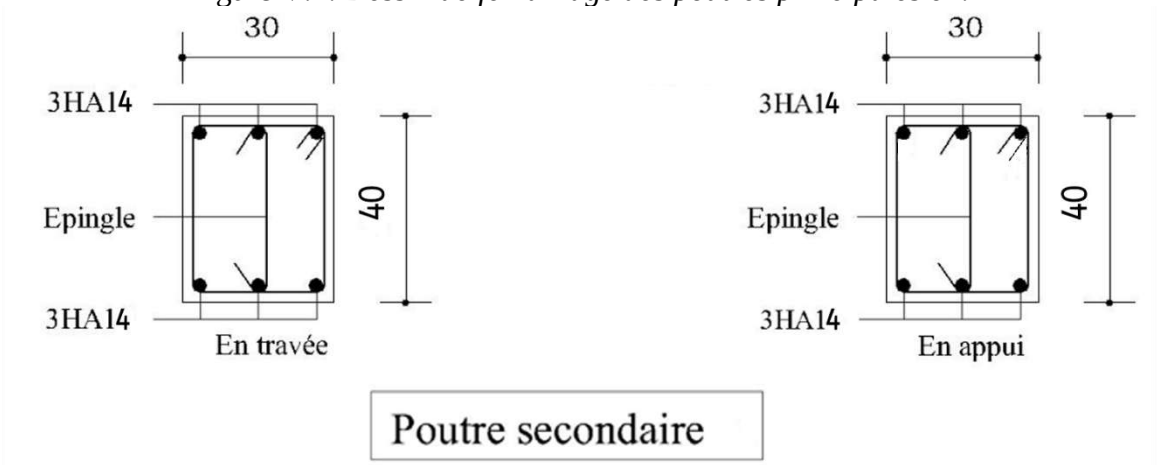


Figure V.3: *Dessin de ferraillage des poutres secondaire.*

V. 3. Ferraillage des poteaux

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

V.3.1. Armatures longitudinales

Recommandation Selon le **CBA93** et **RPA v2003 Art.7.4.2.1,** voir annexe 7.

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

Remarque :

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

Tableau V.7: *La section d'armatures des poteaux.*

Etage	Section	Sollicitations						$A_{calculée}$ (cm²)	A_{min} (cm²)	$A_{choisie}$ (cm²)
RDC	60x60	N_{max}	2498.37	$M_{x\,corr}$	-40.42	$M_{y\,corr}$	-8.56	9.60	32.40	4HA16+ 16HA14 = 32.67
		N_{min}	1610.28	$M_{x\,corr}$	-27.98	$M_{y\,corr}$	2.55	9.60		
		M_{max}	-46.58	N_{corr}	2169.57	M_{corr}	-10.39	9.60		
1ier+2éme	55x55	N_{max}	2125.81	$M_{x\,corr}$	-37.63	$M_{y\,corr}$	-6.53	8.80	27.23	20HA 14 =30.79
		N_{min}	1367.81	$M_{x\,corr}$	33.33	$M_{y\,corr}$	3.64	8.80		
		M_{max}	-46.94	N_{corr}	1816.03	M_{corr}	16.41	8.80		
3éme+4éme	50x50	N_{max}	1401.39	$M_{x\,corr}$	-29.54	$M_{y\,corr}$	-2.27	8.00	22.50	16HA14 = 24.63
		N_{min}	910.47	$M_{x\,corr}$	35.81	$M_{y\,corr}$	5.24	8.00		
		M_{max}	-41.83	N_{corr}	1175.88	M_{corr}	24.51	8.00		
5éme+6éme	45x45	N_{max}	733.50	$M_{x\,corr}$	-13.14	$M_{y\,corr}$	-4.83	7.20	18.23	12HA14 = 18.47
		N_{min}	484.7	$M_{x\,corr}$	35.21	$M_{y\,corr}$	5.99	7.20		
		M_{max}	-35.63	N_{corr}	594.33	M_{corr}	27.05	7.20		

V.3.2. Vérification des contraintes à l'ELS

$\overline{\sigma_b}$=*15MPa* $\quad\quad$ $\overline{\sigma_s} = 201.63MPa$

Tableau V.8: *Vérification des contraintes à l'ELS.*

Etage	Section	Sollicitations						Type de fissuration	σ_b (MPa)	σ_s (MPa)	$\sigma_i \leq \overline{\sigma_i}$
RDC	60x60	N_{max}	1827.50	$M_{x\,corr}$	-28.99	$M_{y\,cor}$	-6.47	Préjudiciable	5.78	0.00	Vérifiée
		N_{min}	1177.15	$M_{x\,corr}$	20.37	$M_{y\,cor}$	1.87	Peu nuisible	3.74	/	Vérifiée
		M_{max}	1580.88	N_{corr}	34.09	M_{corr}	-7.62	Peu nuisible	5.33	/	Vérifiée
1ier+2éme	55x55	N_{max}	1555.03	$M_{x\,corr}$	-26.95	$M_{y\,cor}$	-4.99	Préjudiciable	5.98	0.00	Vérifiée
		N_{min}	999.85	$M_{x\,corr}$	24.29	$M_{y\,cor}$	2.65	Peu nuisible	4.10	/	Vérifiée
		M_{max}	-34.17	N_{corr}	1323.35	M_{corr}	11.99	Peu nuisible	5.73	/	Vérifiée
3éme+4éme	50x50	N_{max}	1024.90	$M_{x\,corr}$	-21.07	$M_{y\,cor}$	-1.85	Préjudiciable	4.92	0.00	Vérifiée
		N_{min}	665.47	$M_{x\,corr}$	26.10	$M_{y\,cor}$	3.81	Peu nuisible	3.91	/	Vérifiée

		M_{max}	-30.46	N_{corr}	856.97	M_{corr}	17.87	Peu nuisible	5.43	/	Vérifiée
5éme+-6éme	45x45	N_{max}	536.19	$M_{x\ corr}$	-9.52	$M_{y\ cor}$	-3.50	Préjudiciable	3.29	0.00	Vérifiée
		N_{min}	354.26	$M_{x\ corr}$	25.66	$M_{y\ cor}$	4.35	Peu nuisible	3.53	/	Vérifiée
		M_{max}	-25.95	N_{corr}	433.31	M_{corr}	19.70	Peu nuisible	4.87	/	Vérifiée

V.3.3. Armatures transversales

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule donnée par CBA et le (RPA99 v2003 Art.7.4.2.2) , Voir Annexe 2.

