REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

UNIVERSITE YAHIA FARES DE MEDEA



Faculté de **T**echnologie

Mémoire de fin d'études de Master

Filière : Génie Civil

Spécialité : Structures

Thème

Etude d'un hôtel implanté dans une zone de moyenne sismicité en Sous-Sol + RDC + 5 Etages

Présenté par

BENTEGRI Yasmine

HANNACHI Khadidja

Dirigé par

Dr. TOUZOUT Mohamed Amine

Promotion Juin 2022

REMERCIEMENTS

Nous tenons tout d'abord à remercier ALLAH pour nous avoir guidés vers le bon chemin de la lumière et du savoir et pour nous avoir donné du courage et de la volonté afin de pouvoir réaliser ce modeste travail.

Nos remerciements à nos parents, pour leurs soutiens et leur encouragement pendant toute la vie, et qui vont continuer à nous aider dans tous les projets de l'avenir, ainsi que tous les membres de nos familles qui ont participé de près ou de loin à nous encourager et nous aider dans notre projet.

Nous tenons à exprimer notre profond remerciement à notre promoteur, Dr. TOUZOUT Mohamed Amine, pour l'encadrement de ce mémoire, son aide, sa patience et sa confiance qu'il nous a accordés. Nous tenons à remercier aussi les membres de jury pour avoir accepté de juger notre travail.

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

Enfin, nous remercions tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à la réalisation de ce mémoire.

DÉDICACE

Je dédie ce travail en signe de respect et de reconnaissance :

Á celui qui m'a toujours dirigé, guidé, aidé et encouragé afin de me voir affronter la vie avec sérénité et courage, à l'homme qui a toujours souhaité me voir à la hauteur, " mon père ".

Á celle qui a tout donné, tout sacrifié, à la femme qui règne sur mon cœur, " ma mère ".

Á mon cher frère Abdeallah.

Á mes chères sœurs Nadia et Anfel et toute ma famille.

Á mon binôme HANNACHI Khadidja qui a contribué à la réalisation de ce modeste travail.

Enfin et surtout Á mon très cher amie SAFAR ZITOUN Amel, Merci pour ton soutien moral et d'être la toujours pour moi.

B.YASMINE

DÉDICACE

Je dédie ce travail en signe de respect et de reconnaissance :

Á celui qui m'a donné la volonté de savoir, d'apprendre et d'observer les choses spontanément, " mon cher père ".

Á celle qui m'a tout donné, tout sacrifié, ma fierté et mon symbole dans la vie, "ma chère mère ".

Á l'homme qui m'a toujours encouragé, qui m'a incité à faire mon mieux. Merci pour ton soutien continu mon mari.

Á ma chère sœur Meriem.

Á mon cher frère Hamza Med Taha.

Á la meilleur Nadia.

Á la belle famille.

Á mon binôme BENTEGRI Yasmine qui a contribue à la réalisation de se modeste travail.

Á ma chère amie Safar zitoun Amel.

H.KHADIDJA

ملخص

يهدف هذا المشروع إلى هيكلة و دراسة فندق يتألف من (طابق سفلي + طابق أرضي + خمسة طوابق) و المقرر بناؤها بولاية (المدية) و المصنفة ضمن المنطقة الزلزالية القوية IIb.

مقاومة البناية لكل الحمولات العمودية و الأفقية محققة بواسطة نظام العارضات و الأعمدة +الجدران المسلحة.

قياس الأبعاد و نتائج كل العناصر المقاومة تم طبقا للمعايير والقوانين المعمول بها في الجزائر:

- القواعد الجزائرية المقاومة للزلازل (RPA99 version 2003)
- قواعد الخرسانة المسلحة .(CBA93)

تمت الدراسة الزلزالية وفق الطريقة الرقمية التي تعتمد أساسا على طريقة العناصر المنتهية باستعمال تقنية حساب الهياكل باستعمال برنامج (SAP2000 V 21) .

وفي الأخير قمنا بدراسة البنية التحتية للبناية وهذا بحساب الأساسات.

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

Résumé

Ce projet consiste à étudier la structure d'un hôtel en béton armé à usage d'habitation et commercial en SS+ RDC + 5 étages, qui sera implantée à la willaya de Médéa, classée comme une zone de forte sismicité (Zone IIb). La résistance de la structure aux charges horizontales et verticales est assurée par un système des portiques contreventés par des voiles.

Le dimensionnement et le calcul du ferraillage de tous les éléments résistants ont été établis conformément aux règlements algériens en vigueur : les règles parasismiques algériennes (RPA99) version 2003 et les règles de conception et de calcul des structures en béton armé (CBA93)

L'étude sismique a été menée suivant la méthode numérique basée sur la méthode des éléments finis moyennant le logiciel « SAP2000 V21»

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

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

Abstract

This project deals with the study of a building with (Underground + Ground + 5 stories) in the state of Mèdèa**,** this is classified in a strong seismicity region (**IIb**)**.** The resistance of structure to horizontals loads ensured by a system (frame system with shear walls).

The measurements and the design of reinforcement of all elements were according with the Algerian standards (RPA99 version2003 and CBA93). The seismic analysis has been realized by the numerical method based on finite elements method, using the program **(SAP2000 V 21).**

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

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

TABLE DES MATIERES

Remerciement……

Dédicace…….

Résumé……

Sommaire ……...

Liste des figures……

Liste des tableaux…….

Notation et symboles Les plans……..

Introduction générale……..

CHAPITRE I : PRESENTATION DE L'OUVRAGE

I.1. Introduction…….2

I.2. Destination et situation……2

I.3. Caractéristiques géométriques de l'ouvrage……2

I.3.1. Dimensions en plan……..2

I.3.2. Dimensions en élévation…….....4

I.4. Conception de la structure……...5

I.4.1. Ossature de l'ouvrage……...5

I.4.2. Planchers…….5

I.4.3. Maçonnerie…….5

I.4.4. L'acrotère ……..5

I.5. Caractéristique mécaniques des matériaux …….5

I.5.1. Béton ……...5

I.5.2. Ciment…….....6

I.5.3. Granulats……6

I.5.4. Béton armé…….6

I.5.4.1. Résistance du béton…….6

a) Résistance caractéristique à la compression…….....6

b) Résistance caractéristique à la traction……....7

I.5.4.2. Coefficient de Poisson (υ) ……..7

I.5.4.3. Module de déformation longitudinale…….....7

I.5.5. Acier……7

I.6. Principe de calcul du CBA 93 ……..7

CHAPITRE II : PREDIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS STRUCTURAUX

II.1. Introduction ……9

II.2 .Pré dimensionnement des planchers……9

II.2.1. Plancher à corps creux…….9

II.2.2. Les dalles pleines ……10

II.3. Evaluation des charges et surcharges ……11

II.3.1. Maçonnerie……..11

II.3.1.a. Murs extérieurs (double-cloison) ……...11

II.3.1.b. Murs intérieurs (simple cloison)…….12

II.3.2.Plancher en corps creux……12

II.3.2. a. Plancher terrasse ……...12

II.3.2.b. Plancher courant ……13

II.3.3. Dalle pleine ……15

II.3.4. Dalle pleine d'étage ……15

II.4.Pré dimensionnement des poutres ……..16

II.5. Les poteaux……17

II.5.1. Etapes de prédimensionnement ……..17

II.5.2. Choix du poteau le plus sollicité ……....18

II.5.3. Dimensions des poteaux ……18

II.5.4. Calcul de la longueur de flambement Lf……...18

II.5.5. Calcul de l'effort $\overline{N}_U$……..20

II.5.6. Détermination des charges et surcharges……20

II.6.Descente des charges……...20

II.6.1. Charges d'exploitation……20

a) Charges permanentes et Nu……21

b) Vérification selon le RPA99v2003…….22

c) Vérification selon le RPA99v2003……..…22

II.7.Pré dimensionnement des voiles ……..…23

CHAPITRE III : CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES

III.1. Acrotère……24

III.2. Plancher à corps creux……..25

III.2.1. Les poutrelles …….....25

III.2.1.1. Avant coulage…….25

III.2.1.2. Après coulage……..25

a) Poutrelle à 2 travées…….....26

- Plancher terrasse ……26
- Plancher étage courant ……27

b) Poutrelle à 3 travées……..27

a) RDC et 1 er étage …….....28

III.2.1.2.1 Calcul des Armatures longitudinales ……29

III.2.1.2.2 Calcul des Armatures transversale ……30

III.2.1.2.3 Vérification de la flèche……30

III.2.2. Dalle de compression …….31

III.3. Dalle pleine ……32

III.3.1. Méthode du calcul……..32

III.3.1.1. Définition……32

III.3.1.2 Principe de calcul…….33

a) Travail externe……....33

b) Travail interne…….....33

III.3.2.. Calcul de ferraillage……..35

III.3.2.1. Armature longitudinales…….…35

III.3.2.2. Verification à l'ELS……35

III.3.2.3. Vérification de l'effort tranchant a ELU…….36

III.3.2.4. Vérification de la flèche……..36

III.3.3 :Dalle encastré a quatre coté……36

III.3.3.1. Calcul de ferraillage……38

III.3.3.2.. Armature longitudinales…….38

III.3.3.2.1. Verification à l'ELS…….…38

III.3.3.3. Vérification de l'effort tranchant a ELU ……..38

III.3.3.4. Vérification de la flèche ……39

III.5.Les escaliers……40

III.5.1.Terminologie……...40

III.5.2. Escaliers hélicoïdale……..……....40

III.5.2.1.Prédimensionnement ……..……..40

A. Dimensionnement :……..41

B. Détermination des efforts……41

C. Récapitulations……..……..43

III.5.2.2..Ferraillage des escaliers……44

D. Condition de non fragilité ……...44

E. Les armatures de répartition……44

1) Vérification de l'espacement ……44

2) Vérification de l'effort tranchant……44

3) Vérification à l'E.L.S ……..45

4) Vérification de la flèche …….....45

III.5.2.3. -Calcul des consoles…… …45

1) Console, sur laquelle repose l'escalier ……45

2) .Calcul des efforts ……46

3) Ferraillage ……47

4) Vérification……..46

A. Vérification de l'effort tranchant ……46
B. Armatures transversales ……47
C. Vérification de la section minimale……..47
D. Vérification au voisinage de l'appui……....47
E. Vérification à l'E.L.S ……..48
F. Vérification de la flèche ……..48
III.5.3.Escaliers trois volèe ……49
III.5.3.1.Prédimensionnement……49
III.5.3.3.Ferraillage des escaliers à l'ELU……52
III.5.3.4.Vérification à l'ELS ……....52
III.5.3.5.Vérification de la flèche……53
III.5.4.Calcul de la poutre palière……53
III.5.4.1.Prédimensionnement ……53
III.5.4.2. Evaluation des charges ……..54
III.5.4.3.Ferraillage de la poutre palière ……54
III.5.4.3.1 Vérification de la flèche ……54
III.6.Dalle machine……..55
III.6.1.Introduction……..55
III.6.2.Détermination de l'épaisseur ……55
III.6.3.La charge permanente et la charge d'exploitation……55
III.6.4.Calcul du Ferraillage……..56
III.6.4.1 Verification de l'effort trenchant……57
III.6.4.2.Vérification de la flèche……..57
III.7.La coupole ……57
III.7.1.Matériaux et dimensions……58
a) Le verre ……..58
b) Les cornières en charpente métallique …….....58

CHAPITRE IV : ETUDE DYNAMIQUE

IV.1.Introduction ……59
IV.2.Disposition des voiles……59
IV.3.Caractéristique dynamique de la structure……60
IV.3.1 Centre de masse ……60
IV.3.2 Centre de torsion ……60
IV.3.3 Calcul centre de mass et centre de torsion [Art 3.5.1-a RPA99v2003]……...61

IV.3.4 Excentricité ……61
IV.3.4.1 Excentricité théorique ……..61
IV.3.4.2 Excentricité accidentelle : [RPA 99 version 2003 Art 4.2.7] ……..61
IV.3.4.3.Effet de la torsion accidentelle : [RPA 99 version 2003 Art 4.3.7]…….62
IV.4.Choix de la methode de calcul ……62
IV.4.1.Méthodes utilisables [Art 4.1.1 RPA99v2003] ……62
IV.5.1Methode dynamique modale spectrale……..63
IV.5.1 Principe ……63
IV.5.2 Modélisation…….....63
IV.5.3 Spectre de réponse de calcul [ART 4.3.3 RPA99V2003] ……63
IV.5.4 Facteur de correction d'amortissement η ……....64
IV.5.5 Coefficient de comportement R [Art 3.4 RPA99 v2003] ……....63
IV.5.6 Justification du coefficient de comportement R……64
IV.5.7.Facteur de qualité Q [Tab.4.4 RPA99V2003]……65
IV.5.8.Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site T1,T2 [Tab 4.7 RPA99v2003]….66
IV.6.Résultats et vérifications de l'analyse dynamique ……66
IV.6.1.Vérification de participation massique [Art 4.3.4.a RPA99v2003]……..67
IV.6.2.Vérification de la force sismique V à la base [Art 4.3.6 RPA99v2003]……...68
IV.6.3 Calcul de la force sismique statique [Art 4.2.3 RPA99v2003] ……68
IV.6.4 Vérification de la stabilité au renversement [Art 4.4.1 RPA99v2003]…….70
IV.6.4.1 Le moment de renversement……..70
IV.6.4.2 Le moment stabilisant……71
IV.6.5.Vérification des déplacements inter-étages [Art 4.4.1 RPA99v2003……..72
IV.6.6.Vérification de cisaillement des éléments ……73
IV.6.6.1.Les poutres [Art A.5.1 CBA93] ……73
IV.6.6.3.Les poteaux [Art 7.4.3.2 RPA99v2003] ……74
IV.6.7.Vérification de l'effort normal réduit à la base : [Art 7.1.3.3 RPA99v2003]……74
IV.7 Les voiles ……76
IV.7.1Vérification vis à vis de l'effet P-Δ [Art 5.9 RPA99v2003]……..76

CHAPITRE V:FERRAILLAGE DES ELEMENTS RESISTANTS

V.1.Introduction ……78

V.2.Ferraillage des poutres ……78

V.2.1.Recommandation des règlements……78

V.2.2.Ferraillage longitudinal des poutres ……78

V.2.3.Vérification des contraintes à l'ELS……79

V.2.4.Vérification de la flèche ……80

V.2.5.Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU……..81

V.2.6.Ferraillage transversal des poutres ……82

V.3.Ferraillage des poteaux ……82

V.3.1.Armatures longitudinales ……82

V.3.1.1.Recommandations selon les règlements……82

V.3.1.2.Sollicitations extrêmes pour le ferraillage……83

V.3.1.3.Vérification des contraintes à l'ELS ……..…..83

V.3.2.Détermination des armatures transversales :……..……..85

A. Calcul de la contrainte de cisaillement τu…….……85

B. Contrainte tangente admissible $\overline{\tau u}$……..…….…….85

C.Vérifications des contraintes tangentielles…….……86

D.Calcul des armatures transversales…….……87

V.4. Ferraillage des voiles……89

V.4.1.Ferraillage des trumeaux (voile plein)……89

V.4.1.1.Calcul d'armatures verticales ……..89

- Ferraillage des trumeaux du voile plein……..…….….90

V.4.1.2.Vérification des contraintes à l'ELS……..……..92

a) Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU ou ACC..……..…..93

V.4.1.3.Armatures horizontales …….……..93

V.4.1.4. Armatures transversales …….……94

V.4.2.Ferraillage des linteaux ……..….94

V.4.2.1.Ferraillage des linteaux en flexion simple ($\boldsymbol{\tau_b \leq 0.06 f_{c28}}$)……..94

A. Aciers longitudinaux ……..…..95

B. Aciers transversaux ……..……95

V.4.2.2.Ferraillage des linteaux en Traction / Compression ($\tau_b \geq 0.06 f_{c28}$……95

A. Aciers diagonales ……95

- Ferraillage minimal : RPA2003 « Art 7.7.3.3 »……..95

a) Armatures longitudinales……..…95

b) Armatures transversales ……...95

c) Armatures de peau……95

CHAPITRE VI : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

VI.1. Introduction……97

VI.2. Types de fondations……97

VI.3.1. Caractéristiques du sol…….…….97

VI.3.2. Choix du type de fondations……..…...98

VI.3.1.1. Vérification du chevauchement des semelles…….....98

VI.4. Méthode de calcul ……..99

VI.4.1. Semelle isolée sous poteau……99

VI.4.1.1.a.Calcul de Ferraillage…….99

VI.4.2. Semelle filante (continue) ……100

VI.4.2.1. Dimensionnement des semelles…….100

VI.4.2.2. Vérification du chevauchement entre les semelles filantes……...100

VI.4.2.3.Dimensionnement de la poutre de libage pour la semelle sous plusieurs poteaux……100

VI.4.2.4.Vérification des contraintes sous la semelle à l'ELS…….....101

VI.4.2.5. Vérification de la stabilité au renversement RPA 2003 Art 10.1.5 ….…….102

VI.5.Calcul de Ferraillage……102

VI.5.2. Sous plusieurs poteaux ……102

VI.5.2.1. Transversalement ……102

VI.5.2.1.a Armatures principales ……103

VI.5.2.1.b Armature de répartitions……103

VI.5.2.2. Longitudinalement ……..104

VI.5.2.2.a. Calcul des armatures longitudinales……..104

VI.5.2.2.b. Vérification des contraintes à l'ELS…….104

VI.5.2.2.c. Vérification du cisaillement de la poutre de libage CBA 91 Art.5.2.4.2……...104

VI.5.2.2.d. Armatures transversales……..104

VI.5.2.2.e. Armatures de peau selon CBA93 A.7.3…….105

VI. 6. Les longrines ……105

VI.6.1. Introduction ……105

VI.6.2. prédimensionnement……105

VI. 6.3. Recommandation des règlements……106

VI. 6.4. Ferraillage à l'Etat Limite Ultime……106

VI.6.5. Vérification des contraintes à l'état limite de service ……..107

VI.6.6. Calcul des armatures transversales……..107

LISTE DES FIGURES

Figure I.1 : Plan de RDC……2

Figure I .2 : Plan de 1ereEtage……..3

Figure I .3 : Plan Etage Courants……3

Figure I .4 : Plan terrasse……4

Figure I .5 : Coupe A-A……..4

Figure II .1: dimensionnement de plancher à corps creux ……...10

Figure II.2: mur simple cloison et mur double cloison ……....12

Figure II.3: Composants d'un plancher terrasse ……...12

Figure II.4 : Composants d'un plancher courant. ……13

Figure II.5: Composants de la dalle d'étage…… 15

Figure II.6:Dimensionnement de la poutre ……..16

Figure II.7 : Poteau plus sollicité ……19

Figure II.8 Section réduite (Br) du poteau circulaire……20

Figure II.9 Représentation du poteau le plus sollicité……21

Figure III.1 : Dimensions de l'acrotère et son schéma statique équivalent……25

Figure III.2 : Ferraillage de l'acrotère……25

Figure III.3 : Diagrammes des moments du plancher terrasse 2 travées a l'ELU ……27

Figure III.4 : Diagrammes des moments du plancher terrasse 2 travées a l'ELS ……..27

Figure III.5 : Diagrammes de l'effort tranchant à l'ELU du plancher terrasse 2 travé……..27

Figure III.6 : Diagrammes des moments du plancher étage courant 2 travée a l'ELU ……..28

Figure III.7 : Diagrammes des moments du plancher étage courant 2 travée a l'ELS……28

Figure III.8 : Diagrammes de l'effort tranchant à l'ELU du plancher étage courant 2 travée……28

Figure III.9 : Diagrammes des moments du RDC et 1 ère étage 3 travée a l'ELU ……...29

Figure III.10 : Diagrammes des moments du RDC et 1 ère étage 3 travée a l'ELS ……..29
Figure III.11 : Diagrammes de l'effort tranchant à l'ELU du RDC et 1 ère étage 3 travée …….29
Figure III.12 : Les sections considérées pour le calcul du ferraillage des poutrelles……..31
Figure.III.13 : Ferraillage des poutrelles en travée et aux appuis pour l'étage terrasse……..33
Figure III.14 : Disposition des armatures de la dalle de compression…….34
Figure III.15 : Les encastrements et les dimensions de la dalle pleine ……36
Figure III.16 : Les encastrements et les dimensions de la dalle pleine ……38
Figure III.17 : Travaille interne de la dalle……..39
Figure III.18 : schéma escalier…….42
Figure III.19: Schéma statique à l'E.L.U……..44
Figure III.20: Schéma statique à l'E.L.S……..45
Figure III.21:.Schéma statique de la console……48
Figure III.22 : Schèma statique d'une volèe d'escalie…….....52
Figure III.24 :Diagrammes des moments et de l'effort tranchant a L'ELU et L'ELS ……..54
Figure III.27 : Schéma équivalent de la poutre palière……56
Figure III.28 : Les encastrements et les dimensions de la dalle……..59
Figure.III.30. Vue de dessus de la coupole……..61
Figure.III.31. Cornière en T…….61
Figure IV.1 : Déposition des voiles (vue 3D)……..62
Figure IV.2: Vérification de comportement des trois premiers modes……70
Figure 0.1 : Disposition de ferraillage pour les poutres porteuses……..86
Figure 0.2: Disposition de ferraillage pour les poutres non porteuses…….86
0.3 : Disposition du ferraillage de S-Sol et RDC…….93
Figure 0.4 : Disposition du ferraillage de 1ere étage et les étages courant ……93
Figure 0.5 : Disposition du ferraillage des linteaux……..101
Figure 0.6 : Disposition du ferraillage des voiles…….101
Figure VI.1 : Disposition des semelles isolées et filante et vérification du chevauchement……..102
Figure VI.2 : Le ferraillage de semelle isolè 1…….. 103
Figure VI.3: Le ferraillage de semelle filent ……105
Figure VII.4 : Disposition des armatures de longrine……107

Liste des Tableaux

Tableau I.1 : Les types d'aciers utilisés et leurs nuances……..…8

Tableau II.1 : charge permanente du mur double cloison…….11

Tableau II.2 : charge permanente du mur simple cloison…….12

Tableau II .3 : Charge permanente terrasse inaccecible ……..13

Tableau II .4. Charge permanente Plancher courant…….14

Tableau II .5 : charges d'exploitation……...14

Tableau II .6 : charges d'exploitation de 1^{er}ètage ……..14

Tableau II .7 : Charge permanente pour la dalle de terrasse……15

Tableau II .8 : Charge permanente de la dalle d'étage……..……..16

Tableau II.9: Prédimensionnement des poutres……...17

Tableau II .10: pré-dimensionnement des poteaux……..…...19

Tableau II .11 : Détermination de la longueur de flambement poteau circulaire……20

Tableau II .12: calcule de $\overline{N}_U$……..21

Tableau II.13 : Détermination des charges d'exploitations……..……..22

Tableau II.14: Vérifications du ($1.1N_U \leq \overline{N}_U$)…….……..22

Tableau II.15 : Vérifications de coffrage des poteaux ……..24

Tableau II.16 : Vérifications de coffrage des poteaux. …….....24

Tableau II.17 : Dimensions des voiles……24

Tableau.III.1 : Efforts appliqués à l'acrotère et le ferraillage adopté…….25

Tableau.III.2 : Calcul du moment et effort tranchant des poutrelles à 2 travées de terrasse à l'ELU…….27

Tableau.III.3 : Calcul du moment des poutrelles à 2 travées de terrasse à l'ELS…….27

Tableau.III.4 : Calcul du moment et effort tranchant des poutrelles à 2 travées de l'étage courant à l'ELU……28

Tableau.III.5 : Calcul du moment des poutrelles à 2 travées de l'étage courant à l'ELS……..…28

Tableau.III.6 : Calcul du moment et effort tranchant de RDC et 1 ère étage a l'ELU……29

Tableau.III.7 : Calcul du moment de RDC et 1 ère étage à l'ELS……..…29

Tableau III.8 : Les moments maximums aux appuis et en travées …… …30

Tableau III.9 : Calcul du ferraillage des poutrelles aux appuis et en travée……31

Tableau III.10: Vérification de la contrainte du béton à l'ELS……31

Tableau III.11 : Vérification de la contrainte de cisaillement à ELU……32

Tableau III.12 : Vérification de la flèche……33

Tableau III.13 : Travaille externe de la dalle…….. ……36

Tableau III.14 : Travaille interne de la dalle. …….. ……....36

Tableau III.15 : Combinaisons des charges de la dalle pleine…….. ……..37

Tableau III.16 : Calcul de ferraillage (armatures longitudinales) de la dalle pleine……37