Tableau V.9: *La section d'armatures transversales des poteaux.*

Etage	***Section***	***Zone***	***t (cm)***	$A_{t\,ch}(cm^2)$
RDC	60x60	Nodale	10	6HA8 = 3.02
		Courante	15	6HA8 = 3.02
1éme+2éme	55x55	Nodale	10	6HA8 = 3.02
		Courante	15	6HA8 = 3.02
3éme+4éme	50x50	Nodale	10	6HA8 = 3.02
		Courante	15	6HA8 = 3.02
5éme + 6éme	45x45	Nodale	10	6HA8 = 3.02
		Courante	15	6HA8 = 3.02

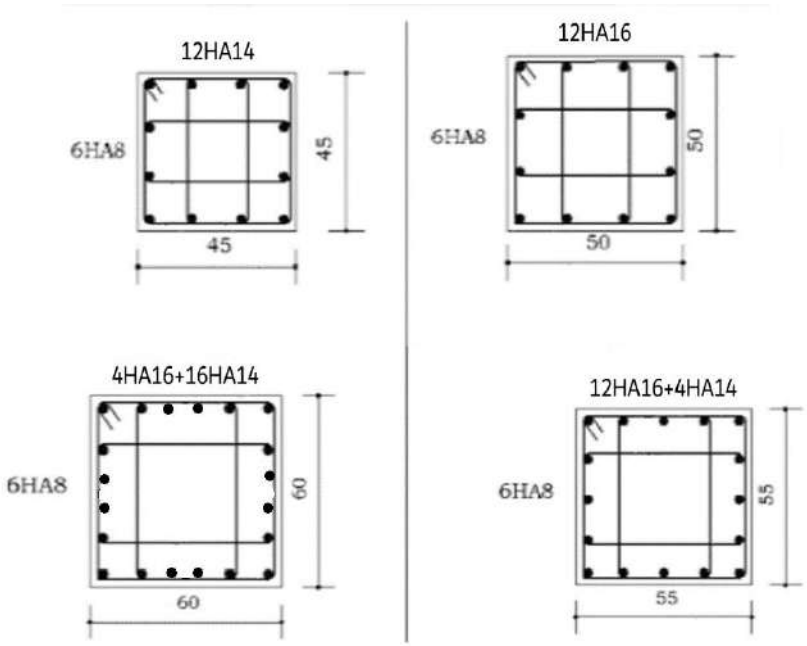


Figure V.4: *Dessin de ferraillage des Poteaux.*

V.4. Ferraillage des voiles

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

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

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

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

V.4.1. Ferraillage des trumeaux

V.4.1.1. Calcul d'armatures verticales

Exposé de la méthode des contraintes, voir annexe 9.

Tableau V.10: *La section calculée d'armatures verticales des voiles*

	La section **[cm²]**	**Combination**	**N (kN)**	**M (kN.m)**	**T(kN)**	**As1 [cm²]**	**A`s1 [cm²]**
X	120x20	G+Q+Edx	1273.45	475.86	192.63	2.40	2.40
	145x20	G+Q+Edx	2705.33	901.59	560.46	2.90	2.90
	240x20	G+Q+Edx	1244.88	1580.42	306.43	4.80	4.80
	145x20	G+Q+Edx	2609.63	625.45	339.74	2.90	2.90
	360x20	G+Q+Edx	1445.62	4510.25	1249.63	7.20	7.20
Y	580x20	G+Q+Edy	2566.50	8586.19	1445.02	11.60	11.60
	600x20	G+Q-Edy	1459.23	9336.02	2727.79	12.00	12.00
	285x20	G+Q+Edy	1666.43	1604.69	403.90	5.70	5.70

Tableau V.11: *La section choisie d'armatures des voiles*

	La Section [cm²]	A_{min}**(CBA)**	$A_{ch}[cm^2]$	$A_{global}[cm^2]$	**e (D/2)[cm]**
X	120x20	2.40	(4HA10)=3.14	(24HA10)=18.85	6.00
	145x20	2.90	(4HA10)=3.14	(24HA10)= 18.85	7.75
	240x20	4.80	(4HA14)=6.16	(24HA14)= 18.85	12.00

	145x20	2.90	(4HA10)=3.14	(24HA10)= 18.85	7.75
	360x20	7.20	(6HA14)=9.24	(36HA14)= 55.42	12.00
Y	580x20	11.60	(8HA14)=12.32	(48HA14)=73.89	14.50
	600x20	12.00	(8HA14)=12.32	(48HA14)=73.89	15
	285x20	5.70	(4HA14)=6.16	(40HA14)=61.58	14.25

V.4.1.2. Vérification des contraintes à l'ELS et à l'ELU

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

A l'état limite ultime(ELU),), il y a que les contraintes de cisaillement, il suffit de vérifier $\tau \leq \overline{\tau}$.

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

Tableau V.12: *Vérification des contraintes normales des voiles*

La direction	La Section [cm²]	N_{ser} (kN)	M_{ser} (kN.m)	***Type de fissuration***	$\sigma_b(MPa$	$\sigma_s(MPa)$	$\sigma_s'(MPa)$	$\sigma_i \leq \overline{\sigma_i}$
X	120x20	400.73	30.78	Préjudiciable	2.19	0.00	32.36	Oui
	145x20	1131.60	51.22	Peu nuisible	4.45	/	/	Oui
	240x20	1138.50	19.29	Préjudiciable	2.37	0.00	35.56	Oui
	145x20	565.04	-7.02	Peu nuisible	1.98	/	/	Oui
	360x20	1434.27	22.90	Préjudiciable	1.97	0.00	29.47	Oui
Y	580x20	1911.62	142.18	Préjudiciable	1.71	0.00	25.62	Oui
	600x20	1907.49	200.72	Préjudiciable	1.70	0.00	25.33	Oui
	285x20	1136.83	39.51	Peu nuisible	2.07	/	/	Oui

Tableau V.13: *Vérification des contraintes de cisaillement des voiles*

La direction	La section [cm²]	T (kN)	τ (MPa)	$\bar{\tau}$ (MPa)	$\tau \leq \bar{\tau}$
X	120x20	192.63	1.25	5	Oui
	145x20	560.46	3.01	5	Oui
	240x20	306.43	0.99	5	Oui
	145x20	339.74	1.82	5	Oui
	360x20	1249.63	2.70	5	Oui
Y	580x20	1445.02	1.94	5	Oui
	600x20	2727.79	3.54	5	Oui
	285x20	403.90	1.10	5	Oui

V.4.1.3. Armatures horizontales

Le voile doit avoir des armatures horizontales (A_h) disposées perpendiculairement aux armatures verticales, leur rôle est de minimiser l'effort tranchant,voir annexe 10.

V.4.1.4. Armatures transversales

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

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

Autre recommandations : (CBA93 et RPA2003)

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

V.4.2. Ferraillage des linteaux

Dans le calcul des linteaux, on a deux cas :

1. Flexion simple
2. Traction / compression

Voir annexe 11.

Les résultats de calcul sont dans les tableaux suivants :

[CBA: A.5.1.2.3] :

$$s_t \leq \frac{0.9\ A_t\ \frac{F_{et}}{\gamma_s}}{b_0(\tau_u - 0.3\ F_{t28}K)}$$

K= 1+3$\frac{N_u}{B\ F_{c28}}$ (compression) , K= 1-10$\frac{N_u}{B\ F_{c28}}$ (traction)

Table V. 14. Horizontal reinforcements.

Direction	Section [cm²]	St CBA (cm)	St RPA (cm)	St (cm)	At
X	120x20	129.12	30	20	2HA10 = 1.57
	145x20	35.22	30	20	2HA10 = 1.57
	240x20	338.19	30	20	2HA14 = 3.08
	145x20	55.44	30	20	2HA10 = 1.57
	360x20	28.90	30	20	2HA14 = 3.08
	580x20	48.52	30	20	2HA14 = 3.08

Y	600x20	36.56	30	20	2HA14 = 3.08
	285x20	222.67	30	20	2HA14 = 3.08=

Calcul de linteaux

Table V. 15. *Choix de la méthode de calcul.*

Niveau	e(cm)	L (cm)	h(cm)	comb	V(KN)	τ_b(MPa)	$0.06F_{c28}$	*Choix de la méthode*
6	20	140	420	G+Q+Edx	176.23	0.33	1.5	Flexion simple
5	20	140	120	G+Q+Edx	330.71	2.14	1.5	Traction/Compression
4	20	140	120	0.8G+Edx	520.02	3.37	1.5	Traction/Compression
3	20	140	120	0.8G+Edx	702.75	4.55	1.5	Traction/Compression
2	20	140	120	0.8G+Edx	848.65	5.50	1.5	Traction/Compression
1	20	140	120	0.8G+Edx	994.73	6.45	1.5	Traction/Compression
RDC	20	140	120	G+Q+Edx	843.89	5.47	1.5	Traction/Compression

Table V. *16.* *La section choisie et calculée d'armatures des linteaux*

A_{cal}(cm²)				A_{min}(cm²)					A_{ch} (cm²)			
Niveau	A_d	A_l	S_{cal}	S_{ch}	A_d	A_l	A_t	A_p	A_d	$A_l = A'_l$	A_t	A_p
6	0.03	/	/	20	3	3.60	0.75	4.80	2x[4AH8]	2HA10	4HA10	2*[3HA10]
5	6.35	/	/	20	3	3.60	0.75	4.80	2x[4AH8]	2HA10	4HA10	2*[3HA10]
4	9.99	/	/	20	3	3.60	0.75	4.80	2x[4AH10]	2HA10	4HA10	2*[3HA10]
3	13.50	/	/	20	3	3.60	0.75	4.80	2x[4AH12]	2HA10	4HA10	2x[3HA10]
2	16.30	/	/	20	3	3.60	0.75	4.80	2x[4AH14]	2HA10	4HA10	2x[3HA10]
1	19.11	/	/	20	3	3.60	0.75	4.80	2x[6AH16]	2HA10	4HA10	2x[3HA10]
RDC	16.21	/	/	20	3	3.60	0.75	4.80	2x[6AH16]	2HA10	4HA10	2x[3HA10]

VI.1. Introduction

Les fondations d'une structure sont les éléments de l'infrastructure situés en-dessous du niveau de base 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. Types de fondations

Les fondations peuvent être classées en 3 types :

- Fondations superficielles (semelle isolée, semelle filante, radier).
- Fondations semi-profonds (les puits).
- Fondations profonds (les pieux).

Ici just semelle filante

VI.3. Caractéristiques du sol

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

Les caractéristiques mécaniques du sol sont déterminées dans le rapport du sol donné par le laboratoire « Laboratoire de l'Habitat et de la Construction du Centre « L.H.C.C ».

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

D'après le rapport géotechnique on a : $\overline{\sigma_{sol}} = 2.50\ bars$

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

Les résultats du rapport géotechnique nous exige de poser nos fondations avec un ancrage de :

$$D = 1.50\ m$$

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

VI.4. Choix du type de fondations

Le choix du type de fondation dépend de :

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

VI.4.1. Semelle isolée sous poteau

Méthode de calcul selon le cours [boukendakdji] …..[4]

Données :

$$\overline{\sigma_{sol}} = 2.00bars = 0.2MPa \quad , \quad a = b = 60cm \quad , \quad c = 3cm$$

Les sollicitations à l'état limite de service :