Tableau III.17 : Vérification contrainte à ELS……38

Tableau III.18 : Vérification des contraintes de cisaillement à ELS……38

Tableau III.19 :Travaille externe de la dalle……38

Tableau III.20 :Travaille interne de la dalle…….....39

Tableau III.21 : Combinaisons des charges de la dalle pleine…….....40

Tableau III.22 : Calcul de ferraillage (armatures longitudinales) de la dalle pleine ……..40

Tableau III.23 : Vérification contrainte à ELS……40

Tableau III.24: Vérification des contraintes de cisaillement à ELS…….....41

Tableau III.25: Evaluation des charges permanentes du la paillasse de l'escalier……..….43

Tableau III.26:Combinaison des charges de l'escalier……44

Tableau III.27: Récapitulations des efforts internes……45

Tableau III.28: les données……..45

Tableau III.29: Calcul des sections d'acier de l'escalier……...46

Tableau III.30: Les armatures de répartition……47

Tableau III.31: Vérification de l'espacement. ……47

Tableau III.32: Vérification à l'E.L.S ……48

Tableau III.33: Calcul des sections d'acier de la console……49

Tableau III.34: Vérification à l'E.L.S…… 50

Tableau III.35:Vérification de la flèche…….. 51

Tableau III.36: Evaluation des charges permanentes du palier de repos de l'escalier……53

Tableau III.37: Evaluation des charges permanentes de la paillasse de l'escalier……...53

Tableau III.38: Sollicitations obtenues à l'ELU appliquées à l'escalier……..54

Tableau III.39: Sollicitations obtenues à l'ELS appliquées à l'escalier……..54

Tableau III.40 : Calcul des sections d'acier de l'escalier……..…55

Tableau III.41 : Vérification de la contrainte tangentielle……55
Tableau III.42: Vérification à l'E.L.S……...55
Tableau III.43 : Vérification de la flèche de l'escalier……..56
Tableau III.43 : Prédimensionnement de la poutre palière……..57
Tableau III.44 : Ferraillage de la poutre palière……57
Tableau III.45 : Vérification à l'E.L.S de la poutre palière ……57
Tableau III.46 : Calcul de la section d'armature transversale de la poutre palière……58
Tableau III.47 : Vérification des contraintes tangentielles Au voisinage de l'appui de rive……58
Tableau III. 48. Les charges concentrées……..59
Tableau III. 49. Les charges de la dalle machine…… .59
Tableau III. 50 : Section d'armatures longitudinales dans la dalle machine…….60
Tableau III. 51 : Vérification de l'effort tranchant de la dalles machine……..60
Tableau III. 52 : Vérification au poinçonnement……..60
Tableau IV.1 : Calcul du centre de mass et centre de torsion…….. ……64
Tableau IV.2 : calcul de l'excentricité théorique……..64
Tableau IV.3 : calcul de l'excentricité accidentelle……..65
Tableau IV.4 : Justification du coefficient de comportement R suivant X…….. 67
Tableau IV.5 : Justification du coefficient de comportement R suivant X (%)……67
Tableau IV.6 : Justification du coefficient de comportement R suivant ……..68
Tableau IV.7 : Justification du coefficient de comportement R suivant Y (%)……68
Tableau IV.8: Valeurs des pénalités Pq……69
Tableau IV.9: Vérification de comportement des trois premiers modes……..70
Tableau IV.10 : vérification de participation massique……71
Tableau IV.11 : Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul……..73
Tableau IV.12 : les forces sismiques de chaque niveau……...74
Tableau IV.13 : calcul du moment de renversement……..74
Tableau IV.14 : calcul du moment stabilisant……..75
Tableau IV.15: Vérification de stabilisation……75
Tableau IV.16: Vérification des déplacements inter-étage suivant x……76
Tableau IV.17 : Vérification des déplacements inter-étage suivant y……..76
Tableau IV.18 : Vérification de cisaillement des poutres……77
Tableau IV.19 : Vérification de cisaillement des poteaux……77
Tableau IV.20 : Vérification de l'effort normal réduit à la base…….. …78
Tableau IV.21 : les nouvelles sections choisis…… .78

Tableau IV.22: Vérification de cisaillement des voiles suivant X……79
Tableau IV.23: Vérification de cisaillement des voiles suivant Y……79
Tableau IV.24 : Vérification l'effet P-Δ suivant X et Y……80
Tableau V.1 : Les données de calcul……..83
Tableau 0.2: La section calculée d'armatures des poutres porteuses……83
Tableau 0.3: La section choisie d'armatures des poutres porteuses……..83
Tableau 0.4 : Vérification des contraintes des poutres à l'ELS…….84
Tableau 0.5: Vérification de section d'armatures……..84
Tableau 0.6: Vérification de la flèche des poutres principales……..……85
Tableau V.7 : Vérification de la flèche……..…….85
Tableau 0.8: La section d'armatures transversales…….88
Tableau 0.9: La section d'armatures des poteaux à l'ELU et l'ELA……..……..89
Tableau 0.1: Vérification des contraintes à l'ELS……91
Tableau V.11: Vérifications des contraintes de cisaillement dans les poteaux carre……..……93
Tableau 0.12: La section d'armatures transversales des poteaux……..……..94
Tableau V.13 La section calculée d'armatures verticales du voile (Suivant)……..……95
Tableau V.14: La section choisie d'armatures verticales du voile plein…….……95
Tableau V.15 : La section calculée d'armatures verticales du voile (Suivant X)……96
Tableau V.16 : Vérification des contraintes des voiles (Suivant Y)……..… .96
Tableau V.17 : Vérification des contraintes de cisaillement des voiles…….…..97
Tableau V.18 : La section d'armatures horizontales des voiles…….…..97
Tableau 0.19: Choix de la méthode de calcul…….98
Tableau 0.20 : Calcul des armatures…….. ……98
Tableau VI.1 : Dimensions des semelles……98
Tableau VI.2 : Dimensionnement des semelles isolées circulaire l'ELS……98
Tableau VI.3 : Vérification de l'excentricité……99
Tableau VI.4 : Dimensionnement des semelles filantes à l'ELS…….99
Tableau VI.5 : Vérification du chevauchement entre les semelles filantes……..……99
Tableau VI.6 : Dimensionnement de la poutre de libage……..…100
Tableau VI.7 : Vérification des contraintes sous la semelle filante à l'ELS……...100
Tableau VI.8 : Vérification de la stabilité au renversement…….101
Tableau VI.9 : Vérification l'excentricité des semelles filantes sous un poteau……..102
Tableau VI.10 : Ferraillages des armatures principales de la semelle……..103
Tableau VI.11 : Ferraillages des armatures de répartition de la semelle……..103

Tableau VI.12 : Détermination des valeurs de (q) de la poutre de libage…….104
Tableau VI.13 : Détermination des sollicitations de la poutre de libage……..104
Tableau VI.14 : Calcul des armatures longitudinales de la poutre de libage à L'ELU……104
Tableau VI.15 : Vérifications des armatures longitudinales de la poutre de libage à l'ELS…….105
Tableau VI.16 : Calcul des armatures transversales de la poutre de libage……..105
Tableau VI.17 : Ferraillage longitudinal des longrines…….107
Tableau VI.18 : Vérification de contrainte à L'ELS des longrines……...107
Tableau VI.19 : Calcul des armatures transversales des longrines……...107

Notations

Majuscules romaines

A : Section d'acier tendu.

A' : Section d'acier comprimé.

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

$A_{rép}$: armateur de réparation.

A_t : Section d'acier transversale.

B : Aire d'une section de béton.

B_r : Section réduite du béton d'un poteau.

L_{tot} : longueur total.

L_f : Longueur de flambement.

L_t : Largeur de la section tendue.

L_t : Largeur de la section comprimée.

E.L.S : Etat Limite de Service.

E.L.U : Etat Limite Ultime.

S.P.C : section partiellement comprimée.

S.E.C : section entièrement comprimée.

S.E.T: section entièrement tendue.

E_{vj} : Module de déformation longitudinale différée du béton.

E_{ij}: Module de déformation longitudinale instantanée du béton.

G : module d'élasticité transversale.

E_s : Module de déformation longitudinale de l'acier.

I : Moment d'inertie.

K: Rigidité.

Z: bras de levier.

M : Moment fléchissant.

M_0 : Moment isostatique.

M_t: Moment fléchissant en travée d'une poutre.

M_a : Moment fléchissant en appui d'une poutre.

M_u: Moment fléchissant à l'E.L.U.

M_{ser}: Moment fléchissant à l'E.L.S

N : Effort normal.

N_{ser} : Effort normal à l'E.L.S.

N_u : Effort normal ultime.

T_u , V_u: Effort tranchant ultime.

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

F : effort de traction.

R_a : Réaction à gauche.

R_b: Réaction à droite.

G : Charge permanente.

Q : Charge d'exploitation.

E,V : Charge sismique.

Minuscules romaines

h: Hauteur de la section du béton.

b : Largeur de la section du béton.

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

c, c' : Enrobage supérieur et inférieur.

d : Hauteur utile d'une section.

f : Flèche.

ep : épaisseur.

e_0 : excentricité.

a : épaisseur du voile.

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

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

f_e : Limite d'élasticité 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.

I_f: Longueur de flambement.

S_t, t : Espacement d'armature transversale.

S_{rep}: Espacement de répartition.

S_{ZN} : Espacement dans la zone nodale.

S_{Zc} : Espacement dans la courant.

ml : Métre linéaire.

Majuscules grecques

Δ : Variation.

Σ : sommation.

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

W : poids.

Minuscules grecques :

α: Coefficient fonction de l'élancement du poteau.

β :bras de levier réduit.

γ : Coefficient de sécurité.

ε: Déformation relative.

η: Coefficient de fissuration.

λ: Élancement mécanique.

μ: Coefficient de frottement.

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

ν: Coefficient de POISSON.

ρ : Rapport de deux dimensions.

σ : Contrainte normale.

σ_m: Contrainte normale.

τ : Contrainte tangentielle.

δ: Déplacement d'un niveau.

ξ: Amortissement.

Autres notations

Acc : Etat accidentel.

BA: Béton armé.

FeE : Nuance de l'acier.

HA : Haut adhérence.

C.V : Condition vérifiée.

C.N.V : Condition non vérifiée.

RDC : Rez-de-chaussée.

EC : Etage courant.

Terr : Terrasse

INTRODUCTION GENERALE

La conception d'une structure parasismique est un problème relativement complexe vu la nécessité de respecter les exigences de sécurité imposées par les règlements, ainsi que le côté économique en visant le meilleur rapport sécurité/prix, sans oublier l'aspect esthétique. Cela nécessite une connaissance de base touchant plusieurs disciplines en l'occurrence : le calcul des structures en béton armé, la mécanique des sols et les matériaux de construction. Cependant, la résistance d'une structure aux actions horizontales est principalement assurée par le système de contreventement de cette dernière. Pour les structures en béton armé, ce système de contreventement est constitué par des voiles et des portiques ou par l'un des deux.

Dans ce projet de fin d'études, on va essayer de mettre en évidence les connaissances acquises durant notre formation en Master - Génie Civil. Après une introduction générale, cette étude se décompose en six chapitres :

Le premier chapitre est dédié à la présentation de l'ouvrage ainsi que les caractéristiques des matériaux de construction utilisés. Le deuxième chapitre est consacré au prédimensionnement des éléments structuraux de notre Hôtel. Ensuite, le troisième chapitre présente le calcul des éléments secondaires. Le chapitre quatre et le chapitre cinq sont dédiés respectivement à l'étude dynamique et au ferraillage des éléments résistants de la structure. Dans cette partie, on a utilisé le logiciel de calcul SAP 2000 pour faire le calcul statique et dynamique des éléments structuraux de part, et d'autre part, on a utilisé le logiciel nommé EXPERT BA pour ferrailler les éléments résistants suivant les combinaisons et les dispositions constructives exigées par le CBA93 et le RPA99/version 2003. Dans le dernier chapitre s'attache à étudier l'infrastructure et choisir le type de fondation adéquat.

A la fin, nous clôturons ce travail par une conclusion générale en mettant en évidence les éléments et les cas les plus vulnérables trouvé avec la conception parasismique adoptée pour notre Hôtel.

CHAPITRE I

Présentation de l'ouvrage

CHAPITRE I : PRESENTATION DE L'OUVRAGE

I.1. Introduction

Ce chapitre va consacrer à la description générale de notre hôtel et donne un aperçu sur le site d'implantation et la zone sismique considérée selon le règlement en vigueur. Ainsi, pour donner les caractéristiques géométriques de la structure étudiée et les caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés dans cette dernière.

I.2. Destination et situation

Notre projet consiste à étudier et à calculer les éléments résistants d'une structure en béton armé à usage d'habitation et commercial d'un hôtel. Ce dernier a une forme irrégulière et un décrochement en élévation voir page 4, comportant : Un Sous sol(SS) + rez-de-chaussée (RDC) + Cinq (05) étages. Il sera implanté à «POLE URBAIN DE MEDEA», classée selon les règles parasismiques algériennes (RPA 99 version 2003) comme une zone de moyenne sismicité (zone IIb). Le site est considéré comme un site meuble (S3) avec une contrainte admissible de sol : **σ = 1,5 bars**.

Notre étude sera conforme aux exigences des règles de conception et de calcul des structures en béton armé (CBA93) .

I.3. Caractéristiques géométriques de l'ouvrage

I.3.1. Dimensions en plan

La structure présente une forme irrégulière dont les dimensions sont données par les Figures :

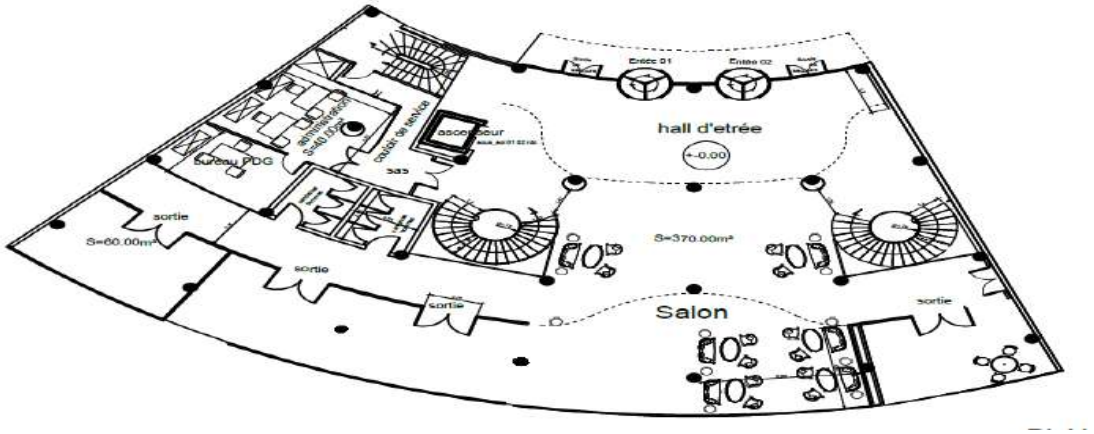


Figure I .1 : Vue en Plan du RDC

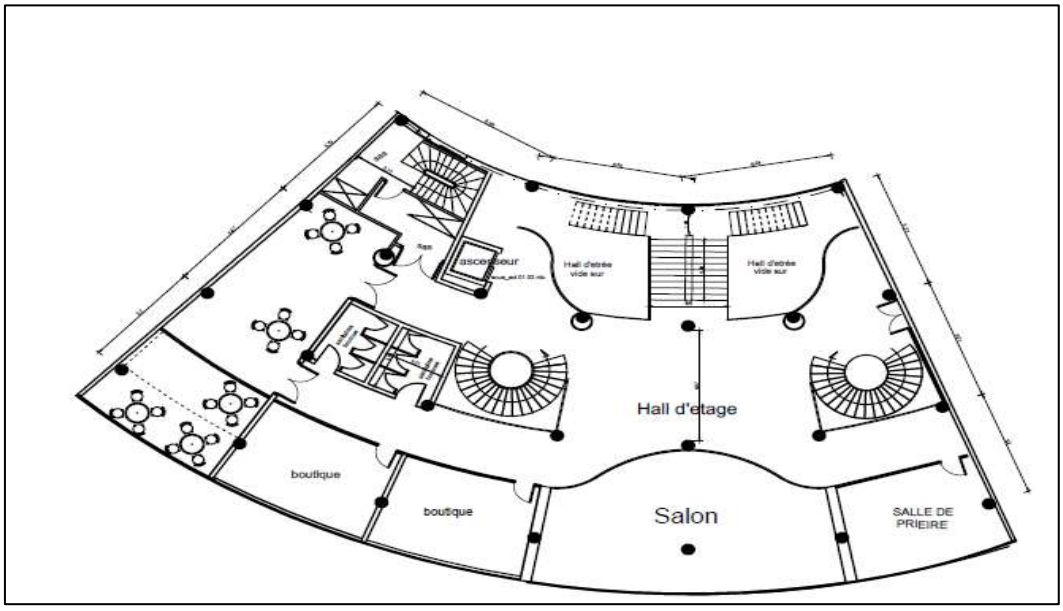


Figure I .2 : Vue en plan du 1^{er}Etage

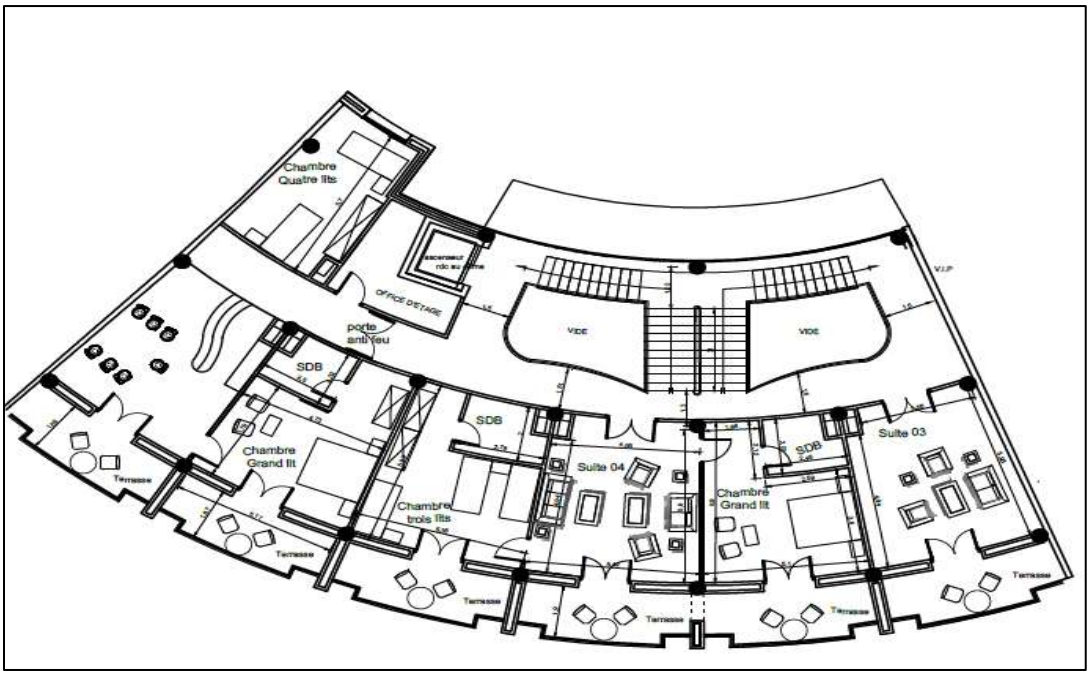


Figure I .3 : Vue en plan du $2^{eme}, 3^{eme}, 4^{eme} et\ 5^{eme}$Etage

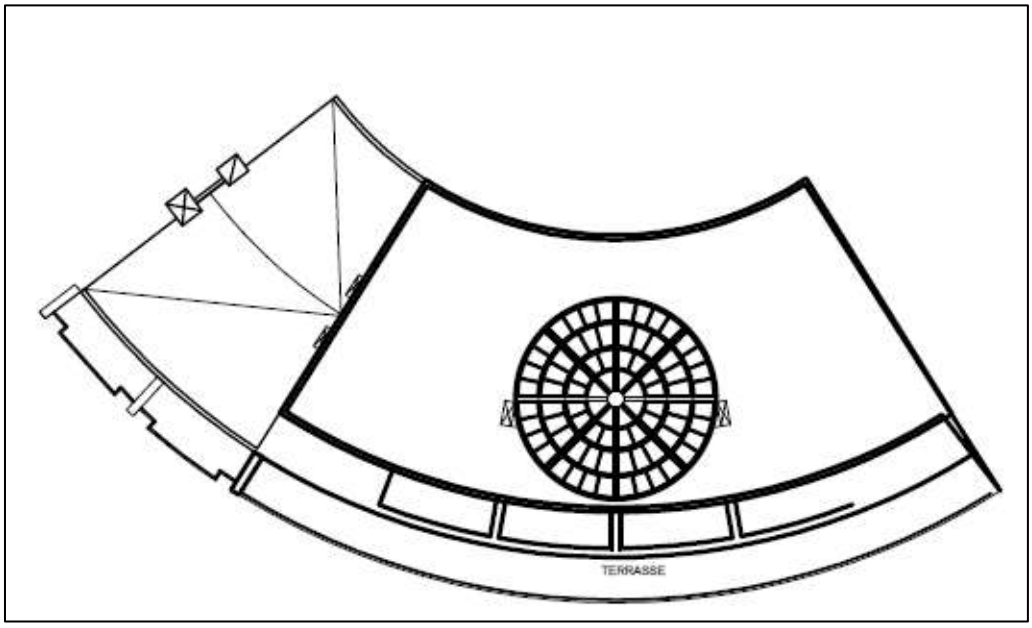


Figure I .4 : Vue en plan de la terrasse

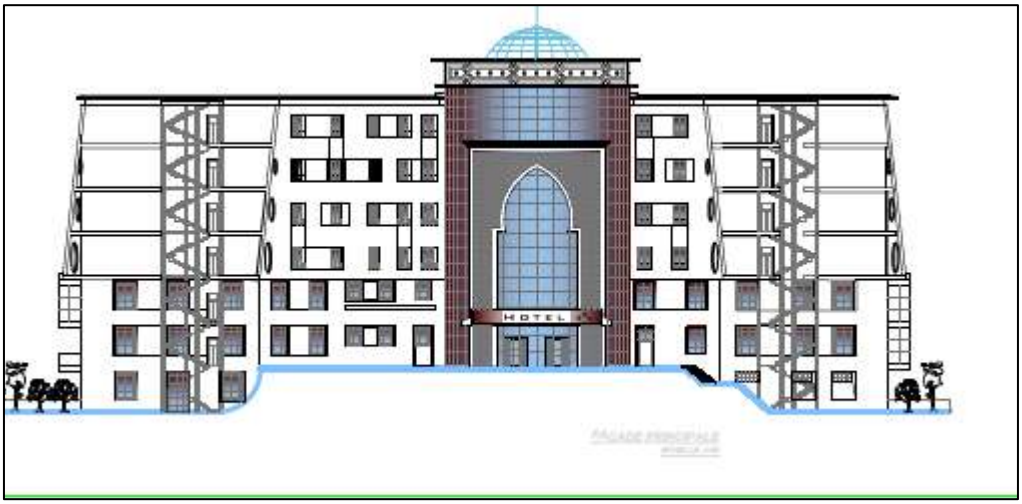


Figure I .5 : Vue en Façade principale

I.3.2. Dimensions en élévation

L'ouvrage étudié est régulier en élévation c.-à-d. : sans décrochement. Ses dimensions en élévation sont les suivantes :

- Hauteur de RDC et des étages courants : **3,74 m**
- Hauteur totale du bâtiment : **26,18 m**

I.4. Conception de la structure

I.4.1. Ossature de l'ouvrage

Notre bâtiment a une hauteur dépassant 11 m, alors le RPA2003, préconise un système de contreventement assuré par des voiles et des portiques pour assurer la stabilité de l'ensemble sous l'effet des actions verticales et horizontales.