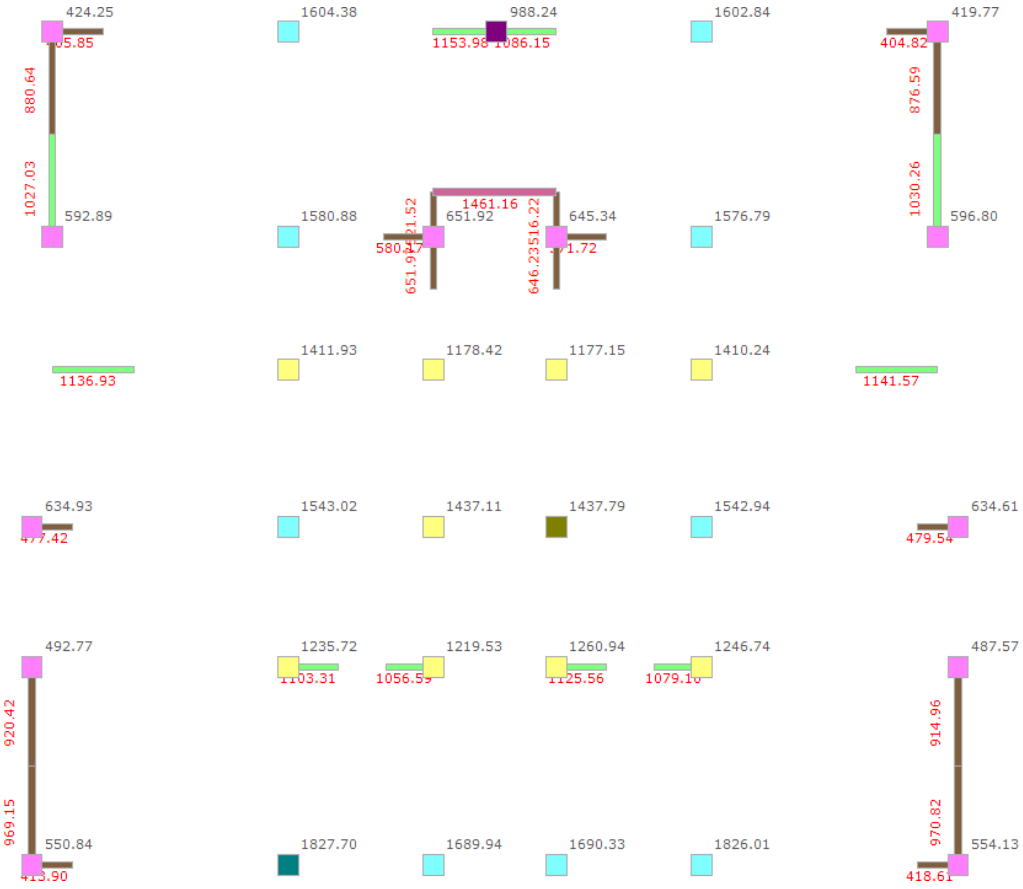


Tableau VI.1: *Dimensionnement des semelles isolées à l'ELS.*

Semelle	$N(kN)$	$M_x(kN.m)$	$M_y(kN.m)$	$A(m)$	$B(m)$	$h(m)$	$A_{ch}(m)$	$B_{ch}(m)$	$h_{ch}(cm)$
Semelle 1	1827.70	-29.00	-6.48	3.02	3.02	71	3.30	3.30	70
Semelle 2	1437.79	-4.92	0.91	2.68	2.68	61	2.90	2.90	60
Semelle 3	988.24	-31.36	-0.15	2.22	2.22	51	2.50	2.50	50

Vérification du chevauchement entre les bulles de pression sous les semelles :

IL doit vérifier **:** $l \geq \frac{1,5}{2}(A + A')$

Le Figure suivant présenté les interférences entre les bulles de pression (chevauchement) dans la figure suivant :

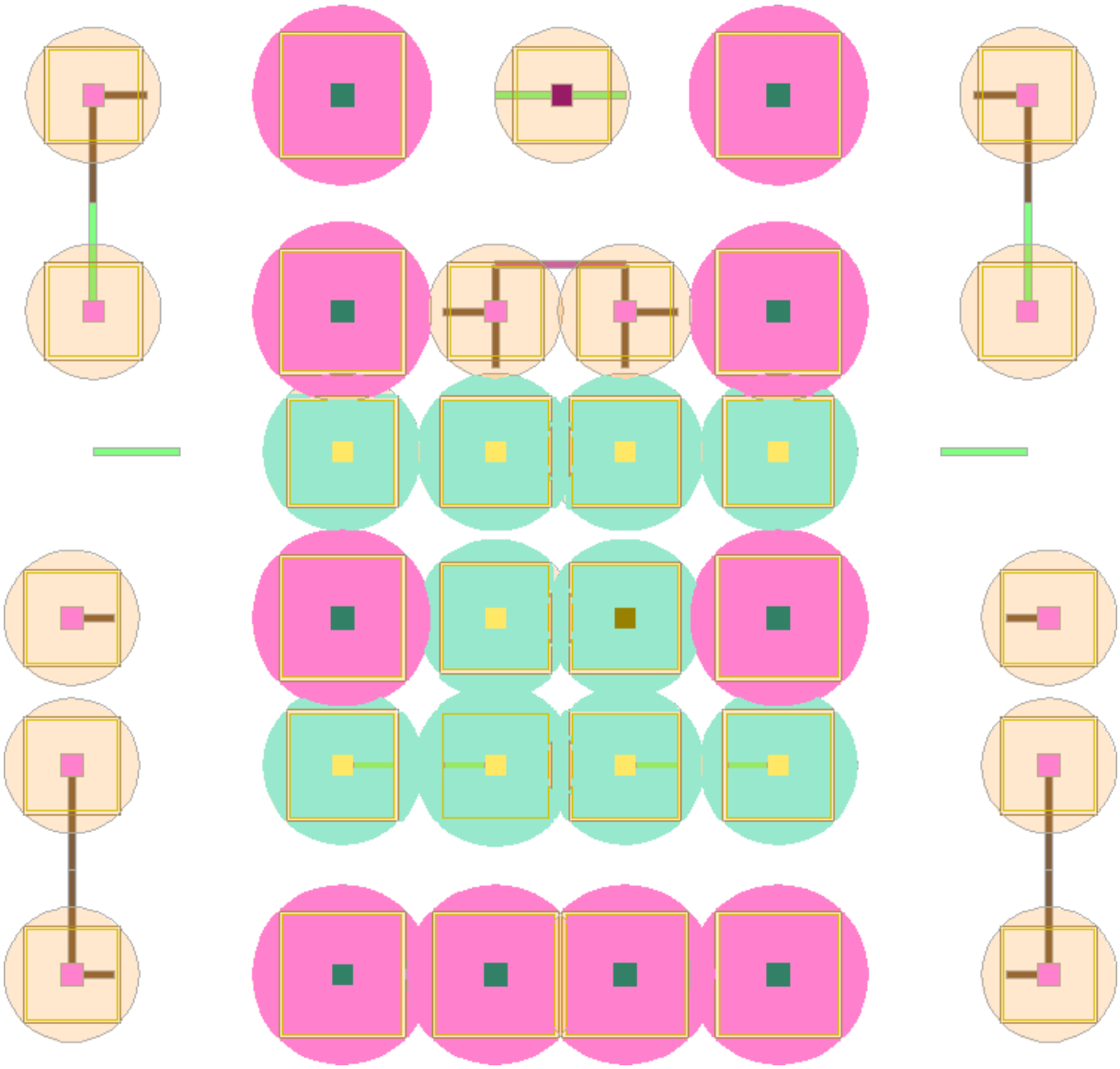


Figure VI.1**:** chevauchement des bulles de pression sous la semelle.

Il y a un risque de chevauchement entre les bulles de pression des semelles suivant l'axe X , ce qui nous oblige de passer aux semelles filantes.

- Nous avons trouvé que chevauchement entre les bulles sur l'axe X est exterieur l'axe Y , donc Nous calculons chevauchement sur l'axe Y

VI.4.2. Semelle filante

On a deux cas des semelles filantes

1. Semelle filante sous un voile ;
2. Semelle filante sous plusieurs poteaux.

Figure V.2: Ferraillage de la semelle filante 1 sur x

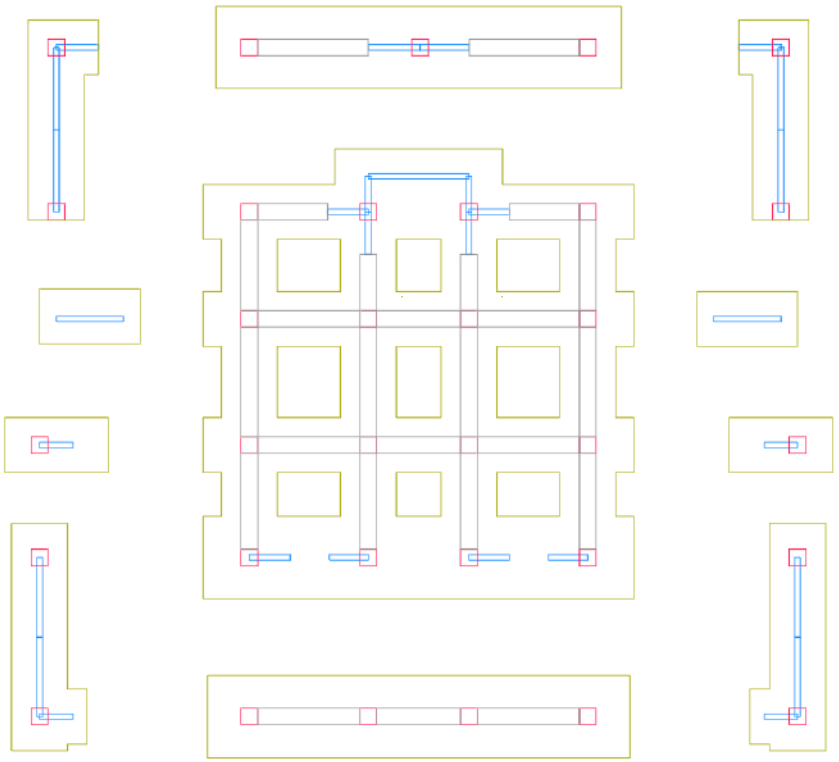


Tableau VI.2 : *Dimensionnement des semelles filantes à l'ELS.*

Direction	*Semelle filante*	a(cm)	b(cm)	$N_{max}(kN)$	$B(m)$	A(m)	$h(cm)$	$A_{ch}(m)$	$h_{ch}(m)$	$\sigma(Mpa)$	$\overline{\sigma_{sol}}$ (bars)	$\sigma \leq \overline{\sigma_{sol}}$
Suivant X	*Sous plusieurs poteau*	60	60	1827.70	3.625	2.33	60.3	3.00	65	1.90	2.00	Vérifiée
	Sous plusieurs poteau	60	60	1580.88	4.45	1.78	35.3	2.00	40	1.45	2.00	Vérifiée
	sous voile	20	/	1141.57	1.00	1.59	45.3	2.00	50	1.95	2.00	Vérifiée
Suivant Y	*Sous plusieurs poteau*	60	60	2650.40	4.15	1.76	38	2.00	40	1.97	2.00	Vérifiée

Tableau VI.3 : Les Sections choisie et calculée des semelles filantes.

Semelle	$B(m)$	$A_{ch}(m)$	N_u (kN/ml)	M_u (kN.m)	$A_{b.calculée}$ (cm^2)	$A_{b.adoptée}$ (cm^2)	S_{tb} (cm)	$A_{a.rép.cal}$ (cm^2)	$A_{a.rép.adoptée}$ (cm^2)	$S_{t\,a}$ (cm)
Sous plusieurs poteau	3.625	3.00	2498.37	-40.43	69.05	35HA16=70.37	10	51.78	26HA16=52.28	17.0
Sous plusieurs poteau	4.45	2.00	2114.73	9.14	47.61	31HA14=47.72	15	23.8	16HA14=24.63	12.5
sous voile	1.00	2.00	1555.21	-3.41	7.57	5HA14=7.70	20	3.785	4HA12=4.52	25.0

VI.4.2.1. Poutre de Libage

Pour faire la liaison de continuité entre les poteaux, la semelle à elle seule ne suffit pas car elle risque de se déformer dans la zone à mi- travée (entre les poteaux), pour cela la fondation continue sera composée de deux éléments :

- La semelle continue ;
- La poutre de libage.

La poutre de libage va reprendre toutes les charges verticales et les moments de flexion. Il aura généralement la même largeur b du poteau, sa hauteur h_p sera déterminée par la théorie des poutres posées sur sol élastique qui prévoir l'inégalité suivante à vérifier, pour assurer une répartition uniforme des contraintes sous la semelle :

$$h_p \geq \sqrt[3]{\frac{0{,}5.k.L_{max}^{\ 4}}{E}}$$

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

L_{max} : La plus grande travée dans la fille ;

K : raideur du sol (K = 4 kg/cm3) ;

I : Moment d'inertie de la poutre de libage I = $\frac{b.h_p^{\ 3}}{12}$;

hp : la hauteur de la poutre de libage .

Tableau VI.4: Dimensionnement de la poutre de libage.

Elément	b (cm)	L_{max} (m)	$h_{p\ calculé}$ (cm)	$h_{p\ adopté}$ (cm)
PL	60.00	4.00	54.20	80.00

✓ Donc la section de la poutre de libage : 60x80 cm².

Tableau 0.5: Détermination des valeurs de (q) de la poutre de libage.

Section (cm²)	$\sum N_u$ (KN)	$\sum N_{ser}$ (KN)	$L_{semelle}$ (m)	$P_{remblai}$ (m)	$P_{semelle}$ (KN)	$L_{p.libage}$ (m)	$P_{P.libage}$ (KN)	σ_{ser} (MPa)	q_u (KN/ml)	q_{ser} (KN/ml)
PL(60x80)	4023.15	2935.16	15.1	672.98	302	13.20	106.92	1.33	415.43	304.32

Tableau 0.6: Détermination des sollicitations de la poutre de libage.

ELU			ELS	
M_a (kN.m)	M_t (kN.m)	T(kN)	M_a (kN.m)	M_t (kN.m)
-584.77	372.53	894.08	-428.37	272.89

a) Calcul des armatures longitudinales

Tableau 0.7: Calcul des armatures longitudinales de la poutre de libage à L'ELU

Poutre de libage		M_u (kN.m)	A(cm^2)	A'(cm^2)	$A_{adoptée}$ (cm^2)
Semelle filante 1 sur x	Travée	372.53	14.47	0,00	4HA16+4Chp HA16=16.08
	Appuis	-584.77	0.00	23.27	4HA16+8Chp HA16=24.13

b) Vérification des contraintes à l'ELS

✓ Pour une fissuration préjudiciable :

Tableau 0.8: Vérifications des armatures longitudinales de la poutre de libage à l'ELS

Poutre de libage		M_{ser} (kN.m)	σ_b (MPa)	σ_s (MPa)	σ_s' (MPa)	$\overline{\sigma_b}$ (MPa)	$\overline{\sigma_s}$ (MPa)	$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$	$\sigma_s, \sigma_s' \leq \overline{\sigma_s}$
Semelle filante 1 sur x	Travée	272.89	6.41	201,63	74.34	15	201.63	Vérifiée	Vérifiée
	Appuis	-428.37	4.80	162.16	62.85	15	201.63		

c) Vérification du cisaillement de la poutre de libage (CBA 91 Art.5.2.4.2)

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

$$\bar{\tau} = \left(\frac{0{,}15 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 4\ \text{MPa}\right) = 2{,}50\ \text{MPa} \ldots\ldots\ldots\ldots \text{fissuration préjudiciable}$$

$$\tau = \frac{894.08 \times 10}{600 \times 770} = 1.93\ \text{MPa} < \bar{\tau} = 2{,}50\ \text{MPa} \ldots\ldots\ldots\ldots \text{vérifiée.}$$

d) Armatures transversales

Les valeurs des sections d'armateurs transversale (A_t), ainsi que leurs espacements (S_t) sont résumes dans les tableaux suivants :

Tableau 0.9: Calcul des armatures transversales de la poutre de libage.