I.4.2. Planchers

On a utilisé deux types de planchers : à cops creux et à dalle pleine. Leur rôle est de résister aux charges verticales et les transmettre aux éléments porteurs de la structure, notamment les poutres et les poteaux.

I.4.3. Maçonnerie

La maçonnerie du bâtiment sera exécutée en briques creuses. Pour les murs extérieurs (double cloison), ils seront en deux cloisons en briques creuses de 10 cm d'épaisseur, séparées par une lame d'air de 10 cm. Par contre, les murs intérieurs seront en simple cloison de même type de briques.

I.4.4. L'acrotère

L'acrotère est un élément secondaire de la structure composé essentiellement en béton armé. Son rôle principal est la protection contre l'infiltration des eaux pluviales. Au niveau de la terrasse, la structure est entourée d'un acrotère conçu en voile de 60 cm de hauteur et 10 cm d'épaisseur.

I.4.5. Escalier

La circulation entre les étages de notre bâtiment est assurée par un escalier droit avec palier intermédiaire.

I.5. Caractéristique mécaniques des matériaux

Les caractéristiques des matériaux utilisés dans la construction seront conformes aux règles techniques CBA93.

I.5.1. Béton

Le béton est constitué par un mélange hétérogène des matériaux inertes : sable et gravier, appelés « granulats », avec du ciment et de l'eau propre, sans matières organiques. Il devrait être facile à la fabrication et à la mise en œuvre sur chantier. Il se caractérise par une bonne résistance à la compression et aux actions climatiques. Ainsi, une faible résistance à la traction. Il doit tenir compte des exigences de résistance et durabilité. La composition du béton adoptée sera déterminée en fonction de granulats et ciment disponible. En fait, il y a plusieurs méthodes de formulation des bétons, en l'occurrence la méthode de Dreux et Gorisse.

I.5.2. Ciment

Le choix du dosage et de la classe du ciment doit être en fonction de la nature et de l'importance de l'ouvrage à construire. En raison environnementale, on utilisera un ciment portland composé (CPJ) au lieu d'artificiel (**CPA**) pour minimiser le dégagement de CO_2 dans l'air en réduisant la quantité de clinker utilisée.

I.5.3. Granulats

On va utiliser un sable roulé de classe (0/3), éventuellement corrigé par un sable concassé (0/5). Cependant, trois classes de gravier seront envisagées : 3/8, 8/15 et 15/25 pour avoir une répartition granulométrique continue (homogène).

I.5.4. Béton armé

Le béton armé est un matériau obtenu en enrobant dans du béton des aciers disposés de manière à équilibrer les efforts auxquels le béton résiste mal à l'effort de traction.

I.5.4.1. Résistance du béton

C'est le pouvoir d'un matériau de résister à la destruction sous l'action de contraintes dues à un chargement de compression ou de traction.

a) Résistance caractéristique à la compression

Dans le cas courant, le béton est défini au point de vue mécanique par sa résistance à la compression à vingt-huit jours d'âge (f_{c28}). Cette résistance est mesurée par l'écrasement des cylindres (ϕ = 16 cm et H = 32 cm) en béton. Pour des bétons d'un âge « J » inférieur à 28 jours, la résistance caractéristique à la compression est donnée par les formules suivantes :

$$F_{cj} = \frac{J}{4{,}76 + 0{,}83J} \times f_{c28} \qquad \text{Pour : } f_{c28} \leq 40\ MPa$$

$$F_{cj} = \frac{J}{1{,}4 + 0{,}95J} \times f_{c28} \qquad \text{Pour : } f_{c28} > 40\ MPa$$

Lorsque l'âge du béton dépasse les 28 jours, on peut admettre une résistance au plus égale à $1.10\, f_{c28}$ à condition que le béton ne soit pas traité thermiquement.

b) Résistance caractéristique à la traction

La résistance à la traction du béton à "J" jours, désignée par " f_{tj} " pourrait être déterminée en traction directe ou par fendage, mais le plus souvent est par flexion. La valeur de f_{tj} est déduite de celle à la compression par le biais de la relation suivante:

$f_{tj} = 0{,}6 + 0{,}06 f_{cj}$ avec : f_{cj} et f_{tj} en [MPa]

I.5.4.2. Coefficient de Poisson (υ)

Selon le CBA93 [2], le coefficient de poisson est donné par la relation suivante :

$$\frac{Allongement\ dans\ le\ sens\ transversal}{Raccourcissement\ longitudinal} = \frac{\Delta_a/a}{\Delta_l/l}$$

Pour les pièces courtes sollicitées en flexion simple (Flambement transversal "Δ_a" raccourcissement longitudinal "Δ_l"). Selon le CBA93 ?sa valeur est fonction de l'état limite considéré :

$\nu = 0{,}2$ pour le calcul des déformations à l'état limite de service (ELS);

$\nu = 0$ pour le calcul des sollicitations à l'état limite ultime (ELU).

I.5.4.3. Module de déformation longitudinale

Pour un chargement d'une durée d'application inférieure à 24 heures, le module de déformation instantané (E_{ij}) du béton est pris égal à :

$$E_{ij}(MPa) = 11000\,(f_{cJ})^{1/3}$$

Pour des charges de longue durée d'application, le module de déformation différé du béton (E_{vj}) est pris égal à : [2]

$$E_{vj}[MPa] = \frac{E_{ij}}{3} \qquad \text{soit :}\ E_{vj} = 3700\,(f_{cj})^{1/3}\,MPa$$

I.5.5. Acier

L'acier utilisé dans le béton armé se distingue du reste des aciers par sa forme géométrique et sa nuance. Sa surface externe pourrait être lisse ou rugueuse, selon le type d'acier. Les différents types d'acier utilisés dans la structure en béton armé de notre ouvrage sont résumés dans le tableau I.1 :

Tableau I.1 : Les types d'aciers utilisés et leurs nuances.

Nature	Utilisation	Nuance	Diamètre (mm)
Rond lisse (RL)	Armatures transversales	FeE 235	$\phi 6 et \phi 8$
Barre à haute adhérence (HA)	Armatures longitudinales	FeE 400	$HA \geq 8$
Treillis soudé	Table de compression	TLE 520	$0 \leq \phi \leq 6$

Expérimentalement, le règlement CBA93 [2] prévoit que la valeur du module d'élasticité longitudinale de l'acier est pratiquement constante quelque soit la nuance de l'acier utilisé qui est égale à : $E_s = 2x10^5 MPa$. Il est à noter que le caractère mécanique servant de base aux justifications est

la limite d'élasticité garantie Fe et les armatures doivent être conformes aux textes réglementaires en vigueur.

I.6. Principe de calcul du CBA 93

Il existe deux états limites :

- ***Etat limite ultime*** (ELU) basé sur :
  1- *Equilibre statique ;*
  2- *L'ouverture des fissures ;*
  3- *La stabilité de forme.*
- ***Etat limite de service*** (ELS) basé sur :
  1- *La compression du béton ;*
  2- *L'ouverture des fissures ;*
  3- *La déformation.*

Le détail des hypothèses de calcul est illustré dans le document technique CBA93 , tout en adoptant les valeurs standards suivantes pour notre étude :

- ✓ La résistance du béton à la compression à 28 jours est : f_{c28} = 25 MPa (le minimum)
- ✓ La résistance du béton à la traction est : f_{t28} = 2,1 MPa.
- ✓ Le module d'élasticité différé de béton est : E_{vj} = 10819 MPa.
- ✓ Le module d'élasticité instantané de béton est : E_{ij} = 32456,6 MPa.

CHAPITRE II

Pré dimensionnement

CHAPITRE II : PREDIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS STRUCTURAUX

II.1. Introduction :

La phase de prédimensionnement est une phase de conception et de dimensionnement de la structure, qui précède la phase d'exécution qu'a pour but de justifier la solution d'avant projet. Avant de procéder à la descente de charges permettant le dimensionnement des fondations qui sont les premiers éléments construits, il convient de dimensionner les étages dans l'ordre décroissant en partant du sommet du bâtiment :

- les planchers.
- les poutres.
- les poteaux.
- les voiles.

Ces dimensionnements sont effectués préliminairement, corrigés éventuellement au moment des études dynamiques.

II.2 .Pré dimensionnement des planchers :

Les planchers sont des aires planes horizontales limitant les étages, ils sont caractérisés par une faible épaisseur par rapport aux dimensions en plan. Ils ont pour fonction :

- participer à la résistance des ossatures aux efforts horizontaux.
- supporter les charges et les surcharges d'exploitation d'hôtel.
- La sécurité contre l'incendie.
- assurer l'isolation thermique et phonique entre les différents niveaux.

Pour notre projet, deux types de planchers sont utilisés :

- ✓ Plancher à corps creux.
- ✓ Dalle pleine.

II.2.1. Plancher à corps creux :

Les planchers à corps creux sont constitués de poutrelles préfabriquées associées à des corps creux avec une dalle de compression mince en béton armé (treillis soudé).

Pour le pré dimensionnement de l'épaisseur du plancher on utilise les deux formules suivantes:

$L/20 \geq ht \geq L/25$

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

L= 6.00 m donc :$600/20 \geq ht \geq 600/25$ $\Rightarrow 30\ cm \geq ht \geq 24\ cm.$

On choisit : ht = 25cm on adoptera donc un plancher a corps creux du type (20+5) elle que :

ht = d + e

d= 20cm (hauteur de corps creux).

e= 5cm (hauteur de la dalle de compression).

Donc ht = (20+5) cm.

Pour obtenir une bonne isolation acoustique, on a : ht 25 cm

D'où on a: 25 cm > 20cm (C.V).

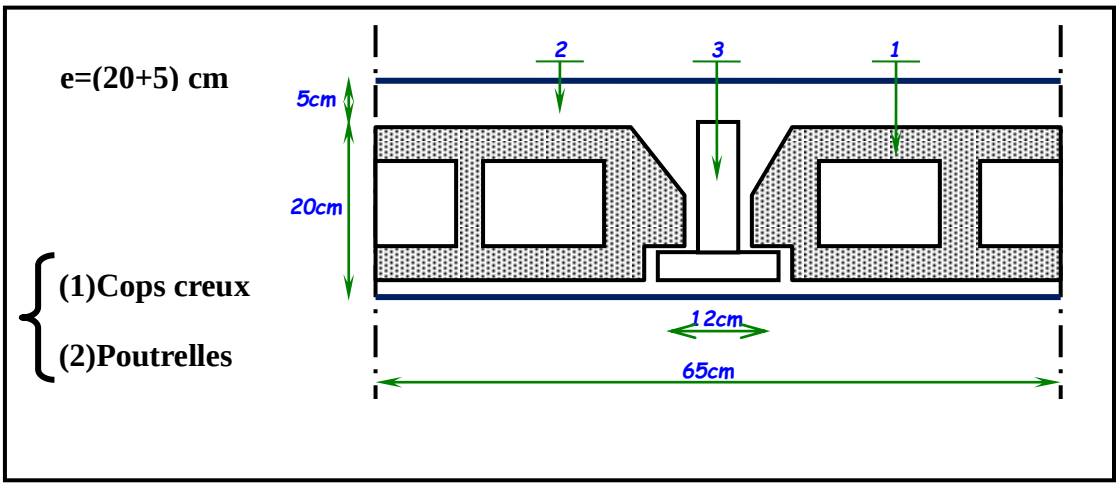


Figure II .1: dimensionnement de plancher à corps creux

II.2.2. Les dalles pleines :

L'épaisseur des dalles pleines doit vérifier la condition de résistance, donnée en fonction de la nature des appuis sur les quels repose la dalle. Le pré dimensionnement de l'épaisseur des dalles dépend des critères suivants :

- **Critère de résistance :**

- dalle reposant sur 3 ou 4 appuis :

$$(Lx/50) \leq ep \leq (L\ x\ /40)$$

- dalle reposant sur deux appuis :

$(Lx / 35) \leq ep \leq (Lx / 30)$

Où :

♦ ep : épaisseur de la dalle.

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

Pour le cas de notre structure, on a : L = 5.65 m

- Critère de résistance $565/45 \leq ep \leq 565/40 \Rightarrow 12.56 \leq ep \leq 14.13$

- **Sécurité contre l'incendie :**

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

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

- **Condition d'isolation acoustique :** ep≥ 15 cm.

♦ **Conclusion :**

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

II.3. Evaluation des charges et surcharges :

II.3.1. Maçonnerie:

II.3.1.a. Murs extérieurs (double-cloison) :

Tableau II.1 : charge permanente du mur double cloison

N	Composants	Épaisseur (m)	Poids volumiques (KN/m3)	Poids surfacique (KN/m2)
1	Enduit en ciment	0.02	18	0.36
2	Brique creuse	0.10	9	0.90
3	Lame d'aire	0.10	-	-
4	Brique creuse	0.10	9	0.90
5	Enduit en ciment	0.02	18	0.36
			G	**2.52**

II.3.1.b. Murs intérieurs (simple cloison):

Tableau II.2 : charge permanente du mur simple cloison

N	Composants	Épaisseur (m)	Poids volumiques (KN/m3)	Poids surfacique (KN/m2)
1	Enduit en ciment	0.02	18	0.36
2	Brique creuse	0.10	90	0.90
3	Enduit en ciment	0.02	18	0.36
			G	**1,62**



Figure II.2 : mur simple cloison et mur double cloison

II.3.2.Plancher en corps creux :

II.3.2. a. Plancher terrasse :

- **Charges permanentes :**

Tableau II .3 : Charge permanente terrasse inaccecible

N	Composants	Épaisseur (m)	Poids volumiques (KN/m3)	Poids surfaciques (KN/m2)
1	Gravillon roulé	0.05	18	0.90
2	Étanchéité multicouche	0.02	6	0.12
3	Papier kraft	-	-	0.05
4	Forme de pente	0.1	22	2.20
5	Film poly âne	-	-	0.05
6	Liège (isolant thermique)	0.04	4	0.16
7	Pare vapeur	0.01	6	0.06
8	Planche corps creux	0.20+0.05	-	3.20
9	Enduit de plâtre	0.02	10	0.20
TOTAL				**6.9**

- **Charges d'exploitations :** Terrasse inaccessible : Q = 1 KN/m2.

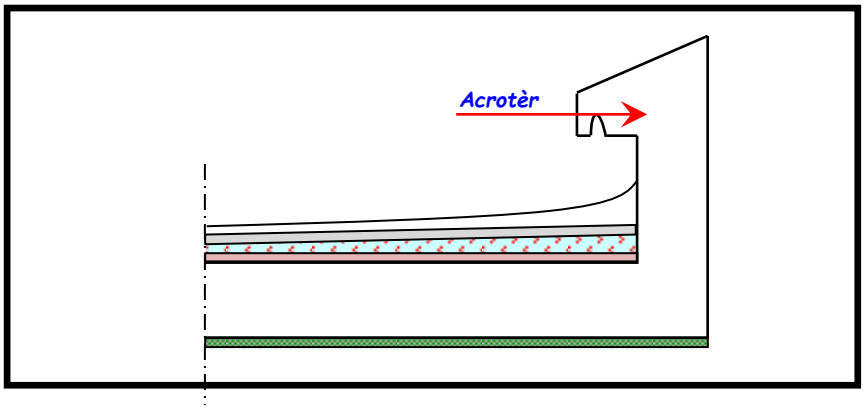


Figure II.3 : Composants d'un plancher terrasse

II.3.2.b. Plancher courant :

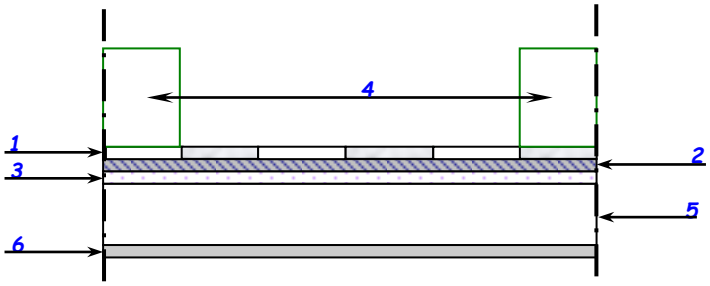


Figure II.4 : Composants d'un plancher courant.

- **Charges permanentes :**

Tableau II .4. Charge permanente Plancher courant

N	Composants	Épaisseur(m)	Poids volumiques (KN/m3)	Poids surfacique (KN/m2)
1	Carrelage	0.02	22	0.44
2	Mortier de pose	0.02	20	0.40
3	Lit de sable	0.03	18	0.54
4	Planche corps creux	0.20+0.05	-	3.20
5	Enduit de plâtre	0.02	10	0.20
6	mur simple cloison	0.14	-	1.62
TOTAL				**6.40**

- **Charges d'exploitation :**

Tableau II .5 : charges d'exploitation.

Niveau	Usage	Q (KN/m2)
Terrasse	Non accessible	1
Etage courant	Habitation	1.5
1er Etage+RDC	Hall	4
Sous Sol	Parking	2.5

Tableau II .6 : charges d'exploitation de 1^{er}ètage .

L'usage 1 ere etage	Terrasse accessible	Salon	Salon de prier	Bagagerie	Hall	Sanitaire
Q (KN/m2)	1.5	1.5	1.5	3.5	4	1.5

II.3.3. Dalle pleine :

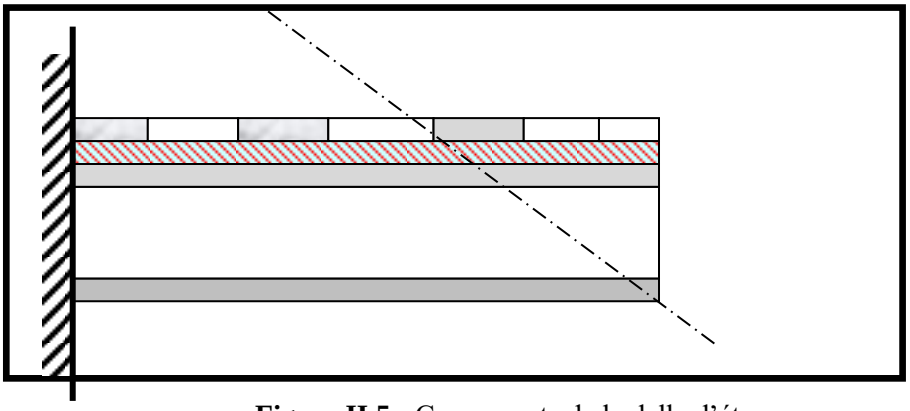


Figure II.5 : Composants de la dalle d'étage

- **Charges permanentes :**

Tableau II .7 : Charge permanente pour la dalle de terrasse.

N	Composants	Épaisseur (m)	Poids surfaciques (KN/m2)
1	Gravillon roule (25/40)	0.05	1.00
2	Etanchéité multicouche	0.02	0.12
3	Papier kraft	-	0.05
4	Forme de pente	0.15	3.30
5	Film polyane	-	0.01
6	Liège (isolant thermique)	0.04	0.16
7	Pare vapeur	0.01	0.02
8	Dalle pleine	0.20	5.00
9	Enduit de ciment	0.02	0.36
		G	**10.02**

II.3.4. Dalle pleine d'étage :

- **Charges permanentes :**

Tableau II .8 : Charge permanente de la dalle d'étage.

N	Composants	Épaisseur (m)	Poids surfaciques (KN/m2)
1	Carrelage	0.02	0.44
2	Mortier de pose	0.04	0.40
3	Lit de sable	0.03	0.54
4	Etanchéité	0.02	0.12
5	Dalle pleine	0.20	5
6	Enduit de ciment	0.02	0.36
		G	**6.86**

II.4. 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.

Les poutres sont des éléments porteurs horizontaux en béton armé, leurs prédimensionnement s'effectue par des formules données par le règlement **CBA 93**, les sections trouvées doivent vérifier les conditions imposées par le règlement parasismique Algérien **(RPA99 version 2003).**

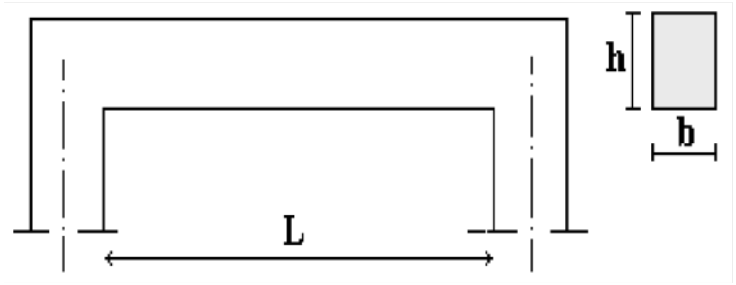


Figure II.6 Dimensionnement de la poutre

- b: largeur de la base de la poutre.
- h: hauteur totale de la poutre.
- L : la plus grande portée mesurée à nu d'appuis.

Le pré-dimensionnement des poutres est donne par les formules empiriques suivantes:

- L(portée max)/15 ≤ h ≤ L(portée max)/10
- 0.3h ≤ b ≤ 0.7h

Les dimensions minimales de poutres exigées par le Règlement RPA99 Version 2003 en Zone IIb a sont :

h ≥ 30cm.

b ≥ 20 cm.

h/b ≤ 4.

bmax ≤ 1.5h+b1.

Tableau II.9: Prédimensionnement des poutres.

	Poutres principales	**Poutres secondaires**
Condition de Résistance	L max= 6.15m ⇒ 41 ≤ h ≤61.5cm on adopte **h =50cm** ⇒15 cm ≤ b ≤35cm on adopte **b = 30cm**	L max= 5.65m ⇒ 38cm ≤ h ≤56.5cm on adopte **h = 50cm** ⇒15 cm ≤ b ≤35cm on adopte **b = 30cm**
Vérification selon le RPA 99	h=50cm≥30cm ; b=30cm≥20cm h/b=1.43≤ 4 (conditions vérifiées)	h=50cm≥30cm ; b=30cm≥20cm h/b=1.43≤ 4 (conditions vérifiées)
Condition de rigidité (h/L ≥ 1/16)	(h/L=0.08) ≥ (1/16=0.0625) (condition vérifiée)	(h/L=0.079) ≥ (1/16=0.0625) (condition vérifiée)
Conclusion	**h = 50cm ; b = 30 cm**	**h = 50 cm ; b = 30 cm**

II.5. Les poteaux

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

II.5.1. Etapes de prédimensionnement

- Choisir le poteau le plus sollicité.
- Calcul de la surface reprise par le poteau.
- Détermination des charges permanentes et d'exploitation.
- Calcul de l'effort normal revenant à ce poteau.
- Vérification selon RPA99 version 2003

$$\begin{cases} \text{Min}\,(b1, h1) \geq 25\ \text{cm}.\,(\text{Zone IIb}) \\ \text{Min}\,(b1, h1) \geq \frac{he}{20} \\ \frac{1}{4} \leq \frac{b1}{h1} \leq 4 \end{cases} \qquad [1]$$

Selon l'Article B.8.11 du CBA93 Une majoration de 10% des efforts normaux pour les poteaux centraux voisins à des poteaux de rives dans le cas des bâtiments comportant au moins trois travées.

On doit vérifier :

$$N_u \leq \bar{N} = \alpha\left(\frac{B_r.f_{c28}}{0{,}9\,.\gamma_b} + A\frac{f_e}{\gamma_s}\right)$$

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

B_r : la section réduite du poteau obtenue en déduisant de sa section réelle un centimètre d'épaisseur sur toute sa périphérie.

α : Coefficient fonction de l'élancement mécanique λ qui prend les valeurs suivantes :

$$\begin{cases} \alpha = \dfrac{0{,}85}{1 + 0{,}2\left(\dfrac{\lambda}{35}\right)^2} & \text{pour } \lambda \leq 50 \\ \alpha = 0{,}6.\left(\dfrac{50}{\lambda}\right)^2 & \text{pour } 50 \leq \lambda \leq 70 \end{cases}$$

Avec: $\lambda = \frac{l_f}{i}$ C'est l'élancement mécanique

L_f=0,7 L_0 **:** C'est la longueur de flambement.

$i = \sqrt{\frac{I_{min}}{S}}$ C'est le rayon de giration; où:

$i = \frac{b}{\sqrt{12}}$ $I = \frac{h.b^3}{12}$ (Poteau carré).

$i = \frac{D}{4}$ $I = \frac{\pi D^4}{64}$ (Poteau circulaire).

II.5.2. Choix du poteau le plus sollicité :

Le poteau le plus sollicite circulaire est(C-3)

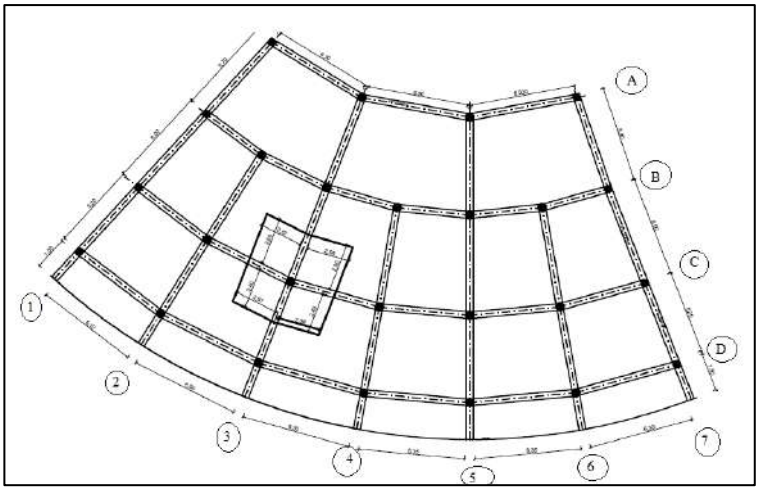


Figure II.7 : Poteau plus sollicité

II.5.3. Dimensions des poteaux :

Selon le Règlement parasismique Algérien (RPA 99 version 2003). ►►**Art [7.4.1]** ◄◄

- ✓ D min ≥ 35 cm
- ✓ MIN (b1, h1) ≥ 30cm

Tableau II .10: Prédimensionnement des poteaux.

Niveau d'étage		**Terrasse**	**4eme**	**3eme**	**2eme**	**1er**	**RDC**	**Sous Sol**
Poteau circulaire	**D (cm)**	35	35	40	40	45	45	50

II.5.4. Calcul de la longueur de flambement Lf:

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

- ➢ 0.7×L0 : si le poteau est a ses extrémités :

• Soit encastre dans un massif de fondation.

• Soit assemble a des poutres de plancher ayant au moins la même raideur que lui dans le sens considéré et le traversant de part en part.

- ➢ L0 : dans les autres cas.

Avec L0 = 3.74m est comptée entre face supérieure de deux planchers consécutifs ou de sa jonction avec la fondation a la face supérieure du plancher.

Pour cela on va procédera la vérification suivante :

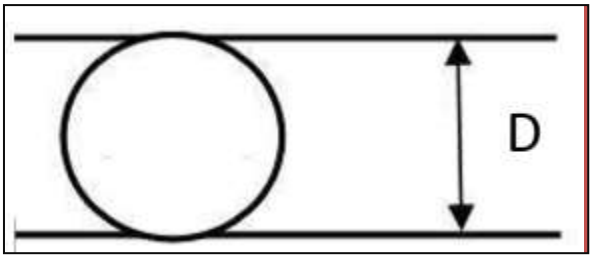


Figure II-8 : Section réduite (Br) du poteau circulaire.

Tableau II .11 : Détermination de la longueur de flambement poteau circulaire.

	Diamètre	**Lf = (0.7L0)**	**$i = \frac{D}{4}$ (m)**	**$\lambda = \frac{L_f}{i}$**
Terasse	35	2.30	0.088	26.32
le 4eme étage	35	2.30	0.088	26.32
le 3eme étage	40	2.30	0.100	23.03
le 2eme étage	40	2.30	0.100	23.03
le 1er étage	45	2.30	0.113	20.47
RDC	50	2.30	0.125	18.42
Sous sol	55	2.30	0.138	16.75

II.5.5. Calcul de l'effort $\overline{N}_U$

Tableau II .12: calcule de $\overline{N}_U$

	Diamètre (cm)	**Br (mm²)**	**α**	**As=$\frac{B}{1000}$ (mm²)**	**$\overline{N}_U$(kN)**
Terrasse	35	96152	0.76	96.16	1385.25
le 4emeétage	35	96152	0.76	96.16	1385.25
le 3eme étage	40	125587	0.78	125.60	1853.48
le 2emeétage	40	125587	0.78	125.60	1853.48
le 1erétage	45	158948	0.80	158.96	2385.73
RDC	45	196234	0.81	196.25	2981.65
sous-sol	50	237445	0.81	237.46	3641.01

II.5.6. Détermination des charges et surcharges:

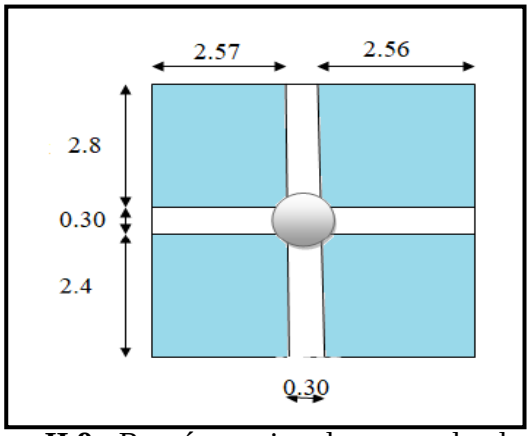


Figure II.9 : Représentation du poteau le plus sollicité

II.6.Descente des charges :

II.6.1. Charges d'exploitation :

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

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

Avec : n: Nombre d'étage on démarre de haut en bas (le premier étage est ''0''), Q0 : La charge d'exploitation sur la terrasse et Q1, Q2,……, Qn : Les charges d'exploitations des planchers respectifs. On utilise le $\frac{3+n}{2n}$ à partir du cinquième étage.

Tableau II.13 : Détermination des charges d'exploitations.

	q (kN/m²)	Q (kN)		$\frac{3+n}{2n}$	Qcum (kN)
Terrasse	1	Q0	30.41	/	30.14
4eme étage	1.5	Q1	45.20	1	75.34
3eme étage	1.5	Q2	45.20	0.95	116.03
2eme étage	1.5	Q3	45.20	0.9	152.19
1ier étage	4	Q4	120.55	0.85	247.87
RDC	4	Q5	120.55	0.8	331.50
Sous Sol	2.5	Q6	75.34	0.75	369.17

Tableau II.14: Vérifications du ($1.1N_U \leq \bar{N}_U$).

	Eléments	G (kN)	G (kN)	G cum (kN)	Q cum (kN)	Nu (kN)	1.1Nu (kN)	$\bar{N}_U$ (kN)	1.1Nu $\leq \bar{N}_U$
Terrasse D=35cm	Poutre P	22.44	231.10	233.05	30.41	359.82	395.80	1385.25	**CV**
	Poutre S	17.55							
	Poteau	8.99							
	Plancher	184.06							
4ème étage D=35cm	Poutre P	22.44	219.71	452.76	75.34	724.24	796.66	1385.25	**CV**
	Poutre S	17.55							
	Poteau	8.99							
	Plancher	170.73							
3ème étage D=40cm	Poutre P	22.44	222.46	675.22	116.03	1085.59	1194.15	1853.48	**CV**
	Poutre S	17.55							
	Poteau	11.74							
	Plancher	170.73							
2ème étage D=40cm	Poutre P	22.44	222.46	897.69	152.19	1440.16	1584.18	1853.48	**CV**
	Poutre S	17.55							
	Poteau	11.74							
	Plancher	170.73							
1ème étage D=45cm	Poutre P	22.44	239.63	1137.32	247.87	1907.19	2097.91	2385.73	**CV**
	Poutre S	17.55							
	Poteau	14.86							
	Plancher	184.78							
RDC D=50cm	Poutre P	22.44	239.63	1376.5	331.50	2356.14	2591.75	2981.65	**CV**
	Poutre S	17.55							
	Poteau	14.86							
	Plancher	184.78							
Sous Sol D=55cm	Poutre P	22.44	229.7	1606.02	369.17	2721.89	2994.08	3641.01	**CV**
	Poutre S	17.55							
	Poteau	18.35							
	Plancher	170.73							

a) Vérification selon le RPA99v2003 :

D'après le RPA99v2003, les clauses suivantes doivent être vérifiées :

Tableau II.15 : Vérifications de coffrage des poteaux :

Condition a vérifié	Application de condition	Vérification
D ≥ 35 cm	D = 35cm ≥ 35 cm	CV
D ≥ he /15	D=35cm≥ (he/15)=(3.74-0.40)/15=22.2cm	CV

II.7.Pré dimensionnement des voiles :

Le Pré dimensionnement des voiles en béton armé sera justifié par l'article 7.7.1 du RPA99 [1]. Ils servent d'une part à contreventer l'hôtel en reprenant les efforts horizontaux (séisme et vent) et d'autre part de reprendre les efforts verticaux qu'ils transmettent aux fondations.

- Les charges verticales, charges permanentes et surcharges.
- Les actions horizontales, effet de séisme et du vent.
- Les voiles assurant le contreventement sont supposés pleins.

Donc; **a ≥ Max (15 cm ; he/25; he/22, he/20).**

Tableau II.16 : Dimensions des voiles

Etages	he (m)	he/25 (cm)	he/22 (cm)	he/20 (cm)	e calculée(cm)	e choisie (cm)
Courant	3.74-0.40 =3.34	13.36	15.18	16.7	16.95	**17**

CHAPITRE III

Calcul des éléments secondaires

CHAPITRE III: CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES

III.1. Acrotère

L'acrotère est un élément non structural en béton armé de 10cm d'épaisseur et de 60 cm de hauteur. Il est assimilé à une console de 100 cm 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 1 kN/ml appliquée à son extrémité (Figure III.1). La fissuration est considérée comme préjudiciable car l'acrotère est sujet aux intempéries. Le calcul se fait alors pour une bande de un mètre (1 m) en flexion composée. Le tableau III.1 illustre les efforts appliqués et le ferraillage adopté pour l'acrotère. Les résultats sont obtenus à l'aide du logiciel de calcul EXPERT BA , ainsi que les vérifications nécessaires à l'ELS. Cependant, la figure III.2 présente le schéma de ferraillage longitudinal et transversal, avec leurs espacements.

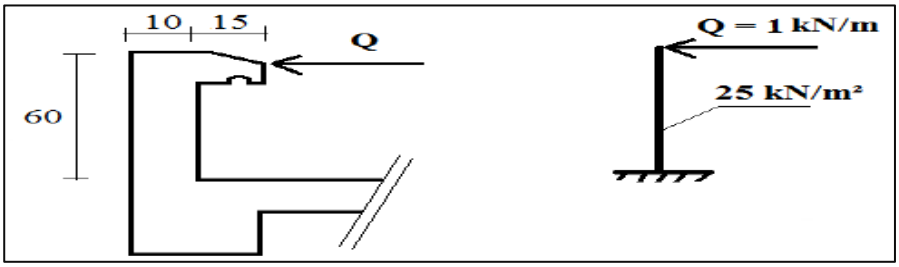


Figure III.1 : Dimensions de l'acrotère et son schéma statique équivalent.

Tableau.III.1 : Efforts appliqués à l'acrotère et le ferraillage adopté.

	N_G (kN/m)	M_Q (kN.m)	A (cm²)	A' (cm²)	$A_{choisie}$ (cm²)	$A_{rép\ choisie}$ (cm²)	S_{tv} (cm)	$S_{rép}$ (cm)
Section 100x10 (cm²)	1,875	0,60	0,17	0	2x5HA8 = 2x2,51	2x4HA8 = 2x2,01	25	20

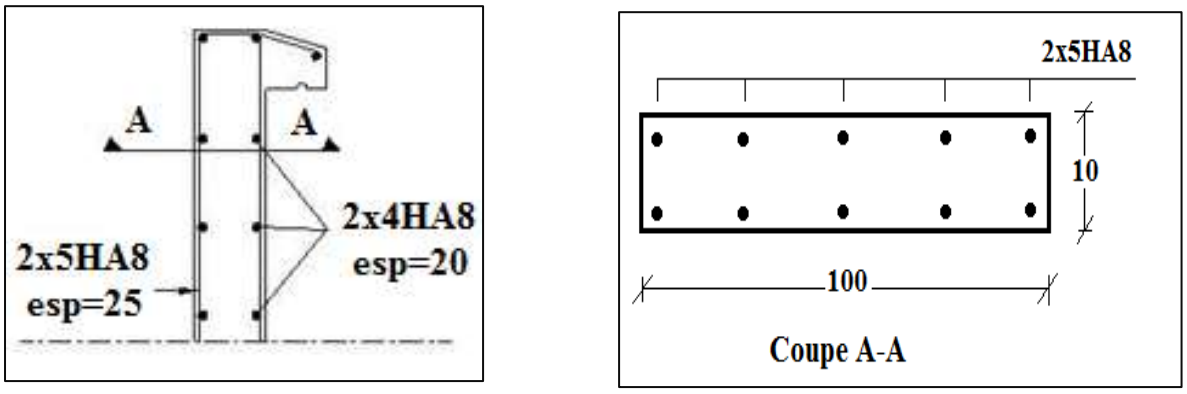


Figure III.2 : Ferraillage de l'acrotère.

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 BA, disposées parallèlement de 65 cm d'espacement.
- Corps creux (Entrevous) en béton de forme adaptée aux poutrelles.
- Une dalle de compression supérieure en béton de 5 cm d'épaisseur.

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

- Les poutrelles.
- La dalle de compression.

III.2.1. Les poutrelles

Les poutrelles sont des éléments préfabriqués, soumises aux charges G et Q. La surface revenant à chaque poutrelle est la moitié de la longueur des corps creux dans les deux côtés sur toute la longueur de la poutrelle, c.à.d:(2x (0,65/2)xL). Cependant, la disposition des poutrelles se fait dans le sens de la petite portée. En effet, le calcul se fait en deux étapes : avant coulage et après coulage comme suite :

III.2.1.1. Avant coulage

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

- Son poids propre et le poids du corps creux comme une charge permanente G ;
- 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 comme une surcharge d'exploitation Q.

Pour avoir le nombre des étaiements nécessaires, on doit vérifier la flèche par la méthode exposée en (annexe A), 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 $\mu \leq \mu_l$. Dans notre cas, on arrive à une distance égale à 1,13 m entre les étaiements.

III.2.1.2. Après coulage

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

- Poutrelle à 2 travées
- Poutrelle à 3 travées

Le rapport entre les portés successifs compris entre 0.8 et 1.25 (dans notre bloc il y a même travée 4.15m), donc la méthode forfaitaire (ANNEXE B) est applicable, le calcul s'effectue par cette méthode.

a) Poutrelle à 2 travées

➢ Plancher terrasse

Tableau.III.2 : Calcul du moment et effort tranchant des poutrelles à 2 travées de terrasse à l'ELU

Travées	qu (KN)	L(m)	M_0 (KN.m)	Mw (KN.m)	M_e (KN.m)	M_t	T_w	T_e
1-2	7.03	5.80	29.56	5.91	14.78	18.04	18.86	-26.21
2-3	7.03	6.00	31.63	15.82	30.59	16.12	21.09	16.06

Tableau.III.3 : Calcul du moment des poutrelles à 2 travées de terrasse à l'ELS

Travées	qse (KN)	L(m)	M_0 (KN.m)	Mw (KN.m)	M_e (KN.m)	M_t (KN.m)
1-2	5.14	5.80	21.59	4.32	10.80	13.18
2-3	5.14	6.00	23.11	22.34	11.55	11.78

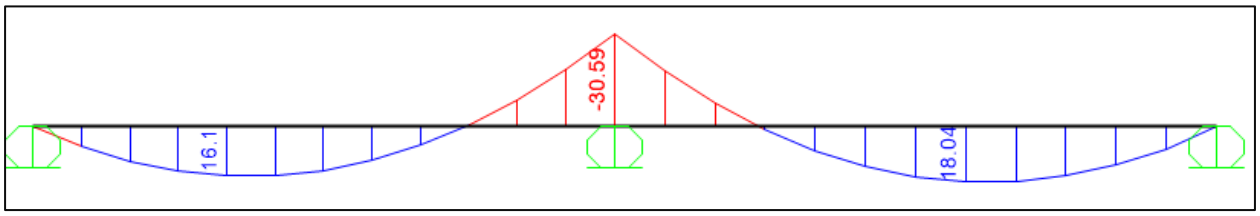


Figure III.3 : Diagrammes des moments du plancher terrasse 2 travées a l'ELU .

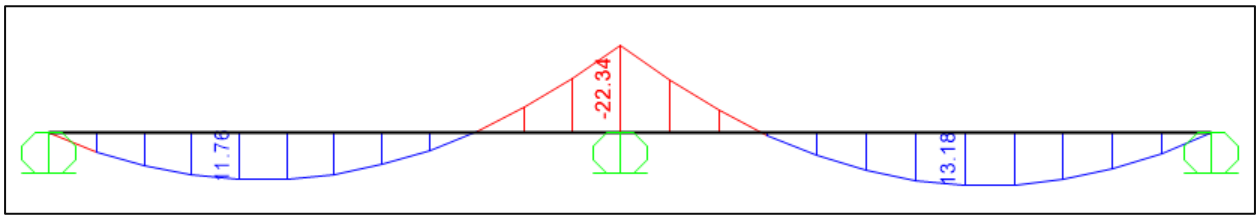


Figure III.4 : Diagrammes des moments du plancher terrasse 2 travées a l'ELS

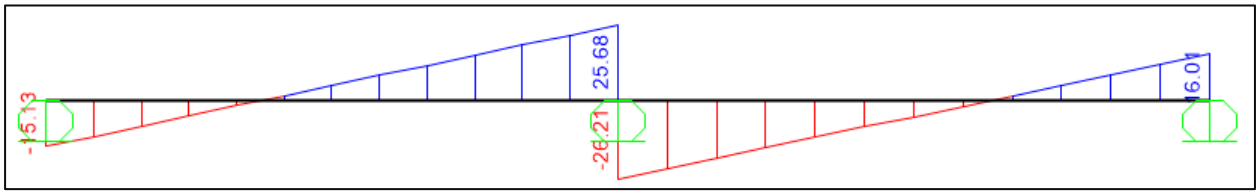


Figure III.5 : Diagrammes de l'effort tranchant à l'ELU du plancher terrasse 2 travée

➢ **Plancher étage courant**

Tableau.III.4 : Calcul du moment et effort tranchant des poutrelles à 2 travées de l'étage courant à l'ELU

Travées	qu (KN)	L(m)	M_0 (KN.m)	Mw (KN.m)	M_e (KN.m)	M_t	T_w	T_e
1-2	7.08	5.80	29.77	5.95	14.88	18.17	20.53	26.39
2-3	7.08	6.00	31.85	15.93	15.93	16.22	21.24	16.12

Tableau.III.5 : Calcul du moment des poutrelles à 2 travées de l'étage courant à l'ELS

Travées	qse (KN)	L(m)	M_0 (KN.m)	Mw (KN.m)	M_e (KN.m)	M_t
1-2	5.14	5.80	21.59	4.32	10.80	13.18
2-3	5.14	6.00	23.11	11.55	22.34	11.76

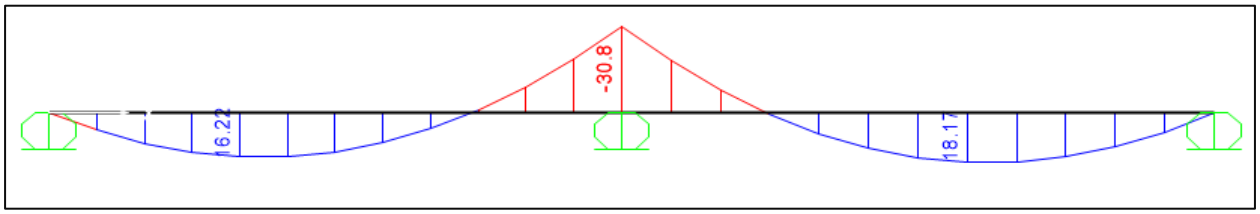


Figure III.6 : Diagrammes des moments du plancher étage courant 2 travée a l'ELU

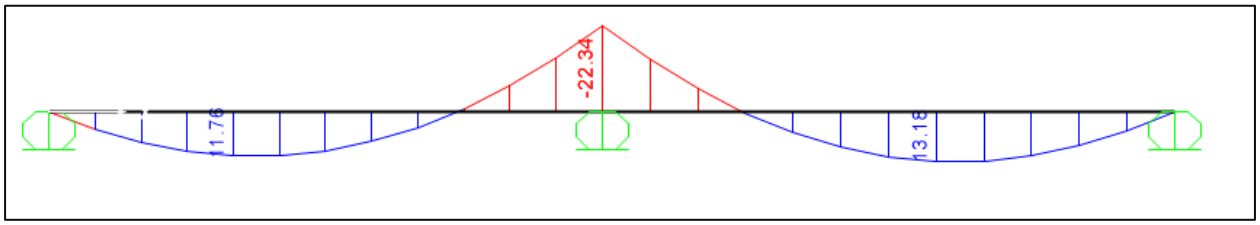


Figure III.7 : Diagrammes des moments du plancher étage courant 2 travée a l'ELS

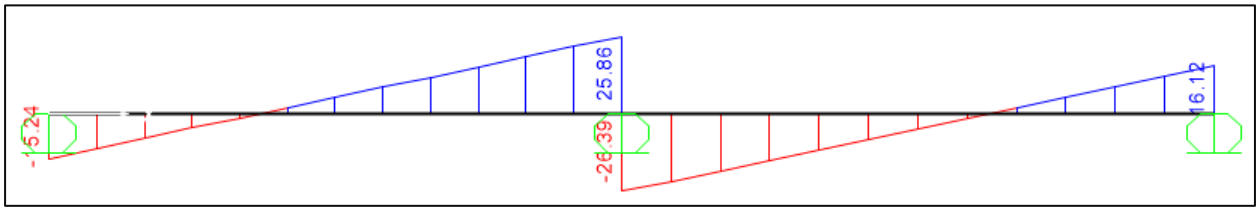


Figure III.8 : Diagrammes de l'effort tranchant à l'ELU du plancher étage courant 2 travée

b) Poutrelle à 3 travées

a) RDC et 1 er étage

Tableau.III.6 : Calcul du moment et effort tranchant de RDC et 1 ère étage a l'ELU

Travées	qu (KN)	L (m)	M_0 (KN.m)	Mw (KN.m)	M_e (KN.m)	M_t	T_w	T_e
1-2	9.52	5.80	40.01	8.00	20.01	26.32	25.53	-29.67
2-3	9.52	6.00	42.82	21.41	21.41	23.88	28.55	-28.55
3-4	9.52	5.20	32.16	16.08	6.43	21.15	26.60	-22.89

Tableau.III.7 : Calcul du moment de RDC et 1 ère étage à l'ELS

Travées	qse (KN)	L (m)	M_0 (KN.m)	Mw (KN.m)	M_e (KN.m)	M_t
1-2	6.76	5.80	28.43	5.69	14.21	18.70
2-3	6.76	6.00	30.42	15.21	15.21	16.97
3-4	6.76	5.20	22.85	11.42	4.57	15.03

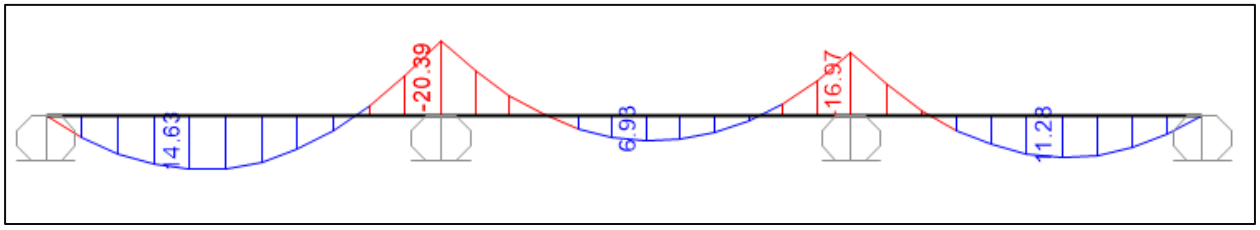


Figure III.9 : Diagrammes des moments du RDC et 1 ère étage 3 travée a l'ELU

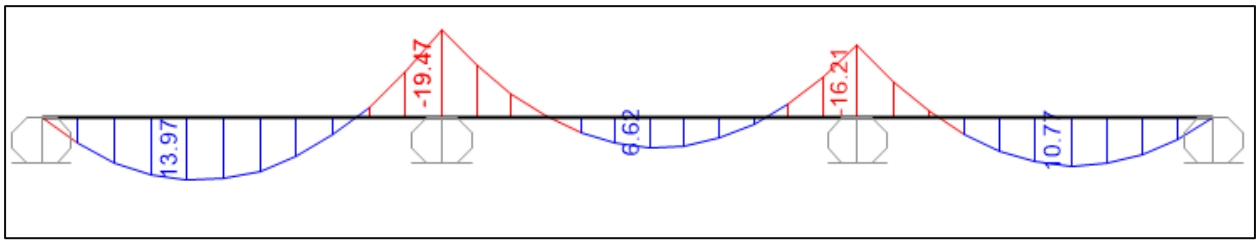


Figure III.10 : Diagrammes des moments du RDC et 1 ère étage 3 travée a l'ELS

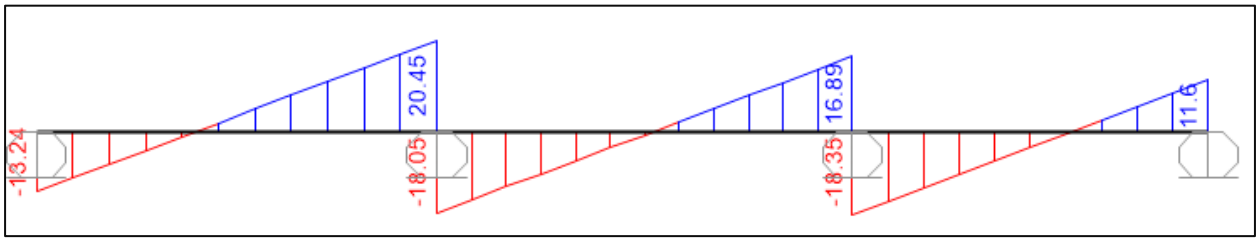


Figure III.11 : Diagrammes de l'effort tranchant à l'ELU du RDC et 1 ère étage 3 travée

D'après ce qui précède, les sollicitations maximales aux appuis et en travées sont données par le Tableau III. 8.