Section (cm^2)	T (kN)	τ (MPa)	CBA 93		RPA 99 V2003			$S_{calculée}$ (cm)	$S_{t.adoptée}$		$A_{t.adoptée}$ (cm^2)
			S_t (cm)	A_t (cm^2)	S_{ZN} (cm)	S_{ZC} (cm)	A_t (cm^2)		S_{ZN} (cm)	S_{ZC} (cm)	
60x80	894.08	1.93	40	2.40	19.20	40	2.70	11.50	10	30	4HA10=3.14

e) Armatures de peau selon CBA93 Art.7.3

Puisque la poutre de libage (CBA93) exige des armateurs de peau d'au moins de 3cm^2/ml posées parallèlement a la fibre moyenne de la poutre.

$$A_p = 3 \times 1{,}2 = 3{,}6\ \text{cm}^2, \text{donc on adopte } 4\text{HA}12 = 4{,}52\ \text{cm}^2.$$

VI.5. Les longrines

Ferraillage des longrines selon RPA99 Version 2003 Art.10.1.1

- ✓ Les points d'appuis d'un même bloc doivent être solidarisés par un réseau bidirectionnel de longrines ou tout dispositif équivalent tendant à s'opposer au déplacement relatif de ces points d'appuis dans le plan horizontal.
- ✓ Les dimensions minimales de la section transversale des longrines sont:

Site S3: 25cm×30cm.

Les longrines ou le dispositif équivalent doivent être calculés pour résister à la traction sous l'action d'une force égale à : $F = \left(\frac{N}{\alpha}\right) \geq 20$ kN , Avec :

N égale à la valeur maximale des charges verticales de gravité apportées par des points d'appuis solidarisés.

La section choisie : 30×30 cm^2.

$\alpha = 10$ ($Zone$ IIB, $S3$).

Etant donné que le béton tendu est négligé, il est résulté que les armateurs longitudinales doivent pouvoir équilibrer la force de traction.

Les efforts pris en compte ainsi que les résultats de calcul du ferraillage sont donnés dans le tableau suivants :

Tableau 0.10 : Ferraillage longitudinal des longrines.

Section (cm^2)	N_u (kN)	F (kN)	$A_{calculée}$ (cm^2)	$A_{adoptée}$ (cm^2)	A_{min} CBA(cm^2)	A_{min} RPA(cm^2)	Vérification
30× 30	2498.37	249.83	7.18	6HA14= 9.24	0,90	5,40	Vérifiée

Vérification des contraintes à l'état limite de service CBA 93 Art.A.4.5.3

$$\sigma_s = \frac{N_{ser}}{\alpha . A}; \quad \overline{\sigma_s} = min\left\{\frac{2}{3} F_e; 110\sqrt{1{,}6 . F_{tj}}\right\} \ldots\ldots \text{ Fissuration préjudiciable.}$$

Tableau 0.11 : Vérification de contrainte à L'ELS des longrines.

Section(cm^2)	N_{ser} (kN)	F_{ser} (kN)	$A_{adoptée}$ (cm^2)	σ_s (MPa)	$\overline{\sigma_s}$(MPa)	$\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$
30×30	1827.70	182.77	9.24	197.80	201,63	Oui

- **Calcul des armatures transversales**

Tableau 0.12: Calcul des armatures transversales des longrines.

ϕ_l (mm)	$\phi_t \geq \frac{\phi_l}{3}$	ϕ_t (mm)	A_t (cm^2)	$S_{t.min}$ (cm)	$S_{t.Zn}$ (cm)	$S_{t.Zc}$ (cm)
14	4,66	8	3HA8=1,51	21	15	15

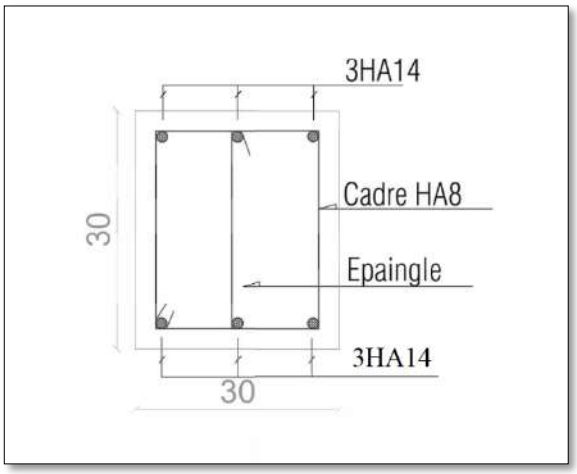


Figure VI.3: Ferraillage de la longrine.

CONCLUSION GENERALE

Ce projet de fin d'étude, nous a permis de mettre en pratique toutes nos connaissances acquises durant notre cycle de formation d'ingénieur, d'approfondir nos connaissances en se basant sur les documents techniques et réglementaires, de mettre en application les méthodes de calcul récentes, et de mettre en évidence les principes de base qui doivent être prises dans la conception des structures des bâtiments.

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

Enfin, l'objectif principal de l'ingénieur concepteur est 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 exigences architecturale et les exigences sécuritaires.

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

Références bibliographiques

Documents techniques règlementaires :

- Règles de conception et de calcul des structures en béton armé (CBA93) : D.T.R-B.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 :

- SAP2000 version 21.0.2
- Robot EXPERT 2010
- AutoCAD 2019
- Microsoft office 2016

Annexe 1

la loi de dégression

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

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

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

$Q_0, Q_1, Q_2, Q_3, Q_4, Q_5, Q_6, Q_7, Q_8, Q_9, Q_{10,}$=1.5 *kN/m²* (étage à usage habitations) ;

6émé étage : Q_0

5émé étage : $Q_0 + Q_1$

4émé étage : $Q_0 + 0.95(Q_1 + Q_2)$

3émé étage : $Q_0 + 0.90(Q_1 + Q_2 + Q_3)$

2émé étage : $Q_0 + 0.85(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$

1émé étage : $Q_0 + 0.80(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5)$

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

Annexe 2

Méthode simplifiée de calcule des flèches

pour les poutrelles (Avant coulage)

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

-Son poids propre.