Tableau III.8 : Les moments maximums aux appuis et en travées

Etage	Moment Max aux appuis		Moment Max en travées		Effort tranchant max
	ELU (kN.m)	ELS (kN.m)	ELU (kN.m)	ELS (kN.m)	
Terrasse	15.82	11.55	18.30	13.37	21.92
Etage courant	15.93	11.55	18.71	13.57	22.07
RDC et 1er étage	21.41	15.21	26.32	18.70	29.67

- Donc La poutrelle plus défavorable c'est la poutrelle de plancher du RDC et 1 er étage car les moments max ce trouvé à cette dernière plancher.

III.2.1.2.1 Calcul des Armatures longitudinales

Le ferraillage est calculé en flexion simple avec une fissuration peu nuisible en utilisant le logiciel de calcul Socotec pour une section rectangulaire et section en T :

- Pour le moment négatif (aux appuis) la section de calcul sera la section rectangulaire.
- Pour le moment positif (en travée) la section transversale de calcul sera la section en T dont les dimensions sont représentées sur la figure III.11
- la figure III.12 présente le schéma de ferraillage longitudinal et transversal, avec leurs espacements.

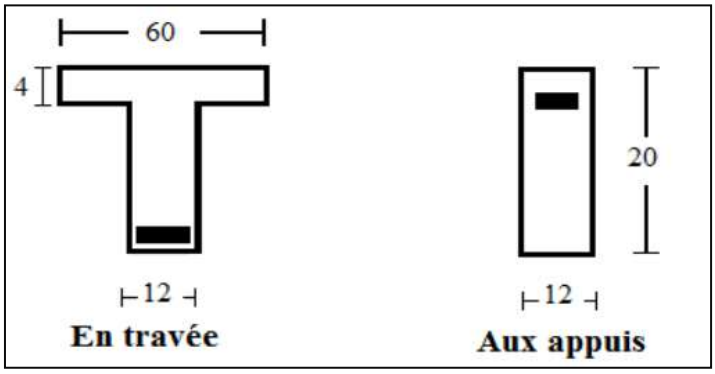


Figure III.12 : Les sections considérées pour le calcul du ferraillage des poutrelles

Tableau III.9 : Calcul du ferraillage des poutrelles aux appuis et en travée

Position	Etages	M_{max} (kN. m)	$A_{calculée}$ (cm²)	$A_{choisie}$ (cm²)
Aux appuis	RDC et 1er étage	21.41	3.32	3HA12=3.39
En travée	RDC et 1er étage	26.32	3.45	2HA12+1HA14=3.80

- **Vérification à ELS**

La vérification a l'ELS selon annexe C fissuration peu nuisible donc on vérifie $\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$ (Voir tableau III.10)

Tableau III.10: Vérification de la contrainte du béton à l'ELS

Etages	Sollicitation à l'ELS(kN. m)		Contraintes (MPa)		Contraintes admissible (MPa)	Vérification
	M_{tmax}	M_{amax}	$\sigma_{btravée}$	σ_{bappui}	$\overline{\sigma_b}$	
RDC et 1er étage	18.70	15.21	**5.023**	**4.480**	15	CV

III.2.1.2.2 Calcul des Armatures transversale :

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

- **Diamètre des armatures transversales ϕ_t**

On a: $\phi_t \leq$ Min= [h /35 ; b0/10 ; ϕ_l] = [7.14 ; 12 ; 12] mm

ϕ_t = 8 mm.

at=$\frac{\pi \phi t^2}{4} = 0.5\ cm^2$; nt = 2

At =at.nt = 1.00 cm²

At = 1.00 cm²

- **Espacement S_t**

$S_t \leq$ min [0,9.d;40 cm]=20.7 cm donc: S_t=20 cm;

On adopte un espacement 20cm.

- **Vérification des contraintes de cisaillement à ELU**

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

Tableau III.11 : Vérification de la contrainte de cisaillement à ELU

Etages	T_u (kN)	τ_u(MPa)	$\overline{\tau_u}$(MPa)	Vérification
RDC et 1er étage	29.67	1.07	3,33	CV

Section d'armatures transversales minimales

$\frac{A_t \cdot f_e}{b_0 \cdot S_t} \geq 0.4\,MPa.$ $\Rightarrow \frac{100\times400}{120\times200}$ =1.6 MPa ≥ 0.4 MPa (C.V)

$\frac{A_t}{b_0 \cdot S_t} \geq \gamma_s\left(\frac{\tau_u - 0.3Kf_{t28}}{0.9 \cdot f_e[\cos\alpha + \sin\alpha]}\right)$ $\Rightarrow \frac{A_t}{b_0.S_t} = \frac{100}{120\times200}$ =0.004>0.001 (C.V)

Avec: K=1 → flexion simple et la fissuration est peu nuisible

α=90° Pour les armatures transversales

III.2.1.2.3 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.12 selon la méthode présentée à (annexe C).

Tableau III.12 : Vérification de la flèche

A (cm²)	$\mathbf{M_{ser}(kN.m)}$	**ρ(%)**	$\boldsymbol{\sigma_s}$**(MPa)**	**μ**	**y (cm)**	$\mathbf{I_0(cm^4)}$
3.80	18.70	1.37681	253.444	0.771	9.202	42195.01
$\mathbf{l_{fi}(cm^4)}$	$\mathbf{l_{fv}(cm^4)}$	$\mathbf{f_i(mm)}$	$\mathbf{f_v(mm)}$	$\mathbf{\Delta f(mm)}$	$\mathbf{\bar{f}(mm)}$	$\mathbf{\Delta f \leq \bar{f}}$
14053.161	24160.227	13.20	23.04	9.84	11.30	CV

III.2.2. Dalle de compression

Elle sert à la bonne distribution des charges verticales sur les poutrelles ainsi que pour résister aux efforts appliqués à la dalle. Son ferraillage limite le risque de fissuration. La section d'armature à prévoir doit être satisfaite aux conditions suivantes :

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

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

$$A_t \geq 0{,}02\,L\frac{200}{f_e} = \frac{4L}{f_e} \qquad si : 50cm \leq L \leq 80cm$$

Avec : L : Espacements entre axes des poutrelles (60 cm dans notre ouvrage).

F_e : Nuance de l'acier FeE500 ($F_e = 500$).

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

On a : $L = 60cm$ $\Rightarrow$ $A_{t1} \geq 0{,}02\,L\frac{200}{F_e} = \frac{4L}{F_e} = \frac{240}{500} = 0{,}48cm^2/ml$

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 : $A_{t1} = 4\ \emptyset\ 4,5 = 0,63\ cm^2$ avec un éspacement de 15cm.

$A_{t2} = 4\ \emptyset 4,5 = 0,63 cm^2$ avec un éspacement de 15cm.

Le treillis soudé utilisé sera à maillage carré de 15 x 15cm² et diamètre de 4,5 mm technique

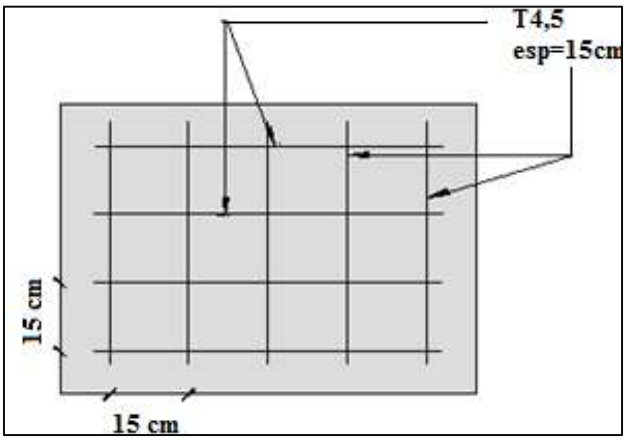


Figure III.13 : Disposition des armatures de la dalle de compression

III.3. Dalle pleine

La dalle pleine est un plancher en BA coulé sur un coffrage plat. Le diamètre des armatures incorporées et leur nombre varient suivant les dimensions de la dalle et l'importance des charges qu'elle supporte. Le calcul fait en flexion simple. Ce type de plancher est très utilisé dans les structures, notamment pour les formes irrégulières.

On a une dalle encastrée à trois cotés et dalle encastrée à quatre cotés

III.3.1. Méthode du calcul

III.3.1.1. Définition:

On va utiliser la méthode des lignes de rupture qui ne concerne que l'état limite ultime, elle est basée sur le mécanisme des fissures. Cette méthode est plus puissante que la méthode forfaitaire et considère les matériaux à leur état limite élastoplastique.

On prévoit des fissures suivant le type de charge et les conditions d'appuis. 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.

III.3.1.2 Principe de calcul:

Le calcul se base sur le principe du travail virtuel qui égalise le travail externe au travail interne.

a) Travail externe :

Il est fonction de la charge, les dimensions du panneau de la dalle, te de la flèche maximale

$T_{ext} = P \cdot f$ (cas d'une charge concentrée).

$T_{ext} = \iint q \cdot y \cdot ds = q \cdot S \cdot f$ (cas d'une charge répartie).

P : charge totale.

S : Surface de répartition de la charge.

f : flèche du centre de gravité de S.

b) Travail interne :

Il est fonction du moment interne, de la largeur de la ligne de rupture et de l'angle de la rotation de la région rigide de rupture.

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

M : Moment de flexion.

L : Projection de la ligne de rupture sur l'axe de rotation

θ : Angle de rotation

III.3.2. Dalle encastré à trois coté

III.3.2.1. Déterminations des sollicitations

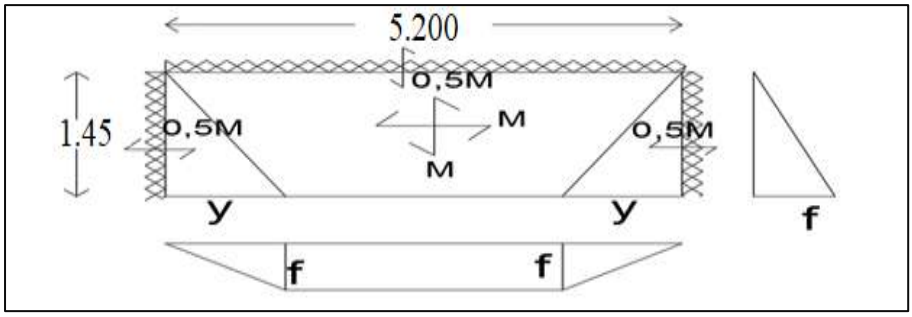


Figure III.14 : Les encastrements et les dimensions de la dalle pleine

Tableau III.13 : Travaille externe de la dalle

Eléments	Aire de chargement	déplacement de CG	travail externe pour une charge qu
1	0.725 y	f/3	0.242.y.f.qu
2	(5.20-2y)x1.45	f/2	0.7 (5.20-2y).f.qu
	1.45y	f/3	0.48.y.f.qu
3	0.725 y	f/3	0,24.y.f.qu
∑			f.qu. (3.64-0.44y)

Tableau III.14 : Travaille interne de la dalle.

Eléments		Moment de ruptureM	Longueur L	Rotation θ	Travail interne = M.L.θ
1	+	M	1.45	f/y	1.45 M.f/y
	-	0,5 M	1.45	f/y	0.7M.f/y
2	+	M	2y	f/1,3	1.37 M.y.f
	-	0.5M	5.20	f/1,3	1.8 M.f
3	+	M	1.45	f/y	1.45 M.f/y
	-	0,5 M	1.45	f/y	0.7M.f/y
				∑	M.f.(4.36/y +1.37y +1.8)

Travail externe = Travail interne

f.qu. (3.64-0.44y)= M.f.(4.36/y +1.37y +1.8)

$\frac{dqu}{dy} = 5.7Y^2 + 3.84Y - 15$ et $0 < Y < 5.20$

→Y=1.36 m

Tableau III.15 : Combinaisons des charges de la dalle pleine

Etage	Pu(kN/m)	Pse(kN/m)	Mu(kN.m)	Ms(kN.m)	Tu(kN)
En travée	15.26	10.86	6.71	4.77	Tux=7,35 Tuy=5,93
Aux appuis	15.26	10.86	3.35	2.38	

III.3.2.2. Calcul de ferraillage

III.3.2.2.1. Armature longitudinales

Le calcul de ferraillage se fait en flexion simple, une bonde de 1m et 15 cm d'épaisseur.

A calculée suivante les deux sens(X et Y)

Tableau III.16 : Calcul de ferraillage (armatures longitudinales) de la dalle pleine

Position	M_{max}(kN .m)	$A_{calculée}(cm^2)$	$A_{choisie}(cm^2)$	S_t(cm)	$\overline{S_t}$(cm)	$S_t \leq \overline{S_t}$
En travée	6.71	1.11	4HA8=2.01	25	33	CV
Aux appuis	3.35	0.56	4HA8=2.01	25	33	CV

- **Condition de non fragilité**

On vérifie que : $A \geq A_{min} = \frac{B}{1000}$ [1]

En travée et aux appuis : $A = 2.01(cm^2) \geq A_{min} = \frac{B}{1000} = \frac{15 * 100}{1000} = 1{,}5(cm^2)$ cv

III.3.2.2.2. Vérification à l'ELS

La vérification a l'ELS selon annexe D fissuration peu nuisible donc on vérifie $\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$

Tableau III.17 : Vérification contrainte à ELS

	A (cm²)	Mser(kN .m)	$\sigma_b(MPa)$	$\overline{\sigma_b}(MPa)$	$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$
En travée	2.01	4.77	**1.954**	15	CV
Aux appuis	2.01	2.38	**0.977**	15	CV

III.3.3.3. Vérification de l'effort tranchant a ELU

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

Tableau III.18 : Vérification des contraintes de cisaillement à ELS

Section	T(kN)	$\tau(MPa)$	$\bar{\tau}(MPa)$	$\tau \leq \bar{\tau}$
100 *15	11.06	0.06	1.17	CV

III.3.3.4. Vérification de la flèche

$\frac{h}{Lx} = 0.14 > \frac{Mt}{20.Mx} = 0.06$ cv

$\frac{A}{b.d} = 0.001 < \frac{2}{fe} = 0.010$ cv

III.3.3 :Dalle encastré a quatre coté

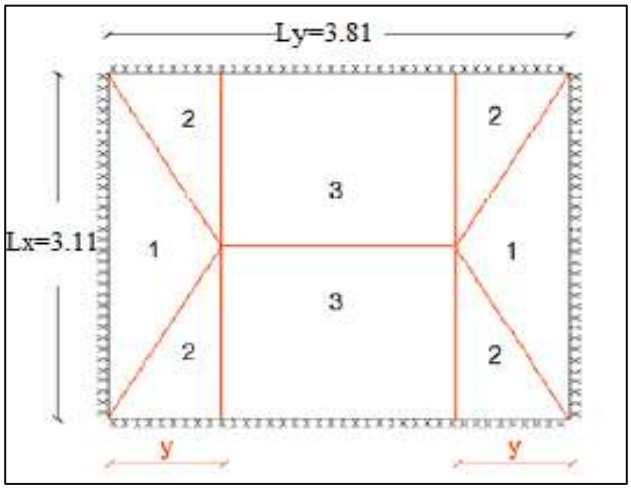


Figure III.15 : Les encastrements et les dimensions de la dalle pleine

Tableau III.19 : Travaille externe de la dalle

Eléments	Aire de chargement	déplacement de CG	travail externe pour une charge qu
1	1.55 y	f/3	0.5.y.f.qu
2	0.77y	f/3	0.25.y.f.qu
3	(5.90-3.11y)	f/2	(2.96-1.55.y).f.qu
∑			f.qu. (5.92-1.1y)

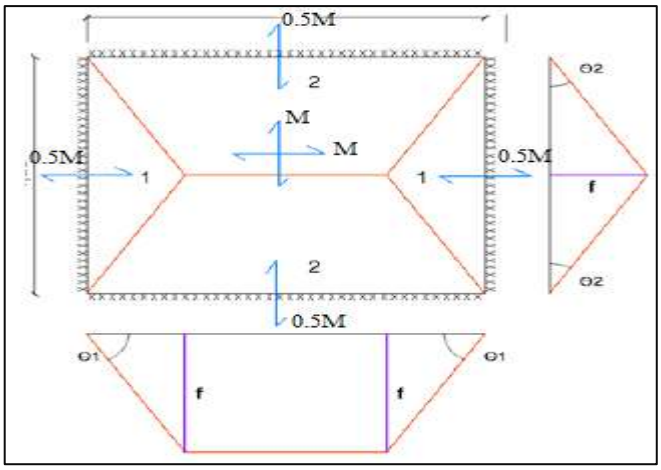


Figure III.16 : Travaille interne de la dalle

Tableau III.20 : Travaille interne de la dalle.

Eléments		Moment de ruptu reM	Longueur L	Rotation θ	Travail interne = M.L.θ
1	+	M	3.11	f/y	3.11 M.f/y
	-	0,5 M	3.11	f/y	1.55 M.f/y
2	+	M	3.81	f/1.55	2.45 M.f
	-	0.5M	3.81	f/1.55	1.13 M.f
∑					M.f.(9.32/y+7.34)

Travail externe = Travail interne

f.qu. (5.92-1.1y) = M.f.(9.32/y+7.34)

$\frac{dqu}{dy} = 8.15\ Y^2 + 20.5\ Y - 55.17$ et $0 < Y < 3.81$

→Y=1.63 m

Tableau III.21 : Combinaisons des charges de la dalle pleine

Etage	Pu(kN/m)	Pse(kN/m)	Mu(kN.m)	Ms(kN.m)	Tu(kN)
En travée	15.26	10.86	4.83	3.37	Tux=7,35 Tuy=5.93
Aux appuis	15.26	10.86	2.41	1.68	

III.3.2.2. Calcul de ferraillage

III.3.2.2.1. Armature longitudinales

Le calcul de ferraillage se fait en flexion simple, une bonde de 1m et 20 cm d'épaisseur.

A calculée suivante les deux sens(X et Y)

Tableau III.22 : Calcul de ferraillage (armatures longitudinales) de la dalle pleine

Position	M_{max}(kN .m)	$A_{calculée}(cm^2)$	$A_{choisie}(cm^2)$	S_t(cm)	$\overline{S_t}$(cm)	$S_t \leq \overline{S_t}$
En travée	4.83	0.80	4HA8=2.01	25	33	CV
Aux appuis	2.41	0.40	4HA8=2.01	25	33	CV

- **Condition de non fragilité**

On vérifie que : $A \geq A_{min} = \frac{B}{1000}$ [1]

En travée et aux appuis : $A = 2.01(cm^2) \geq A_{min} = \frac{B}{1000} = \frac{20 * 100}{1000} = 2.00(cm^2)$ cv

III.3.2.2.2. Vérification à l'ELS

La vérification a l'ELS selon annexe D fissuration peu nuisible donc on vérifie $\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$ (Voir tableau III.23)

Tableau III.23 : Vérification contrainte à ELS

	A (cm²)	Mser(kN .m)	$\sigma_b(MPa)$	$\overline{\sigma_b}(MPa)$	$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$
En travée	2.01	3.36	**1.37**	15	CV
Aux appuis	2.01	1.68	**0.68**	15	CV

III.3.3.3. Vérification de l'effort tranchant a ELU

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

Tableau III.24: Vérification des contraintes de cisaillement à ELS

Section	T(kN)	$\tau(MPa)$	$\bar{\tau}(MPa)$	$\tau \leq \bar{\tau}$
100 *15	23.73	0.07	3.33	CV

III.3.3.4. Vérification de la flèche

$\frac{h}{Lx} = 0.06 > \frac{Mt}{20.Mx} = 0.04$ cv

$\frac{A}{b.d} = 0.001 < \frac{4.2}{fe} = 0.010$ cv

I.5. Les escaliers:

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

III.5.1.Terminologie:

- **La montée :** est la hauteur à gravir, elle est en général égale à une hauteur d'étage.
- **La marche :** est le plan horizontal sur lequel se pose le pied
- **La hauteur de marche :** est la différence du niveau entre deux marches successives.
- **La contremarche :** est le plan vertical situé entre deux marches successives.
- **Le nez de marche :** est l'arête qui limite l'avant du plan d'une marche.
- **Le giron :** est la distance horizontale entre 2 nez de marches successifs ou entre 2 contremarches successives (g).
- **Une volée :** est un ensemble continu de marches situé entre deux paliers successifs.
- **Un palier :** est une plate-forme horizontale de repos entre deux volées
- **L'emmarchement :** est la longueur d'une marche.
- **La ligne de jour :** est la plus courte des deux lignes conventionnelles qui passent par les nez de marches aux extrémités des marches.
- **La ligne de foulée :** est une ligne conventionnelle qui passe par le nez de marches.
- **L'échappée :** est la distance verticale entre les nez de marches.
- **La paillasse :** est la dalle inclinée en béton armé qui porte les marches d'un escalier.

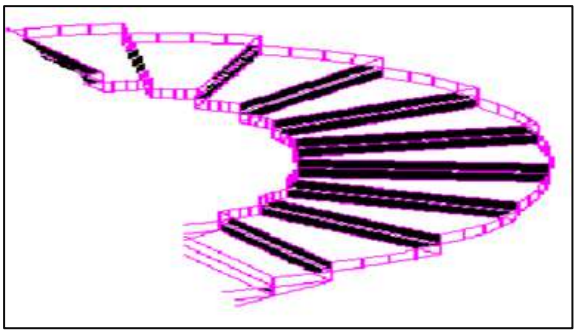


Figure III.17 : schéma escalier.

III.5.2. Escaliers hélicoïdale:

III.5.2.1.Prédimensionnement :

Les caractéristiques de notre escalier sont :

- Hauteur du volée H = 3.74m
- largeur de la marche : g = 32cm
- hauteur de la contre marche : h = 17cm

A. Détermination de l' épaisseur de l' escalier :

Dans ce type d'escalier la paillasse hélicoïdale prend appui sur le contour circulaire (Maçonnerie ou poutraison).le calcul courant consiste à admettre des paillasses croisées de

portées égales à L.

A. Dimensionnement :

❖ **Angle d' inclinaison " α ":**

tg α = H / l_1=187/320=0.58 α=30.30

❖ **Longueur de la paillasse "L":**

- Ligne de foulée :

0.32*21=6.72 m

❖ **Épaisseur de la paillasse " e ":**

$(L_{tot}/35) \leq ep \leq (L_{tot}/30)$

Avec : L_{tot} =3.36m. 9.60cm ≤ep ≤11.20 cm

e =15 cm.

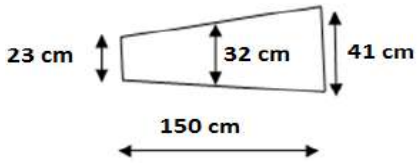


Tableau III.25: Evaluation des charges permanentes du la paillasse de l'escalier

N°	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m²)	Poids surfacique (KN/m²)
1	Carrelage	0.02	22	0.44
2	Lit de sable	0.03	18	0.54
3	Mortier de pose	0.02	20	0.40
4	Poids propre de la paillasse	e/ cos α	25	4.50
5	Poids des marches	0.17/ 2	25	2.12
6	Enduit ciment	0.02	18	0.36
			G	**8.36**

Charge d'exploitation :

Q = 2.5KN/m2

B. Détermination des efforts :

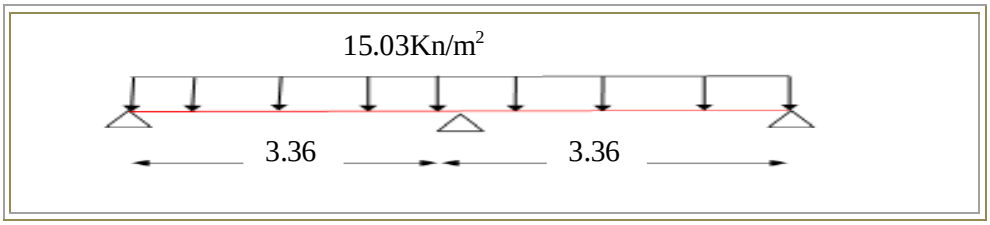
A l'E.L.U: P_u =1.35 G + 1.5 Q

A l'E.L.S: Pser = G + Q

Tableau III.26:Combinaison des charges de l'escalier

	G (KN/m²)	Q (KN/m²)	P_u (KN/m²)	P_{ser} (KN/m²)
Paillasse	**8.36**	2.5	15.03	10.86

a. l'E.L.U :



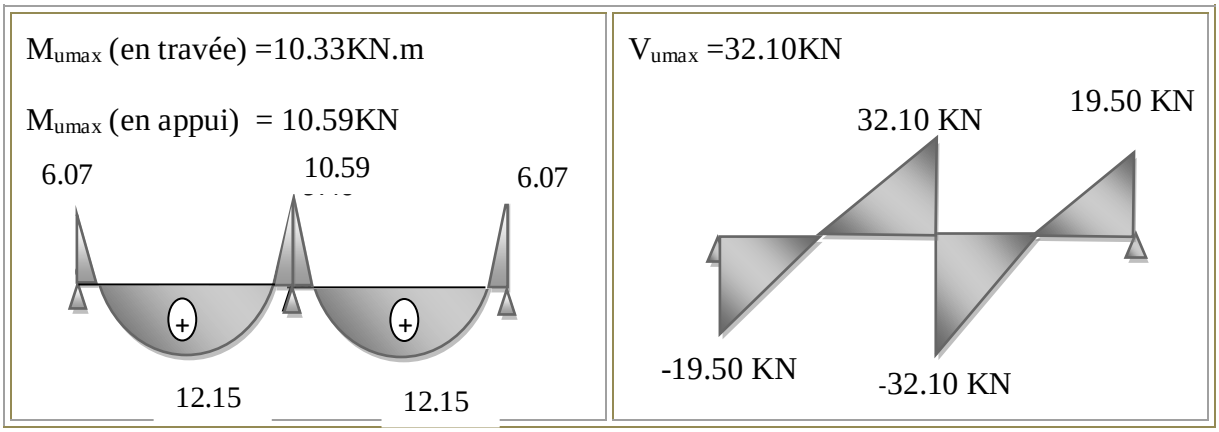
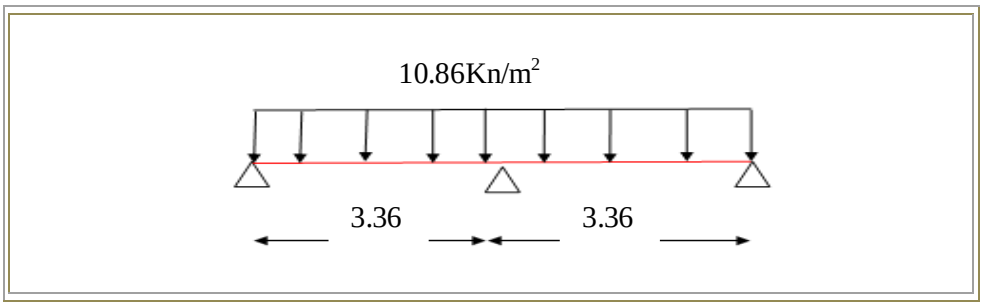


Figure III.18: Schéma statique à l'E.L.U.

b. l'E.L.S :



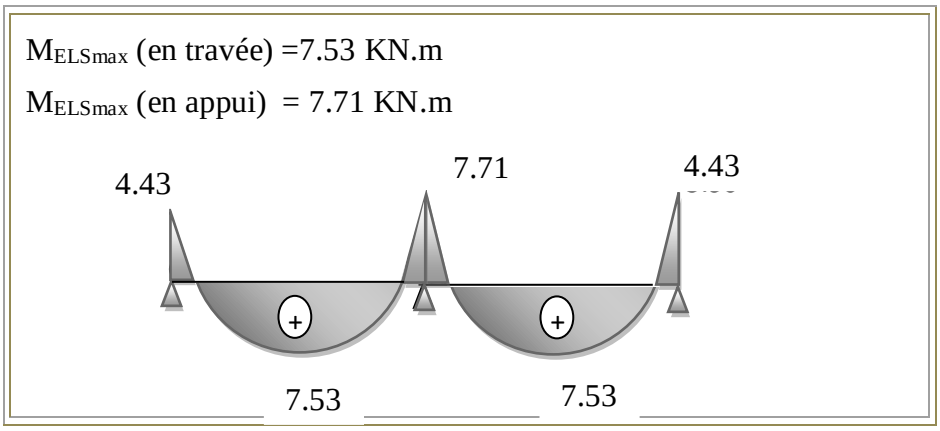


Figure III.19: Schéma statique à l'E.L.S.

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

Tableau III.27: Récapitulations des efforts internes

	ELU			ELS	
	Mau (kN.m)	**Mtu (kN.m)**	**Tu (kN)**	**Maser (kN.m)**	**Mtser (kN.m)**
Sollicitations	10.59	10.33	32.10	7.71	7.53

III.5.2.2..Ferraillage des escaliers :

Tableau III.28: les données.

Béton	f_{c28} = 25 MPa	γ_b = 1.5	σ_{bc} = 14.2 MPa	c = 2.5 cm
	f_{t28} = 2.1 MPa	b = 100 cm	h= 15cm	d=12.5 cm
Acier	FeE400	f_e=400Mpa	γ_s = 1.15	σ_s = 348 MPa

- **Armatures principales :**

En travée :

$M_t = 10.59KN.m$

h = 15cm d = 12.5 cm

$$\mu = \frac{M_{tu}}{bd^2\sigma_b} = \frac{10.59 * 10^5}{100 * 12.5^2 * 14.2 * 10^2} = 0.047 < \mu l = 0.392 \Rightarrow A' = 0$$

$\beta = 0.975$

$$At = \frac{M_{tu}}{\beta d\sigma_s} = \frac{10.59 * 10^5}{348 * 10^2 * 12.5 * 0.975} = 2.49\ cm^2$$

On adopte : **3HA12**=3.39cm²

En appui :

$M_a = 10.33KN.m$

h = 15 cm d = 12.5 cm

$$\mu = \frac{M_{au}}{bd^2\sigma_b} = \frac{10.33 * 10^5}{100 * 12.5^2 * 14.2 * 10^2} = 0.046 < \mu l = 0.392 \Rightarrow A' = 0$$

$\beta = 0.976$

$$Aa = \frac{M_{au}}{\beta d\sigma_s} = \frac{10.33 * 10^5}{348 * 10^2 * 12.5 * 0.976} = 2.43\ cm^2$$

On adopte : **3HA12**=3.39cm

Tableau III.29: Calcul des sections d'acier de l'escalier

	M_u (KN.m)	M	B	A (cm^2)	A' (cm^2)	A_{adopt} (cm^2)/ml
En Travée	10.59	0.047	0.975	2.43	0.00	**5HA12=5.65**
Aux Appuis	10.33	0.046	0.976	2.43	0.00	**5HA12=5.65**

C. Condition de non fragilité :

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

En travées: $A = 5.65\,cm^2 \geq A_{min} = \frac{100 \times 15}{1000} = 1.50\,cm^2$ (condition vérifier)

En appuis : $A = 5.65cm^2 \geq A_{min} = \frac{100 \times 15}{1000} = 1.50\,cm^2$ (condition vérifier)

D. Les armatures de répartition :

Tableau III.30: Les armatures de répartition.

	A_x (cm^2)	on adopte
En travée	$\frac{A}{4} = \frac{5.65}{4} = 1.41$	2HA 10= 1.57cm^2
Aux Appuis	$\frac{A}{4} = \frac{5.65}{4} = 1.41$	2HA 10 = 1.57 cm^2

1) Vérification de l'espacement :

Tableau III.31: Vérification de l'espacement.

	les armatures longitudinales	les armatures de répartitions
En travée	St=25cm≤min[3h=45cm;33cm]=33cm	St=25cm ≤ min[3h=15cm;33cm]=33cm
Aux Appuis	St=25cm≤min[4h=60cm;45cm]=45cm	St=33.33cm≤min[4h=60cm;45cm]=45cm

L'espacement n'est pas vérifier donc :

- Pour les armatures longitudinales on adopte : A=5HA12=5.62 cm².
- Pour les armatures de répartitions on adopte : A=5HA12=5.62 cm².

2) Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0.d} = \frac{32.10\times10^3}{1000\times125} = 0.256\,\text{MPa}$$

On considère la fissuration comme peu nuisible :

$$\overline{\tau}_u = \text{Min}\left[\frac{0.2\,f_{c28}}{\gamma_b} = 3.33\text{MPa}\,;\,5\text{MPa}\right] = 3.33\,\text{MPa}$$

$\tau_u = 0.256\,\text{MPa} < \overline{\tau}_u = 3.33\,\text{MPa}$ (Condition vérifié)

3) Vérification à l'E.L.S :

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

$$\overline{\sigma}_b = 0.6.\,f_{c28} = 0.6\times25 = 15\,\text{MPa}$$

Tableau III.32: Vérification à l'E.L.S

	En travées	En appuis
A (cm²)	5.62	5.62
M_{ser} (kN.m)	7.53	7.71
Y (cm)	$50y^2 + 15A.y - 15A.d = 0 \Rightarrow y = 3.74$	$50y^2 + 15A.y - 15A.d = 0 \Rightarrow y = 2.96$
I (cm^4)	$I = \frac{b}{3}y^3 + 15A(d-y)^2 \Rightarrow I = 8212.76$	$I = \frac{b}{3}y^3 + 15A(d-y)^2 \Rightarrow I = 5151.12$
$\overline{\sigma}_b$ (Mpa)	15	

σ_b **(Mpa)**	$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I}.y = 3.942$	$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I}.y = 4.430$
$\sigma_b \leq \overline{\sigma}_b$	CV	CV

4) Vérification de la flèche :

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

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{20} \times \frac{M_t}{M_o} \Rightarrow \frac{15}{315} = 0.047 \geq \frac{10.59}{20 \times 13.17} = 0.042$$ ……(Condition vérifié)

$$\frac{A}{b_0.d} \leq \frac{2}{f_e} \Rightarrow \frac{5.65}{100 \times 12.5} = 0.0042 \leq \frac{2}{400} = 0.005$$ …….. (Condition vérifié)

Donc la vérification de la flèche nécessaire.

III.5.2.3. -Calcul des consoles

1) .Console, sur laquelle repose l'escalier :

- R_u=32.10 kN
- Poids propre de la poutre console : 0.3x0.3x25 **=2.25kN/m**
- R_{ser}=23.39kN

2) .Calcul des efforts :

❖ **l'E.L.U :**

P_u=1.35(3.375) + 50.50 $\Rightarrow$ **P_u=55.06kN/ml**

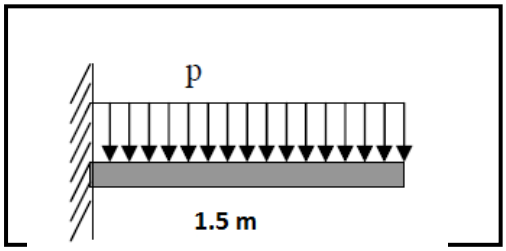
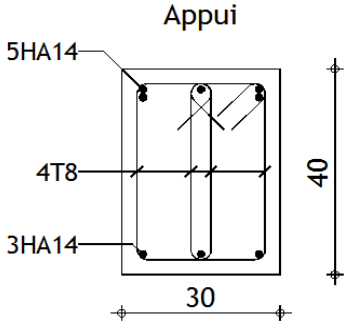


Figure III.20:. Schéma statique de la console

$$M_u = \frac{P_u \cdot L^2}{2} = \mathbf{61.94\ KN.m}$$

❖ **l'E.L.S :**

P_{ser}= 3.375 + **36.48** $\Rightarrow$ **P_{ser} = 39.85 kN/ml**



$$M_{ser} = \frac{P_{ser} \cdot L^2}{2} = \mathbf{44.83\ KN.m}$$

3) Ferraillage :

Tableau III.33: Calcul des sections d'acier de la console.

	M_u kN.m	A cm²	A' cm²	A_{min} cm²	A_{adopt} cm²
A l'appui	**55.06**	4.44	0	6.75	5HA14 7.70

4) Vérification

A. Vérification de l'effort tranchant :

T_u = 110.12 **kN** ,

$$\tau_u = Tu / b_0 \cdot d = 0.863 MPa$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left[0.20 f_{c28} / \gamma_b ; 5MPa\right] = 3.33 MPa \Rightarrow \tau_u \le \bar{\tau}_u$$

B. Armatures transversales :

$S\tau \le Min[0.9d; 40cm] = 38.25cm.$ Soit : $S\tau = 15$ cm.

$\Phi\tau \le Min[h/35, \Phi_l; b/10] = Min[12.85mm; 14mm; 30mm] = 12.85mm.$ Soit : $\Phi\tau$ **=8mm**

$$\varphi_t = 8\,\text{mm} < 12.85\,\text{cm}$$

$$A_t = \frac{\pi . \varphi_t^2}{4} = 0.5\,\text{cm}^2$$

Donc on adoptera**: A_t = 2 Ø 8 = 1 cm².**

C. Vérification de la section minimale:

$\frac{A_t}{b_0 \cdot S_t} \cdot f_e$ =0.88MPa ≥ 0.4 MPa (avec: A_t=2Φ 8 = 1 cm²)**…….. (Condition vérifié).**

$\frac{A_t}{b_0 \cdot S_t} = 0.00222 \geq \frac{\tau_u - 0.3 \cdot K \cdot f_{tj}}{0.9 \frac{f_e}{\gamma_s}(\cos\alpha + \sin\alpha)} = -0.63$ où : $\begin{cases} K = 1 \\ \alpha = 90° \end{cases}$ **…….. (Condition vérifié).**

- Zone nodale : $S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_l\right) \Rightarrow S_t$=7.5 cm.
- Zone courante : $S_t \leq \frac{h}{2} \Rightarrow S_t$=15 cm.

D. Vérification au voisinage de l'appui:

a) $\sigma_b = \frac{2 \cdot V_a}{a \cdot b} = 3.17\,\text{MPa} \leq \overline{\sigma} = \frac{0.8 f_{c28}}{\gamma_b} = 13.33\,\text{MPa}$ **……. (Condition vérifié).**

Donc, la contrainte dans la bielle est vérifiée.

b) A_t=1.00cm²≥ $\frac{\gamma_s \cdot V_a}{f_e} = 0.15 cm^2$ **……. (Condition vérifié).**

Donc, la section droite longitudinale peut équilibrer l'effort tranchant.

E. Vérification à l'E.L.S :

Tableau III.34: Vérification à l'E.L.S.

M_{ser} kN.m	A_u cm²	σ_b MPa	$\overline{\sigma}_b$ MPa	Observation
44.83	7.70	6.67	15.00	CV

Donc on adopte les sections calculées à l'E.L.U.

F. Vérification de la flèche:

$$y = \frac{\frac{b_0 . h^2}{2} + \frac{(b - b_0) . h_0^2}{2} + 15A.d}{b_0 . h + (b - b_0) . h_0 + 15A} = 24.36\text{cm}$$

$$I0 = \frac{b_0}{3}\left[y^3 + (h - y)^3\right] + \frac{(b - b_o)h_0^3}{12} + h_0(b - b_o)(y - h_0/2)^2 + 15A(y - d)^2$$

I_0=39.43×10⁴ cm⁴

$\rho = \frac{A}{b_0 \cdot d}$ =0.007 β = 0,876

$\sigma s = \frac{M_{ser}}{\beta \cdot d \cdot A}$ $\mu = 1 - \frac{1.75 \cdot f_{t28}}{4 \cdot \rho \sigma_s + f_{t28}}$

$\lambda_i = \frac{0.05 \cdot f_{t28}}{\left(2 + 3 \cdot \frac{b_0}{b}\right)\rho}$ (Déformation instantanée);

λv =2/5 λi (Déformation de longue durée).

$I_{fi} = 1.1\frac{I_0}{1+\lambda_i \mu}$ $I_{fv} = 1.1\frac{I_0}{1+\lambda_v \mu}$

Module de déformation longitudinal instantanée Ei=11000 $\sqrt[3]{f_{c28}}$

Module de déformation longitudinale de longue durée Ev=Ei/3

$f_i = \frac{M_{ser} \cdot L^2}{10.E_i.I_{fi}}$ $f_v = \frac{M_{ser} \cdot L^2}{10.E_v.I_{fv}}$;Δft =fv-fi

$f_{adm} = \frac{L}{500}$

Tableau III.35:Vérification de la flèche.

Mser (KN.m)	**P (KN)**	**σs (MPa)**	**μ**	λ_i	λ_v	**I_0 (cm^4)**	**Ei (MPa)**
44.83	0.007	231.71	0.572	3.00	1.20	39.43×10^4	32164.19
Ev (MPa)	**Ifi (cm^4)**	**Ifv (cm^4)**	**fi (mm)**	**Fv (mm)**	**Δf (mm)**	**Fadm (mm)**	**Δf < fadm**
10721.39	159694.40	257192.83	0.620	1.156	0.536	4.00	**CV**

III.5.3. Escaliers trois volée

Un escalier est une suite de plans horizontaux disposés en gradins, afin de permettre de se déplacer à pied d'un niveau à un autre niveau (Figure III.24).

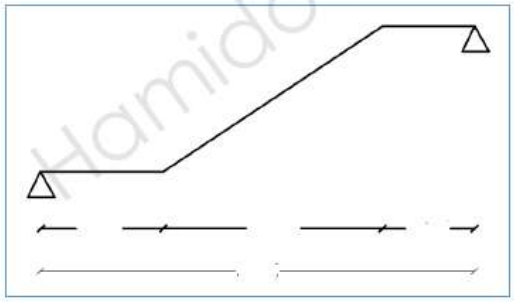


Figure III.21 : Schéma statique d'une volée d'escalier

III.5.3.1.Prédimensionnement

Les caractéristiques de notre escalier sont :

- Le nombre de contre marche égale à 11
- Hauteur du palier: H = 1.87
- Hauteur de la contre marche : $h = \frac{187}{11} = 17\text{cm}$
- Largeur de la marche : g = 30cm

➢ **Vérification de la formule de Blondel**

60cm ≤ g+ 2h ≤64cm ⟹ g+ 2h =64cm (CV)

➢ **Détermination de l'épaisseur de l'escalier**

tg α = H / L = 187/300= 0.85 D'où alors : **α =31.79°**

$L_0 = \sqrt{187^2 + 300^2}$=353cm ⟹ L_{tot} =L $_1$+L$_2$+ L_3=(115+353+135)= 603cm

Dans le cas d'une dalle portant sur deux côtes, on a :

$\frac{L_{tot}}{35} \le e \le \frac{L_{tot}}{30} \Rightarrow$ 17 ≤ e ≤ 20.1 ⟹ **e=20cm**

III.5.3.2.Evaluation des charges et surcharges

L'évaluation des charges permanentes du palier de repos et de la paillasse de l'escalier est donnée respectivement par les tableaux suivants

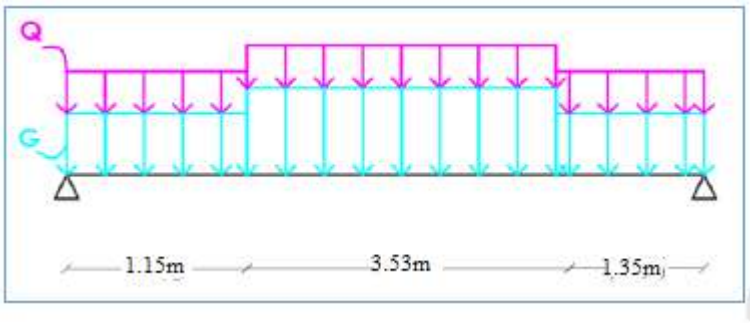


Tableau III.36: Evaluation des charges permanentes du palier de repos de l'escalier

N°	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m^3)	Poids surfacique (kN/m^2)
1	Carrelage	0.02	22	0.44
2	Mortier de pose	0.02	20	0.40

3	Lit de sable	0.03	18	0.54
4	Poids propre du palier	0.20	25	5
5	Enduit ciment	0.02	18	0.36
Total				**6.74**

Tableau III.37: Evaluation des charges permanentes de la paillasse de l'escalier

N°	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m^3)	Poids surfacique (kN/m^2)
1	Carrelage	0.02	22	0.44
2	Mortier de pose	0.02	20	0.40
3	Lit de sable	0.03	18	0.54
4	Poids propre de la paillasse	0.20/ cos α	25	5.88
5	Poids des marches	0.17/ 2	25	2.12
6	Enduit ciment	0.02	18	0.36
Total				**9.75**

Selon les charges et surcharge d'exploitation, pour un escalier dans un immeuble à usage d'habitation, on aura : Q =2.5kN/m² (pour le palier et la paillasse).

Le calcul de ce genre d'escalier s'effectue en flexion simple pour une bande de 1.0 m de largeur, simplement appuyée sur les poutres et soumise à deux types de charges G et Q, sous la combinaison à l'ELU et la vérification se fait sous la combinaison à l'ELS. A cet effet, on aura les sollicitations illustrées dans les tableaux 38 et 39 ainsi que la figure III.26.

Tableau III.38: Sollicitations obtenues à l'ELU appliquées à l'escalier.

	G (kN/m^2)	Q (kN/m^2)	P_u (kN/m^2)	Réactions (kN)	M_0 (kN.m)	Travée	Appuis
						$0,85.M_0$(kN.m)	$0,50.M_0$(kN.m)
Palier	6.74	2,5	12.85	R_A=46.67	96.15	81.72	48.07
Paillasse	9.75	2,5	16.91	R_B=46.14			

Tableau III.39: Sollicitations obtenues à l'ELS appliquées à l'escalier.