-Le poids de corps creux (entrevous).

-Une charge concentrée à son milieu dont l'intensité est la plus grande de 1 kN ou (0.5×L) kN, qui représente le poids d'un ouvrier.

-Si la valeur de $\mu \leq \mu_l$: on ne nécessite pas des étaiements.

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

Les charges revenantes à la poutrelle avant coulage

$$G = G_{P.corps\ creux} + G_{poutrelle}$$

$$Q = Max[1kN\ ;\ 0{,}5L]$$

Calcul de μ

$$\mu = \frac{M_u}{b\, {d_0}^2\, \sigma_b} \qquad d'ou \quad M_u = 1.35M_G + 1.5M_Q$$

$$\mu_l = 0.392$$

Pour les poutres et bandes de dalles

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 :

Pour les déformations instantanées$\lambda = \lambda_i = \frac{0{,}05\, f_{t28}}{(2+3\frac{b_0}{b})\rho}$

Pour les déformations de longue durée. $\lambda = \lambda_v = \frac{0{,}02\, f_{t28}}{(2+3\frac{b_0}{b})\rho} = \frac{2}{5}\lambda_i$

si la valeur de μ.résultant de cette expression est positive et zéro de cas $\mu = 1 - \frac{1{,}75\, f_{t28}}{4.\rho.\sigma_s + f_{t28}}$

contraire.

Dans ces expressions :

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

avec :

n=15;

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 $E_v = \frac{1}{3}E_i$.

$$\frac{1}{r_i} = \frac{M}{E_i.I_{fi}} \text{ et } \frac{1}{r_v} = \frac{M}{E_v.I_{fv}}$$

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 f_i et f_v sont égales à:

$$f_i = \frac{M.I^2}{10.E_i.I_{fi}} \text{ et } f_v = \frac{M.I^2}{10.E_v.I_{fv}}$$

Ces expressions approchées étant applicables aux cas des poutres simplement appuyées ou continues et aux bandes de dalles continues ou non, dirigées dans le sens de la petite portée.

Annexe 3

Méthode de Caquot : (pour les poutres)

• Exposé de la méthode

Cette méthode est applicable pour les charges élevées et quand la méthode forfaitaire n'est pas

applicable.

Elle consiste à calculer les moments aux appuis sous l'effet des charges (uniformes et concentrées) appliquées aux travées voisines de l'appui, puis de déterminer les moments en travée.

• portée fictive

Pour toutes les travées on déterminera la longueur fictive

$$L' = \begin{cases} L \text{ pour une travée de rive avec appui simple de rive.} \\ 0.8L \text{ pour une travée intermédiaire.} \end{cases}$$

•Coefficient de rigidité

On désigne par γ le coefficient de rigidité qui sera le rapport des raideurs des 2 travées à gauche et à droite d'un appui considéré.

Où :

$$\gamma = \frac{K_w}{K_e} K_e = \frac{I_e}{l'_e} K_w = \frac{I_w}{l'_w}$$

Donc :$\gamma = \frac{I_w l'_e}{I_e l'_w}$

•Cas particulier

Pour une poutre continue de mêmes hauteur et largeur, donc à inertie constante et en cas d'absence de charge concentrée ; on a :

• **Le coefficient de rigidité**

$$\gamma = \frac{l'_e}{l'_w}$$

• **Le moment aux appuis**

M_{app}=0,2M_0……Appuis de rives

$M_{app} = \frac{q_w l'^3_w + q_e l'^3_e}{8.5(l'_w + l'_e)}$……Appuis intermédiaire

• **Le moment en travée**

La méthode de Caquot nous permet de prendre le moment à mi- travée (x **=L/2**) comme moment maximum en travée :

$$M_t = M_0 - \frac{M_e + M_w}{2}$$

Annexe 4

Condition de la flèche de la méthode forfaitaire

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

-Pour les Poutres

$$\begin{cases} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10M_0} \\ \frac{A}{b \times d} \leq \frac{4,2}{f_e} \end{cases}$$

-Pour les Poutrelles

$$\begin{cases} \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{15M_0} \\ \frac{A}{b \times d} \leq \frac{3,6}{f_e} \end{cases}$$

-Pour les Dalles Pleines

$$\begin{cases} \dfrac{h}{l_x} \geq \dfrac{M_t}{20M_x} \\ \dfrac{A}{b \times d} \leq \dfrac{2}{f_e} \end{cases}$$

Avec

$M_t = k \times M_0$

k : est un coefficient rédacteur $(0{,}75 \leq k \leq 0{,}85)$.

Annexe 5

Méthode des lignes de rupture

La méthode des lignes de rupture est une méthode plus puissante et considère les matériaux à leur limite élasto-plastique.

Cette méthode, qui ne concerne que l'état limite ultime, est basée sur le Mécanisme des fissures, elle prévoit l'endommagement de la dalle. Les fissures qui apparaissent sur la dalle s'appellent lignes de rupture.

Hypothèses de calcul

Premièrement et avant tout, il faut prévoir, dans le cas de rupture, les différentes fissures au niveau de la dalle tant sur la face inférieure que la face supérieure.

Les prévisions des fissures seront en fonction du type de charges (réparties ou concentrées) et du type d'appuis (encastrement, simple ou côté libre).

Les hypothèses de calcul sont :

a) La ligne de rupture divise la dalle en plusieurs régions appelées régions rigides, et elles sont supposées rester planes.

b) Les lignes de rupture sont des lignes droites et se terminent toujours sur le pourtour de la dalle.

c) Une ligne de rupture entre deux régions rigides doit passer par l'intersection des axes de rotation de ces régions.

d) L'axe de rotation se trouve toujours le long du support.

e) La ligne de rupture négative est toujours répandue le long de l'axe de rotation de la région rigide.

f) Les lignes de rupture qui sont causées par les moments de flexion positifs sont appelées lignes de rupture positives et sont représentées par une ligne continue en zigzag. Les lignes de rupture qui sont causées par les moments de flexion négatifs sont appelées lignes de rupture négatives et sont représentées par une ligne discontinue.

Conventionnellement on désignera :

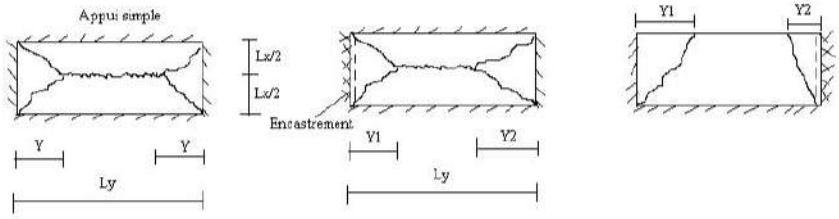
-Un côté libre par un trait sans hachures.