	G (kN/m²)	Q (kN/m²)	P_{ser} (kN/m²)	Réactions (kN)	M_0(kN.m)	Travée	Appuis
						0,85.M_0(kN.m)	0,50.M_0(kN.m)
Palier	6.74	2.50	9.24	R_A=33.34	69.96	59.47	34.8
Paillasse	9.75	2.50	12.25	R_B=32.99			

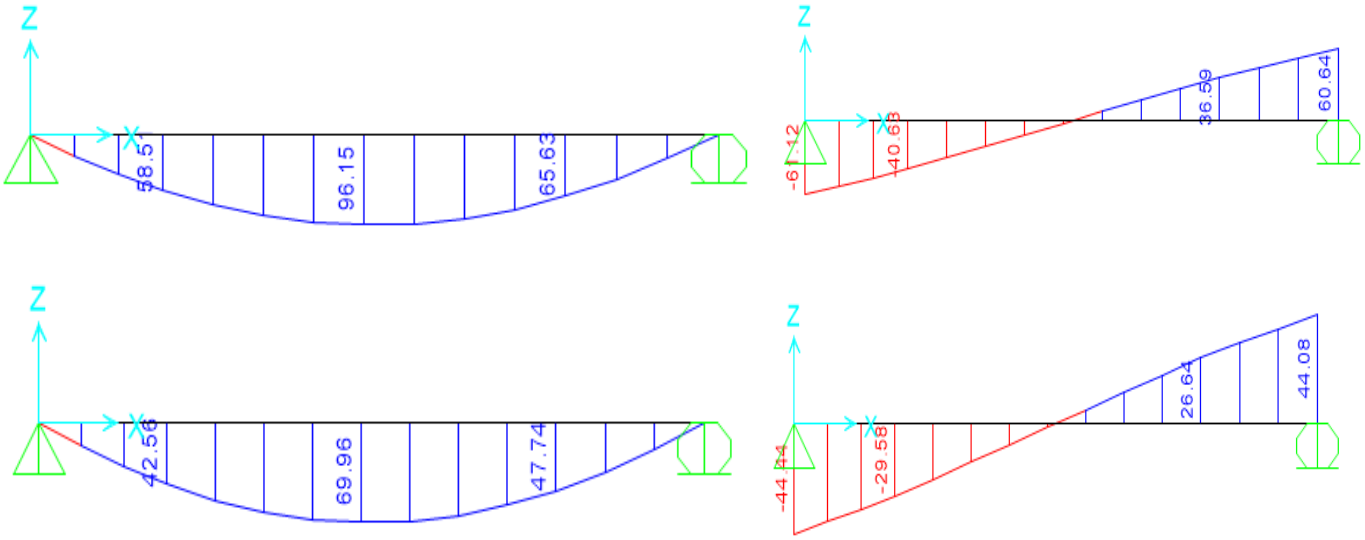


Figure III.22: Diagrammes des moments et de l'effort tranchant a L'ELU et L'ELS

III.5.3.3.Ferraillage des escaliers à l'ELU

Les résultats du ferraillage en flexion simple d'une bande de 1,0 m sont résumés sur le tableau. Cependant, les vérifications nécessaires selon le CBA sont données par la suite.

Tableau III.40 : Calcul des sections d'acier de l'escalier

	M_u (kN.m)	$A_{calculée}$ (cm²)	A' (cm²)	A_{min} (cm²) (CBA)	$A_{adoptée}$ (cm²)	$A_{rép}$ $\frac{A}{4}$ (cm²)	$A_{adoptée}$ (cm²)
En travée	81.73	14.48	0.00	2.5	8 HA 16= 16.08	2	4 HA 10 = 2.30
Aux appuis	48.08	8.11	0.00		6 HA 14= 9.23	2	4 HA 10 = 2.30

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

Tableau III.41 : Vérification de la contrainte tangentielle

	St (cm) armatures longitudinales	St (cm) armatures de répartitions	T(KN)	$\overline{\tau}_u$ (MPa) = $\text{Min}\left[\frac{0,2\, f_{c28}}{\gamma_b}; 5\right]$	τ_u (MPa) $= \frac{V_u}{b_0.d}$	Vérification
Travée	20cm ≤ 33cm	20cm ≤ 33cm	44.08	3,33	0.24	CV

III.5.3.4.Vérification à l'ELS

La vérification a l'ELS selon annexe D fissuration peu nuisible donc on vérifie $\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$ (Voir tableau III.42)

Tableau III.42: Vérification à l'E.L.S

Section (cm²)	Position	M_{ser} (kN.m)	A (cm²)	A' (cm²)	σ_b (MPa)	Obs
100x15	**Travée**	59.47	16.08	0	10.56	CV
	Appui	34.8	09.23	0	7.48	CV

III.5.3.5.Vérification de la flèche

Puisque les conditions préliminaires présentées à (annexe A), ne sont pas vérifiées, donc la vérification de la flèche est nécessaire. Elle est donnée par le tableau III.43 selon la méthode présentée à (annexe B).

Tableau III.43 : Vérification de la flèche de l'escalier

M (kN.m)	A(cm²)	y (cm)	ρ(%)	ß1	μ
59.47	16.08	14.63	0.007	0.99	0.45
L(m)	**f_i (mm)**	**f_v (mm)**	**Δf(mm)**	**f_{adm}(mm)**	**$\Delta f < f_{adm}$**
6.03	9.03	17.78	8.75	12.06	CV

Donc, la condition de la flèche est vérifiée.

III.5.4.Calcul de la poutre palière

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

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

III.5.4.1.Prédimensionnement

Le prédimensionnement de la poutre palière (Figure III.27) et les vérifications nécessaires sont donnés par le tableau III.44:

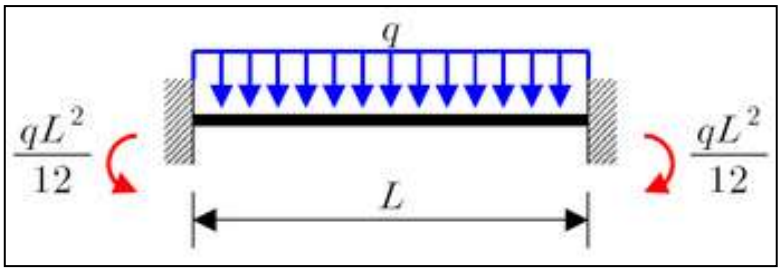


Figure III.23 : Schéma équivalent de la poutre palière

Tableau III.44 : Prédimensionnement de la poutre palière.

Conditions de résistance	L_{max}= 6.36 m ⇒ 42 ≤ h≤ 63cm. On adopte : h = 40 cm 12 ≤ b ≤ 28cm. On adopte : b = 30 cm
Vérification selon le RPA 99	h=40cm≥30cm ; b=30 cm≥20cm ; h/b =1.3≤4
Condition de rigidité (h/L ≥ 1/16)	(h/L=0.0629) ≥ (1/16=0,0625) (CV)
Conclusion	b = 30 cm ; h = 40 cm

III.5.4.2. Evaluation des charges

Poids propre de la poutre: G_{poutre}=0.30 ×0.40×25=3 kN/ml

Charge due aux réactions : R_u=46.14 KN, R_{ser}=32.99 KN

Poids du mur : P_{mur} = 2.52x (3,74-0,45)/2= 4.14 kN/m

Pu =1,35 x (2.25+4.14) + (2x46.14 /6.36) = 24.16 KN/m

Pser = 2.25+4.14+ (2x32.99 /6.36) = 17.52 KN/m

III.5.4.3. Ferraillage de la poutre palière

- **Calcul des Armatures longitudinales**

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

Tableau III.45 : Ferraillage de la poutre palière

	M_u (kN.m)	A (cm^2)	A' (cm^2)	A_{min} CBA (cm^2)	$A_{adoptée}$ (cm^2)	$A_{totale\ min}$ RPA (cm^2)	Obs
En travée	40.71	3.23	0,00	1.2	5HA10=3.92	6	CV
Aux appuis	81.42	6.66	0,00	1.2	6HA12=6.78		CV

Tableau III.46 : Vérification à l'E.L.S de la poutre palière

Section (cm^2)	Position	M_{ser} (kN.m)	A (cm^2)	A' (cm^2)	σ_b(MPa)	σ_s(MPa)	Obs
25x30	Travée	29.53	3.92	0	3.29	103.20	CV
	Appui	59.06	6.78	0	6.59	201.63	CV

Tableau III.47 : Calcul de la section d'armature transversale de la poutre palière

Section (cm^2)	RPA99		CBA93	$S_{t\ adopté}$		$A_{t\ choisie}$ (cm^2)	$\frac{A_t \cdot f_e}{b_0 \cdot S_t}$ (MPa)	$\frac{A_t}{b_0 \cdot S_t}$
	S_{t1}	S_{t2}	S_t	Z_N	Z_C			
25x30	20	10	33.75	10	20	6Φ 8=3.01	2.01 ≥ 0.4 MPa (CV)	0.005>0.0002 (CV)

Tableau III.48 : Vérification des contraintes tangentielles Au voisinage de l'appui de rive

Section (cm^2)	T_u (kN)	τ_u (MPa)	$\tau_{u\ adm}$ (MPa)	$\tau_u < \tau_{u\ adm}$
25x30	76.82	0,69	3,33	CV

III.5.4.3.1 Vérification de la flèche :

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

$$\begin{cases} \frac{h}{l} \geq \frac{Mt}{10M_0} \rightarrow \frac{40}{636} = 0.0629 \geq \frac{29.53}{10 \times 88.85} = 0.033 \\ \frac{A}{b_0 \times d} < \frac{4.2}{fe} = \frac{3.92}{30 \times 37.5} = 0.005 < \frac{4.2}{400} = 0.010 \end{cases}$$

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 [1]

$$\frac{Lmax}{45} \leq e \leq \frac{Lmax}{40} \rightarrow 7.77\ cm \leq e \leq 8.75\ cm$$

L'Entreprise Nationale des Ascenseurs (E.N.A) préconise que l'épaisseur de la dalle machine soit: e ≥25 cm. On prend: e = 25cm.

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

Tableau III. 49. Les charges concentrées

P_1	P_2	P_3	P_4	P_5	P_6	P_7	P_8	P_9
8400	3200	200	600	800	1250	750	1100	1000

$$q = \frac{\sum p_i}{S} = \frac{17300}{7.7} = \frac{2246.75Kg}{m^3} = 22.47(\frac{KN}{m^2})$$

$$G_{TOT} = 10.05 + 22.47 = 32.52\ (\frac{KN}{m^2})$$

Charge d'exploitation Q :

L'ENA exige une charge d'exploitation plus importante que celle d'une terrasse inaccessible de l'ordre de : Q=5kN/m².

Tableau III. 50. Les charges de la dalle machine.

	G(kN/m)	Q(kN/m)	P(kN/m)
ELU	32.52	5	51.40
ELS			37.52

III.6.4.Calcul du Ferraillage:

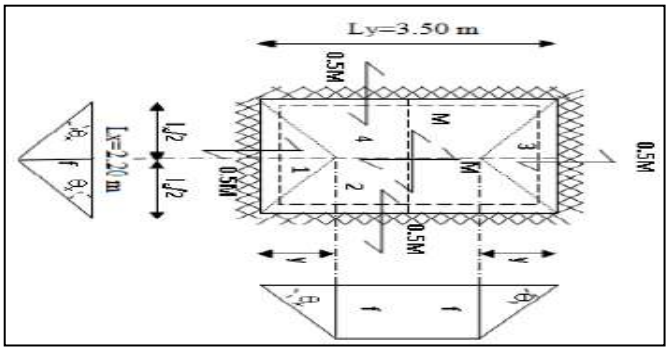


Figure III.24 : Les encastrements et les dimensions de la dalle

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

$\rho = \frac{2.20}{3.50} = 0.62$.

Donc la dalle travaille suivant les deux directions.

Les résultats sont ordonnés dans le tableau suivant :

Tableau III. 51 : Section d'armatures longitudinales dans la dalle machine.

		Mu(KN.m	As(cm²)	A'(cm²)	A min(cm²)	Aadopte (cm^2)
Sens x	En travée	19.65	2.74	0	2.5	6HA12=6.79
	En appuis	09.23	1.11	0	2.5	6HA12=6.79
Sens y	En travée	23.64	3.14	0	2.5	6HA12=6.79
	En appuis	11.82	1.56	0	2.5	6HA12=6.79

III.6.4.1 Verification de l'effort trenchant

Tableau III. 52 : Vérification de l'effort tranchant de la dalles machine

Section(cm)	T_{max}(kN)	$r(MPa)$	$\bar{r}(MPa)$	$r \leq \bar{r}$
100X25	37.69	0.17	1.16	CV

III.6.4.2.Vérification de la flèche

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

Tableau III. 53 : Vérification au poinçonnement

Q_u (kN)	H (cm)	f_{c28} (Mpa)	γb	a (cm)	b (cm)	U_c (cm)	F_{limite} (kN)	$Q_u \leq F_{limit}$
84	25	25	1.5	0	0	116	2175	Cv

III.7 La coupole :

La coupole de notre projet est de forme de demi sphère, d'un diamètre D=10m etd'une hauteur de 3.07m.

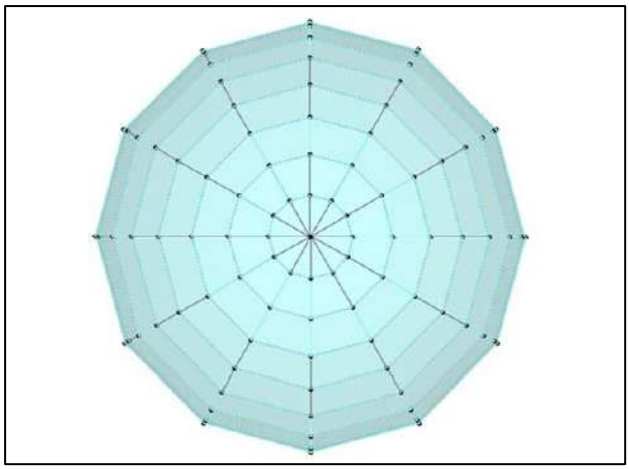


Figure.III.25 : Vue de dessus de la coupole

III.7.1.Matériaux et dimensions :

a) Le verre :

Epaisseur : 8mm

Poids volumique = 25 Kn/m^3

b) Les cornières en charpente métallique :

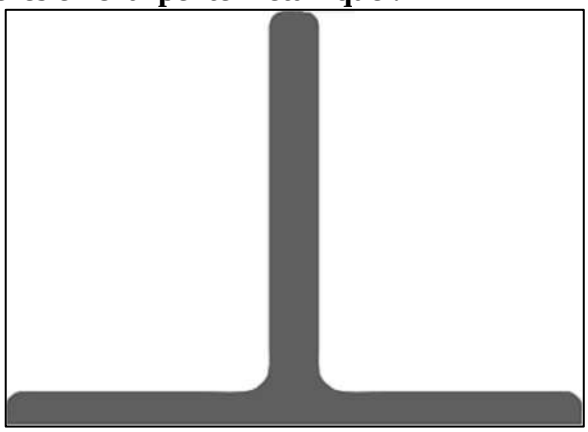


Figure.III.26. Cornière en T.

Tige extérieure (t3) = 0.05m

Bride extérieure (t2) = 0.05m

Epaisseur de la bride = 5.10^{-3}

Epaisseur de la tige = 5.10^{-3}

CHAPITRE IV

Etude sismique

CHAPITRE IV : ETUDE SISMIQUE

IV.1. Introduction

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

IV.2. Disposition des voiles

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

Notre structure à un parking au niveau du sous-sol. Tout cela complique de manière conséquente le choix du positionnement des voiles. En effet le choix du positionnement des voiles doit satisfaire un certain nombre de conditions :

- Minimiser l'excentricité entre le CM et le CR.
- Assurer la continuité des voiles verticalement.
- La disposition des voiles est établie selon un comportement modal convenable.
- Eviter les rez-de-chaussée ou les étages flexibles.
- Minimiser le nombre d'ouvertures par voile.
- Assurer une ductilité suffisante.

- Assurer une capacité de dissiper l'énergie vibratoire transmise à la structure par des secousses sismiques majeures.

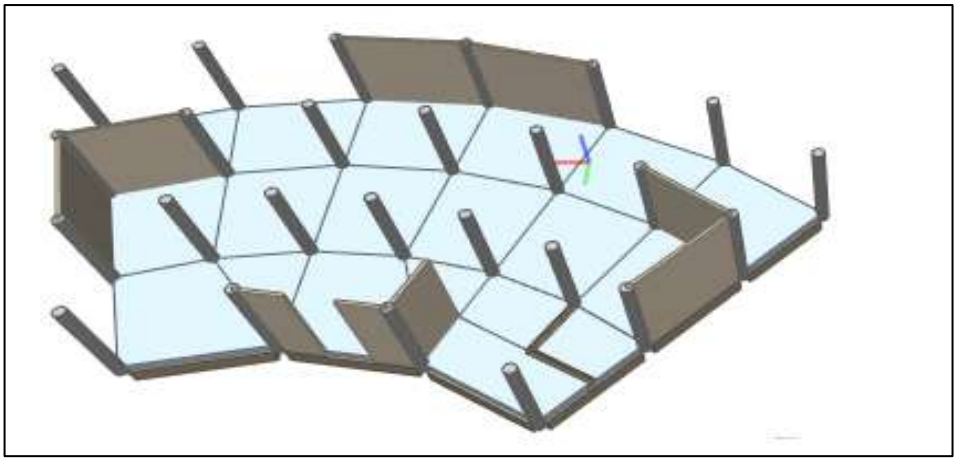


Figure IV.1 : Déposition des voiles (vue 3D)

IV.3. Caractéristique dynamique de la structure

IV.3.1 Centre de masse

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

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

Avec :

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

IV.3.2 Centre de torsion

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

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

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

Avec :

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

IV.3.3 Calcul centre de mass et centre de torsion [Art 3.5.1-a RPA99v2003]

Tableau IV.1 : Calcul du centre de mass et centre de torsion

Niveau (m)	Rigidités et centre de torsion				Masse et centre de Masse		
	∑ Kx (m4)	∑ Ky (m4)	XR (m)	YR (m)	Wi (KN)	XG (m)	YG (m)
26.18	4.228E+007	2.135E+007	20.861	6.154	1929.633	19.556	4.282
22.44	4.228E+007	2.135E+007	20.740	5.790	4064.461	20.095	4.647
18.70	4.228E+007	2.135E+007	20.559	5.173	4088.766	20.098	4.649
14.96	4.228E+007	2.135E+007	20.291	4.102	4142.558	20.138	4.700
11.22	4.228E+007	2.135E+007	19.893	2.061	5727.045	19.808	2.535
7.48	4.228E+007	2.135E+007	20.060	2.211	5948.365	19.781	2.332
3.74	4.228E+007	2.135E+007	21.528	3.707	6360.487	19.806	2.360

On remarque que le sens x plus rigide que le sens y en raison que le nombre des voiles dans le sens x est supérieur.

IV.3.4 Excentricité

IV.3.4.1 Excentricité théorique

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

Tableau IV.2 : calcul de l'excentricité théorique

Niveau (m)	Ex = |XR-XG| (m)	Ey = |YR-YG| (m)
26.18	1.305	1.872
22.44	0.645	1.143
18.70	0.461	0.524
14.96	0.153	0.598
11.22	0.085	0.474
7.48	0.259	0.121
3.74	1.722	1.347

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

Pour toutes les structures comportant des planchers ou diaphragmes horizontaux rigides dans leur plan, on supposera qu'à chaque niveau et dans chaque direction, la résultante des forces horizontales a une excentricité par rapport au centre de torsion égale à la plus grande des deux valeurs

- 5% de la plus grande dimension du bâtiment à ce niveau (cette excentricité doit être prise en considération de part et d'autre du centre de torsion).
- Excentricité théorique résultant des plans.

$$Ex = 0.05.Lx \quad Ey = 0,05.Ly$$

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

Tableau IV.3 : calcul de l'excentricité accidentelle

Niveau (m)	Lx (m)	Ly (m)	Ex (m)	Ey (m)
26.18	35.60	21.45	1.78	1.0725
22.44	35.60	21.45	1.78	1.0725
18.70	35.60	21.45	1.78	1.0725
14.96	35.60	21.45	1.78	1.0725
11.22	35.60	21.45	1.78	1.0725
7.48	35.60	21.45	1.78	1.0725
3.74	35.60	21.45	1.78	1.0725

IV.3.4.3 Effet de la torsion accidentelle : [RPA 99 version 2003 Art 4.3.7]

Dans le cas où il est procédé à une analyse tridimensionnelle, en plus de l'excentricité théorique calculée, une excentricité accidentelle (additionnelle) égale à ±0.05L, (L étant la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique) doit être appliquée au niveau du plancher considéré et suivant chaque direction.

IV.4. Choix de la méthode de calcul

IV.4.1 Méthodes utilisables [Art 4.1.1 RPA99v2003]

Le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes :

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

Le bâtiment étudie présente une configuration irrégulière et dépasse 5 niveaux (17metres) situé en zone IIb avec groupe d'usage 2. Selon [ART 4.1.2 RPA99v2003] la méthode statique équivalente n'est pas applicable on utilise donc la méthode modale spectrale.

IV.5. Méthode dynamique modale spectrale

IV.5.1 Principe

La méthode d'analyse modale spectrale peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas applicable.

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

IV.5.2 Modélisation

Notre structure comporte des planchers rigides, elles sont représentées par un modèle tridimensionnel, encastré à la base et où les masses sont concentrées au niveau des centres de gravité des planchers avec trois (03) DDL (2 translations horizontales et une rotation d'axe vertical).

Le calcul se fait par le logiciel d'analyse "SAP2000.v20"

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

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

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1{,}25A\left(1+\frac{T}{T_1}\left(2{,}5\eta\frac{Q}{R}-1\right)\right) & \text{pour: } 0 \le T \le T_1 \\ 2.5\eta(1{,}25A)\left(\frac{Q}{R}\right) & \text{pour: } T_1 \le T \le T_2 \\ 2.5\eta(1{,}25A)\left(\frac{Q}{R}\right)\left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & \text{pour: } T_2 \le T \le 3\,\text{sec} \\ 2.5\eta(1{,}25A)\left(\frac{Q}{R}\right)\left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3}\left(\frac{3}{T}\right)^{2/3} & \text{pour: } T > 3\,\text{sec} \end{cases}$$

IV.5.4 Coefficient d'accélération A [TAB.4.1 RPA99V2003] :

Donné par la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment.
L'ouvrage est du groupe 2 (Hôtel d'habitation collective est à usage de bureaux dont la hauteur ne dépasse pas 48 m.).

L'implantation de ce bâtiment se fera dans la wilaya d'ALGER (zoneIIb). Donc : A=0,25

IV.5.4 Facteur de correction d'amortissement η

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

ξ : Pourcentage d'amortissement critique (ξ=7%) d'après [TAB.4.2 RPA99V2003].

IV.5.5 Coefficient de comportement R [Art 3.4 RPA99 v2003]

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

la somme des surface des voiles est 18.9% de la surface totale.