-Un appui simple par une hachure.

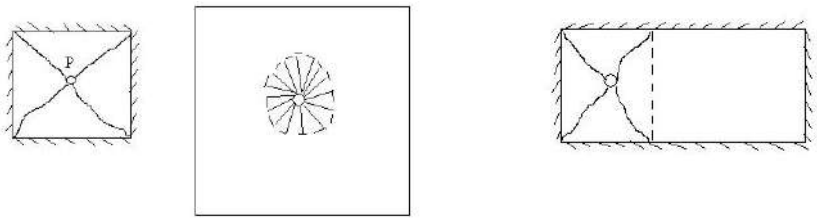
- Un encastrement par une double hachure.

Exemples de fissuration de dalle

a) **Cas des charges réparties**



b) **Cas des charges réparties concentrées**



Calcul des moments (principe du travail virtuel)

Le calcul des moments de flexion des lignes de rupture se base sur le principe du travail virtuel qui consiste à évaluer le travail provoqué par les charges externes, il sera appelé travail externe, et à évaluer le travail provoqué par les moments internes, il sera appelé travail interne. Le principe du travail virtuel consiste donc à poser l'équation d'équilibre la somme des travaux égale à zéro.

$$\sum \text{des Travaux Externes} - \sum \text{des Travaux Internes} = 0$$

a) Travail externes

Le travail externe est égale au produit de la force concentrée par son déplacement

$$T_{ext} = P.f$$

Pour le cas particulier de la charge répartie :

T_{ext} = charge répartie x Surface x déplacement du centre de gravité de la surface

b) Travail internes

Le travail interne est égal au produit du moment par la projection de la ligne de rupture sur l'axe de rotation par l'angle de rotation de la région rigide sur son axe.

$$T_{int} = M.l.\theta$$

Le principe du travail virtuel nous permet d'évaluer le moment de flexion en fonction de la charge externe appliquée sur la dalle.

Annexe 6

Ferraillage transversal des poutres

L'acier choisi pour le ferraillage transversal est de type barres à haut adhérence . F_eE40

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

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

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

Annexe 7

Recommandations selon les règlements en Ferraillage des poteaux

Selon le CBA93

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

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

Selon le RPA verion2003 Art 7.4.2.1:

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

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

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

- Le diamètre minimum est de 12 mm.
- La longueur minimale des recouvrements est de : 50 Ø en zone III.
- La distance maximale entre deux barres voisines sur une même face ne doit pas dépasser : 20 cm en zone III.
- La zone nodale est bornée par la face supérieure du plancher et h'.

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

h_e : la hauteur d'étage.

Sollicitations extrêmes pour le ferraillage

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

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

Etat limite de stabilité de forme

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

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

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

Avec :

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

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

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

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

l_f : Longueur de flambement.

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

e_2 : Excentricité additionnelle, due aux imperfections géométriques.

e_2 : Longueur libre.

Annexe 8

Les armatures transversales des poteaux

$$A_t = \frac{\rho_a\ t\ T_u}{h_1\ f_e}$$

T_u : Effort tranchant.

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

2.50 si : $\lambda \geq 5$

3.75 si : $\lambda < 5$

$$\lambda = \frac{L_f}{i}$$

t : est l'espacement des armatures transversales

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

$\emptyset_l$: Diamètre minimal des armatures longitudinales.

h_1 : La hauteur totale de la section brute.

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

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

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

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

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

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

Annexe 10

Les armatures horizontales des voiles

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

a) Selon le CBA93

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

Diamètre d'armatures horizontales.$\emptyset_h$:

Diamètre d'armatures verticales.$\emptyset_v$:

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

b) Selon le RPA2003

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

Annexe11

Ferraillage des linteaux

$\tau_b \leq 0.06 f_{c28}$Flexion simple

$$\tau_b \geq 0.06 f_{c28} \text{Traction / compression}$$

$$\tau_b = \frac{\bar{V}}{b_0 d} \quad , \quad \bar{V} = 1.4 V_u$$

Ferraillage des linteaux en flexion simple ($\tau_b \leq 0.06 f_{c28}$)

On devra disposer

- Des aciers longitudinaux A_l.
- Des aciers transversaux A_t.
- Des aciers en partie courante (aciers de peau) A_c.

a) Aciers longitudinaux

$$A_l \geq \frac{M}{Z f_e} \quad , \quad Z = h - 2c \quad , \quad M = 1.4 M_u$$

b) Aciers transversaux

On doit savoir si notre linteau est court ou long avec la vérification suivante :

$$\lambda = \frac{l}{h} \quad \Rightarrow \begin{cases} \lambda > 1 & \text{linteau long} \\ \lambda < 1 & \text{linteau court} \end{cases}$$

Linteau long

$$S \leq \frac{A_t * f_e * Z}{\bar{V}}$$

S : Espacement des cours d'armatures transversales.

A_t : Section d'un cours d'armatures transversales.

$Z = h - 2d'$

$\bar{V} = 1.4 V_u$

Linteau court :

$$S \leq \frac{A_t * f_e * l}{\bar{V} + (A_t * f_e)}$$

$$V = \min(V_1 \, ; \, V_2)$$

$$V_2 = 2 * V_u \quad , \quad V_1 = \frac{M_{ci} + M_{cj}}{l_{ij}}$$

Avec $M_{ci}\ et M_{cj}$moments résultants ultimes des sections d'about à gauche et à droite du linteau du portée l_{ij} et calculés par :

$$M_c = V_l * f_e * Z$$

Ferraillage des linteaux en Traction / Compression ($\tau_b \geq 0.06 f_{c28}$)

Aciers diagonales :

Les efforts (M,V) sont repris suivant des bielles diagonales (de compression et de traction) suivant l'axe moyen des armatures diagonales A_Dà disposer obligatoirement.

$$A_D = \frac{V}{2f_e sin\alpha}$$

$$\alpha = Arctg\left(\frac{h - 2d'}{l}\right)$$

Ferraillage minimal (RPA v2003 Art.7.7.3.3)

a) **Armatures longitudinales**

$$(A_l, A_l') \geq 0.15\% \ (b * h)$$

b) **Armatures transversales**

$$Pour : \tau_b \leq 0.025 f_{c28} \quad \Rightarrow \quad A_t \geq 0.0015 \ b * s$$
$$Pour : \tau_b > 0.025 f_{c28} \quad \Rightarrow \quad A_t \geq 0.0025 \ b * s$$

s : Espacement entre les cadres

c) **Armatures de peau**

$$A_c \geq 0.002 * b * h$$