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

Donc R=4 [Tab 4.3 RPA99v2003]

IV.5.6 Justification du coefficient de comportement R

- Suivant X :

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

Niveau (m)	Sollicitations dues aux charges verticales			Sollicitations dues aux charges horizontales		
	Poids Nz (kN)	Nz /Poteaux (kN)	Nz /Voiles (kN)	Effort tranchant Tx (kN)	Tx /Poteaux (kN)	Tx /Voiles (kN)
26.18	3076.667	1076.778	1999.889	736.70	85.854	650.936
22.44	9127.864	3905.653	5222.211	1667.691	82.463	1585.228
18.70	15244.685	7106.169	8138.516	2291.871	129.806	2162.065
14.96	21401.314	10167.454	11233.860	2768.469	111.150	2657.319
11.22	31780.500	16354.822	15425.678	3314.069	111.697	3202.372
7.48	42275.137	23069.487	19205.650	3753.067	127.893	3625.174
3.74	53062.732	23813.510	29249.222	3957.886	33.733	3924.153

- Valeurs en pourcentage

Tableau IV.5 : Justification du coefficient de comportement R suivant X (%)

Niveau (m)	Sollicitations dues aux charges verticales			Sollicitations dues aux charges horizontales		
	Poids Nz (kN)	Nz /Poteaux (kN)	Nz /Voiles (kN)	Effort tranchant Tx (kN)	Tx /Poteaux (kN)	Tx /Voiles (kN)
26.18	100 %	34.998	65.002	100 %	11.652	88.348
22.44	100 %	42.788	57.212	100 %	4.945	95.055
18.70	100 %	46.614	53.386	100 %	5.664	94.336
14.96	100 %	47.509	52.491	100 %	4.015	95.985
11.22	100 %	51.462	48.538	100 %	3.370	96.630
7.48	100 %	54.570	45.430	100 %	3.408	96.592
3.74	100 %	44.878	55.122	100 %	0.852	99.148

➢ Suivant Y

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

Niveau (m)	Sollicitations dues aux charges verticales			Sollicitations dues aux charges horizontales		
	Poids Nz (kN)	Nz /Poteaux (kN)	Nz /Voiles (kN)	Effort tranchant Ty (kN)	Ty /Poteaux (kN)	Ty /Voiles (kN)
26.18	3076.66	305.65	1999.89	693.48	63.46	630.01
22.44	9127.86	3905.65	5222.21	1640.31	60.92	1579.34
18.70	15244.68	7106.16	8138.51	2304.53	97.36	2207.13
14.96	21401.31	10167.45	11233.86	2795.34	94.74	2700.59
11.22	31780.50	16354.82	15425.67	3345.29	187.18	3158.10
7.48	42275.13	23069.48	19205.65	3758.5	200.98	3557.61
3.74	53062.73	23813.51	29249.22	3967.20	44.61	3922.58

➢ Valeurs en pourcentage

Tableau IV.7 : Justification du coefficient de comportement R suivant Y (%)

Niveau (m)	Sollicitations dues aux charges verticales			Sollicitations dues aux charges horizontales		
	Poids Nz (kN)	Nz /Poteaux (kN)	Nz /Voiles (kN)	Effort tranchant Ty (kN)	Ty /Poteaux (kN)	Ty /Voiles (kN)
26.18	100 %	34.998	65.002	100 %	9.152	90.848
22.44	100 %	42.788	57.212	100 %	3.714	96.286
18.70	100 %	46.614	53.386	100 %	4.225	95.775
14.96	100 %	47.509	52.491	100 %	3.389	96.611
11.22	100 %	51.462	48.538	100 %	5.596	94.404
7.48	100 %	54.570	45.430	100 %	5.347	94.653
3.74	100 %	44.878	55.122	100 %	1.125	98.875

IV.5.7 .Facteur de qualité Q [Tab.4.4 RPA99V2003]

Le facteur de qualité est égal à 1 additionné à la somme de 6 pénalités selon que les critères de qualité sont satisfaits ou non : $Q = 1 + \sum_1^6 P_q$

Ces pénalités sont rappelées dans le tableau suivant :

Tableau IV.8: Valeurs des pénalités Pq

	P_q			
Critère "q"	Observé	N/Observé	Q_x	Q_y
1. Conditions minimales sur les files de contreventement	-	NON	0.05	0.05
2. Redondance en plan	-	NON	0.05	0.05
3. Régularité en plan	-	NON	0.05	0.05
4. Régularité en élévation	-	NON	0.05	0.05
5. Contrôle de la qualité des matériaux	OUI	-	0	0
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	OUI	-	0	0
			0.20	**0.20**

IV.5.8 Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site T1,T2 [Tab 4.7 RPA99v2003]

D'après le rapport du sol : Site S3

D'où alors : T_1=0.15 s et T_2=0.50 s

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

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

- **Stabilité de la structure :**

1- Vérification du comportement modale de la structure.

2- Vérification de la participation massique (dissipation

3- énergétique). Vérification de la force sismique V à la base.

4- Vérification de la stabilité au

5- renversement. Vérification de l'effet P-Δ.

- **Résistance des éléments :**

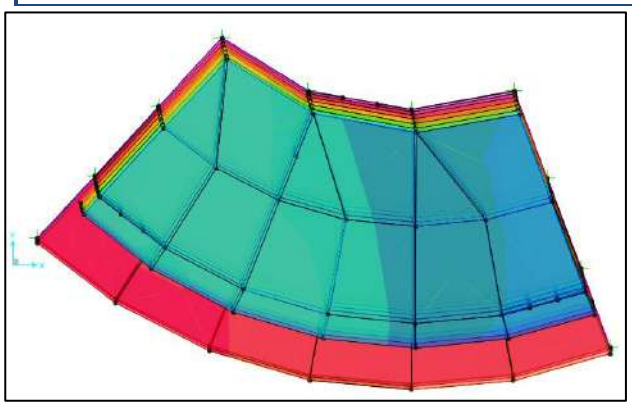
6- Vérifications des déplacements inter-

7- étage. Vérification du cisaillement des éléments.

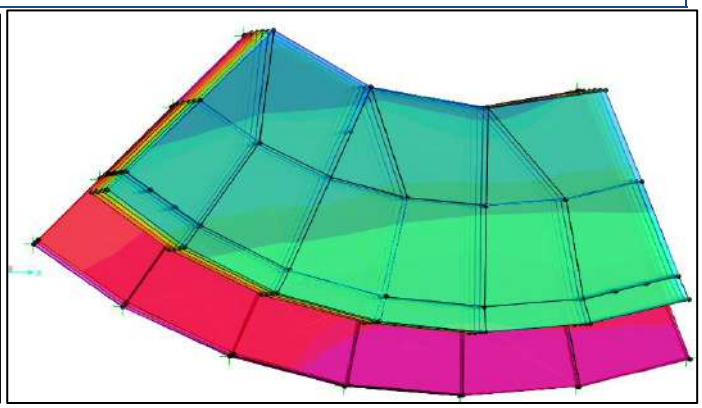
8- Vérification de l'effort normal réduit dans les poteaux.

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

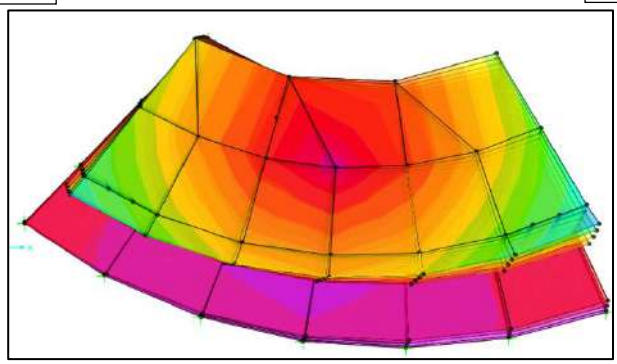
Mode	Période(s)	Ux	Uy	Rz	Commentaire
Mode 1	0.377	1.25	50.07	0.40	Translation suivant l'axe Y
Mode 2	0.330	55.18	2.12	0.00	Translation suivant l'axe X
Mode 3	0.229	0.27	3.26	45.42	Rotation autour l'axe Z



Mode 1



Mode 2



Mode 3

Figure IV.2: Vérification de comportement des trois premiers modes

Le 1er mode donne une translation suivant l'axe Y car le sens de faible rigidité $\sum Ky < \sum Kx$. Le 2eme mode donne une translation suivant l'axe Y car le sens de forte rigidité $\sum Ky < \sum Kx$.
Le 3eme mode donne une rotation autour de l'axe Z, cette torsion due à l'excentricité, cette excentricité est provoquée par la géométrie de la structure, est la position de la cage d'escalier.

IV.6.1 Vérification de participation massique [Art 4.3.4.a RPA99v2003]

Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que :

La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure.

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

Tableau IV.10 : vérification de participation massique

Mode	Période (s)	Ux	Uy	Rz	Sum Ux	Sum Uy	Sum Rz
Mode 1	0.356	8%	46%	1%	8%	46%	1%
Mode 2	0.2898	43%	11%	1%	51%	57%	3%
Mode 3	0.2114	0%	0%	46%	51%	57%	49%
Mode 4	0.1106	0%	1%	0%	51%	58%	49%
Mode 5	0.0992	0%	1%	0%	51%	59%	49%
. . .	. . .	. . .	. . .	. . .	. . .	. . .	. . .
Mode 34	0.0359	0%	0%	0%	86%	90.06%	79%
Mode 54	0.0279	5%	0%	0%	91.38%	95%	85%
Mode 67	0.0227	0%	0%	1%	95%	98%	90.82%
	3.91s						

La participation massique atteint plus de 90% suivant x dans le 34eme mode La participation massique atteint de plus de 90% suivant y au 54eme mode Le mode retenu = 67 mode
La période de cette dissipation T=somme de période 1 vers 67 : T=3.91 s

On remarque que le sens Y dissipé rapidement que le sens X car ce le sens de faible rigidité

$\sum Ky < \sum Kx$ (plus souple que l'autre sens)

IV.6.2 Vérification de la force sismique V à la base [Art 4.3.6 RPA99v2003]

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

Donc il faut vérifier que : $\frac{E_d}{V_{st}} \geq 80\%$

IV.6.3 Calcul de la force sismique statique [Art 4.2.3 RPA99v2003] :

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

$$V_x = \frac{A \times D_x \times Q_x}{R} W \quad , \quad V_Y = \frac{A \times D_Y \times Q_Y}{R} W$$

Tel que :

.

A : coefficient d'accélération de zone
A = 0,25 …… [TAB.4.1 RPA99V2003]
D : facteur d'amplification dynamique moyen

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

[Art 4.2.3. (4.2) RPA99v2003]

T2 = 0,5 s, (site S3).....[Tab 4.7 RPA99v2003]
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 on utilise la formule :

T=$C_T h_n^{3/4}$ [Art 4.2.4(4.6) RPA99v 2003] $\rightarrow \begin{cases} C_T = 0.05 \\ h_n = 26.18m \end{cases}$

$T = \frac{0.09 \times h_n}{\sqrt{D_x}}$ [Art 4.2.4(4.7) RPA99v 2003] $\rightarrow \begin{cases} h_n = 26.18m \\ D_x = 35.60m \\ D_y = 21.45m \end{cases}$

$T = C_T h_n^{3/4} = 0.578$

$$T = \frac{0.09 h_n}{\sqrt{D}} \Rightarrow T_x = \frac{0.09 \times 26.18}{\sqrt{35.60}} = 0.382 \quad , \quad T_y = \frac{0.09 \times 26.18}{\sqrt{21.45}} = 0.484$$

$$\Rightarrow D_x = 2{,}20 \quad , \quad D_y = 2{,}20$$

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

Donc :
T_x=0.382 s
T_y =0.484s

D = 2.5η = 2.205 … … … 0 ≤ 0.484 ≤ 0.50

R : coefficient de comportement global de la structure R = 4 [Tab 4.3 RPA99v2003]
Q : facteur de qualité [Tab.4.4 RPA99V2003] :

Q_x=1.15 ; Q_y=1.15

W : poids total de la structure

$$W = \sum_{i=1}^{n} W_i \quad \text{avec} \quad W_i = G_i + \beta\ Q\,, \qquad \beta_1 = 0{,}2$$

Poids de la structure W= 33831.092 KN

$$Vx = Vy = \frac{A.D.R}{R}.W = \frac{0.2x2.205x1.15}{4}x33831.09 = 4289.36KN$$

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

	force statique (KN)	force dynamique (KN)	Ed/V	Vérification
Suivant x	4289.36	3431.041	0.800	CV
Suivant y	4289.36	3431.584	0.800	CV

IV.6.4 Vérification de la stabilité au renversement [Art 4.4.1 RPA99v2003]

IV.6.4.1 Le moment de renversement

Le moment de renversement égale à : $M_{Rx} = \sum_{i=1}^{n} F_{ix}\,.\,h_i$, $M_{Ry} = \sum_{i=1}^{n} F_{iy}\,.\,h_i$

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

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 :**

$$F_i = \frac{W_i \times h_i}{\sum W_i \times h_i}(V_t - F_t) \quad ; \qquad F_t = \begin{cases} 0{,}07\ T\ V_t \leq 0{,}25V_t & \text{Si: } T \geq 0{,}7\ \text{sec} \\ 0 & \text{Si: } T < 0{,}7\ sec \end{cases}$$

Avec : $T_x = 0{,}399\ \text{sec}$, $T_y = 0{,}464\ \text{sec}$ $\Rightarrow$ $F_t = 0$

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

Tableau IV.12 : les forces sismiques de chaque niveau

Niveau (m)	W_i (KN)	Wihi (KN.m)	Fix (KN)	Fiy (KN)
26.18	1929.633	50517.79194	484.361	484.361
22.44	4064.461	91206.50484	874.482	874.482
18.70	4088.766	76459.9242	733.093	733.093
14.96	4142.558	61972.66768	594.190	594.190
11.22	5727.045	64257.4449	616.096	616.096
7.48	5948.365	44493.7702	426.604	426.604
3.74	6360.487	23788.22138	228.080	228.080
		412696.33		

Donc le moment de renversement égale :

Tableau IV.13 : calcul du moment de renversement

Niveau (m)	Fix (KN)	Fiy (KN)	M_{Rx} (KN.m)	M_{Ry} (KN.m)
26.18	484.36	484.36	12680.57	12680.57
22.44	874.48	874.48	19623.38	19623.38
18.70	733.09	733.09	13708.84	13708.84
14.96	594.19	594.19	8889.08	8889.08
11.22	616.10	616.10	6912.60	6912.60
7.48	426.60	426.60	3191.00	3191.00
3.74	228.08	228.08	853.02	853.02
∑MR			65858.48	65858.48

IV.6.4.2 Le moment stabilisant

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

Le moment de stabilité est égal à : $M_{Sx} = W_i . X_G$, $M_{Sy} = W_i . Y_G$

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

If faut vérifier que $\frac{M_S}{M_R} \geq 1{,}5$

Tableau IV.14 : calcul du moment stabilisant

Niveau (m)	W (KN)	X_G (m)	Y_G (m)	M_{sx} (KN.m)	M_{sy} (KN.m)
26.18	1929.633	19.556	4.282	37735.90295	8262.688506
22.44	4064.461	20.095	4.647	83598.29	18887.55027
18.7	4088.766	20.098	4.649	84099.2	19008.67313
14.96	4142.558	20.138	4.7	85345.66	19470.0226
11.22	5727.045	19.808	2.535	115689.61	14518.05908
7.48	5948.365	19.781	2.332	120241.24	13871.58718
3.74	6360.487	19.806	2.36	130226.78	15010.74932
∑MR				656936.6829	109029.3301

Vérification

On doit vérifie $\frac{MS}{MR} \geq 1.5$

Tableau IV.15: Vérification de stabilisation

M_{Rx} (KN.m)	M_{Ry} (KN.m)	M_{sx} (KN.m)	M_{sy} (KN.m)	$\frac{Msx}{Mrx}$	$\frac{Msy}{Mry}$	Vérification
65858.48	65858.48	656936.69	109029.33	**9.97**	**1.66**	CV

Commentaire :

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

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

Le déplacement horizontal à chaque niveau K de la structure et calculé comme suit : $\delta_k = \delta_{ek} \times R$

δek: Déplacement du aux forces séismiques Fi.

R : coefficient de comportement.

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

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

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

Suivant X :

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

Niveau (m)	R	δk (cm)	Δδ (cm)	δ adm (cm)	Vérification	E	[ε]
26.18	4	0.73	0.49	3.74	CV	0.92	3.5
22.44	4	0.59	0.53	3.74	CV	0.99	3.5
18.70	4	0.44	0.49	3.74	CV	0.92	3.5
14.96	4	0.30	0.45	3.74	CV	0.84	3.5
11.22	4	0.17	0.32	3.74	CV	0.60	3.5
7.48	4	0.08	0.24	3.74	CV	0.45	3.5
3.74	4	0.01	0.04	3.74	CV	0.07	3.5

Suivant Y :

Tableau IV.17 : Vérification des déplacements inter-étage suivant y

Niveau(m)		R	δk (cm)	Δδ (cm)	δ adm (cm)	Vérification	E	[ε]
26.18	2.77	4	0.79	0.53	3.74	CV	0.99	3.5
22.44	2.24	4	0.64	0.56	3.74	CV	1.05	3.5
18.70	1.68	4	0.48	0.52	3.74	CV	0.97	3.5
14.96	1.16	4	0.33	0.49	3.74	CV	0.92	3.5
11.22	0.67	4	0.19	0.39	3.74	CV	0.73	3.5
7.48	0.28	4	0.08	0.24	3.74	CV	0.45	3.5
3.74	0.04	4	0.01	0.04	3.74	CV	0.07	3.5

Commentaire :
Les déplacements inter étage sont inférieurs aux déplacements admissibles.

IV.6.6 Vérification de cisaillement des éléments :

IV.6.6.1 Les poutres [Art A.5.1 CBA93]

IV.6.6.2 On doit vérifie

Selon CBA93 **[Art A.5.1].** On doit vérifier que : $\tau \leq \bar{\tau}$ $\tau = \frac{V_u}{b_0 .d}$

$$\bar{\tau} = \text{Min}\left[0{,}20 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b};\ 5\ \text{Mpa}\right] \text{Fissuration peu nuisible.}$$

$$\bar{\tau} = \text{Min}\left[0{,}15 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b};\ 5\ \text{Mpa}\right] \text{Fissuration préjudiciable.}$$

Tableau IV.18 : Vérification de cisaillement des poutres

Elément	b (cm)	h (cm)	T (KN)	Combinaison	τ_{max} (Mpa)	(Mpa)	Vérification $\tau_{max}\leq$
PP 30x50	30	50	86.674	ELU	0.521	3.33	CV
PS 30x35	30	50	226.665	ELU	1.591	3.33	CV
Ch 25x30	30	35	224.665	ELU	2.304	3.33	CV
Long 30x30	30	30	8.939	ELU	0.108	3.33	CV

IV.6.6.3 Les poteaux [Art 7.4.3.2 RPA99v2003]

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton ת bu sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante :

Avec:

Tableau IV.19 : Vérification de cisaillement des poteaux.

Elément	b (cm)	T (KN)	Combinaison	τ (MPA)	τ (Mpa)	Vérification $\tau_{max}\leq$ □□¯
POT C 55	55	7.133	G+Q+EdX	0.02	1.88	CV
POT C 55	55	19.439	1.35G+1.5Q	0.067	1.88	CV
POT C 50	50	18.903	G+Q+EdX	0.126	1.88	CV
POT C 50	50	34.979	G+Q+EdY	0.147	1.88	CV
POT C 45	45	26.485	1.35G+1.5Q	0.177	1.88	CV
POT C 45	45	38.271	G+Q+EdY	0.200	1.88	CV
POT C 40	40	19.189	G+Q+EdX	0.169	1.88	CV
POT C 40	40	23.617	G+Q+EdY	0.157	1.88	CV
POT C 35	35	13.726	G+Q+EdX	0.121	1.88	CV
POT C 35	35	15.782	G+Q+EdY	0.139	1.88	CV

IV.6.7 Vérification de l'effort normal réduit à la base : [Art 7.1.3.3 RPA99v2003]

On entend par effort normal réduit, le rapport :

$$\nu = \frac{N_d}{B_c . f_{c28}} \leq 0{,}3$$

Où :

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

Bc : est l'aire (section brute) de cette dernière.
fcj : est la résistance caractéristique du béton.

Remarque :

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

Vérification :

Tableau IV.20 : Vérification de l'effort normal réduit à la base

	Nd (KN)	**Bc(cm²)**	**Combinaison**	**υ ≤ 0.3**	
POT C 60	1978.728	282581.16	G+Q-Edx	0.280	CV
	2035.79	282581.16	G+Q-Edy	0.288	CV
POT C 55	1639.93	237445.23	G+Q-Edx	0.276	CV
	1695.169	237445.23	G+Q-Edy	0.286	CV
POT C 50	1265.746	196234.3	G+Q-Edx	0.258	CV
	1317.239	196234.3	G+Q-Edy	0.269	CV
POT C 45	893.284	158948.37	G+Q-Edx	0.225	CV
	938.521	158948.37	Q+G+Edy	0.236	CV
POT C 40	394.003	125587.44	G+Q-Edx	0.125	CV
	416.858	125587.44	G+Q-Edy	0.133	CV

Les nouvelles sections :

Tableau IV.21 : les nouvelles sections choisis

Niveau	D(cm)
5emeétage	40
4emeétage	40
3emeétage	45
2emeétage	45
1er étage	50
RDC	55
S/Sol	60

IV.7 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 est égale: $\bar{\tau} = 0,2 . f_{c28}$

Tableau IV.22: Vérification de cisaillement des voiles suivant X.

Direction	Voile	B (cm)	L(m)	$\|V_u\|$(kN)	Combinaison	τ(MPa)	$\bar{\tau}$ (MPa)	$\tau \leq \bar{\tau}$
Direction x	1	0.17	1.78	559.737	G+Q+E_{dx}	2.872	5	CV
	2	0.17	6.32	1450.598	G+Q+Edx	2.099	5	CV
	3	0.17	6.50	1441.562	G+Q+Edx	2.029	5	CV

Tableau IV.23: Vérification de cisaillement des voiles suivant Y.

Direction	Voile	B (cm)	L(m)	$\|V_u\|$(kN)	Combinaison	τ(MPa)	$\bar{\tau}$ (MPa)	$\tau \leq \bar{\tau}$
Direction y	1	0,17	6.00	1901.64	G+Q+E_{dy}	2.91	5	CV
	2	0,17	6.00	1532.96	G+Q+E_{dy}	2.35	5	CV
	3	0,17	5.25	1410.87	G+Q+E_{dy}	2.16	5	CV
	4	0,17	5.80	1032.94	G+Q+E_{dy}	1.81	5	CV

- **Commentaire**

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

IV.7.Vérification vis à vis de l'effet P-Δ [Art 5.9 RPA99v2003]

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

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

P_k :Poids du niveau " k " et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau.
V_k :Effort tranchant de l'étage au niveau " k ".
Δ_k:Déplacement relatif du niveau " k " par rapport au niveau " k-1 ".
h_k :Hauteur de l'étage " k ".
Si $0.10<\theta_k \leq 0.20$, Les effets P-Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1° ordre par le facteur : $\frac{1}{(1-\theta_K)}$

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

Suivant X et Y

Tableau IV.24 : Vérification l'effet P-Δ suivant X et Y

Niveau	W_i (KN)	Δkx (cm)	Δky (cm)	Vkx (KN)	Vky (KN)	Θkx	Θky	θkx ≤ 0.1
26.18	1950.65	0.52	0.74	495.53	496.09	0.0055	0.0078	CV
22.44	4109.79	0.53	0.77	894.88	895.98	0.0065	0.0094	CV
18.70	4137.33	0.49	0.77	750.73	751.58	0.0072	0.0113	CV
14.96	4197.65	0.49	0.66	609.34	610.03	0.0090	0.0121	CV
11.22	5797.35	0.35	0.63	631.17	631.88	0.0086	0.0155	CV
7.48	6038.38	0.24	0.46	438.27	438.77	0.0088	0.0169	CV
3.74	6459.51	0.04	0.07	234.42	234.69	0.0029	0.0052	CV

D'après le tableau représente ci-dessous, on constate que la structure étudiée est justifiée vis-à-vis de l'effet P-Δ.

CHAPITRE V

Ferraillage des éléments structuraux

CHAPITRE V : FERRAILLAGE DES ELEMENTS RESISTANTS

V.1. Introduction

Le calcul du ferraillage se fait conformément aux règlements CBA93 et RPA99 en utilisant les combinaisons suivantes :

- **Combinaisons données par le CBA93**

✓ ELS (situation durable) : G + Q

✓ ELU : 1.35G + 1.5Q

✓ ELU (situation accidentelle) : G + Q ± E

- **Combinaisons données par le RPA99 version2003**

✓ G + Q ± E et 0.8G ± E

V.2. Ferraillage des poutres

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

V.2.1. Recommandation des règlements

Selon le règlement RPA Le pourcentage des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est donnée par:

- $0.5\% \le \frac{A}{B.h} \le 4\%$ (zone courante) **** $0.5\% \le \frac{A}{B.h} \le 6\%$ (zone de recouvrement).

La longueur minimale de recouvrement est de 50 Φ (zone III).

- La quantité d'armatures " A_t ", est donnée par: $A_t = 0.003\ St\ .\ b$

B: longueur de la poutre.

S_t: espacement de deux cadres consécutifs, il est donné par:

- $S_t \le Min\left[\frac{h}{4}; 12\varphi\right]$ (zone nodale). **** $-S_t \le \frac{h}{2}$ (zone courante).

V.2.2. Ferraillage longitudinal des poutres

❖ L'acier choisi pour le ferraillage longitudinal est de type barres à haut adhérence FeE400.

❖ **Les sections**

- Poutres principales :**(bxh)** = (30x50) cm2

- Poutres secondaires : **(bxh)** = (30x50) cm2

On calcule les poutres en tenant compte des règlements en vigueur sous deux situations:

Tableau V.1 : Les données de calcul.

situation durable		situation accidental	
Béton	Acier	Béton	Acier
γ_b=1,5	γ_s=1,15	γ_b=1,15	γ_s=1,00
f_{c28}=25MPa	FeE 400	f_{c28}=25MPa	FeE 400
$\overline{\sigma_b}$ =14,2Mpa	σ_s=348 MPa	$\overline{\sigma_b}$ =14,2Mpa	σ_s=400 MPa

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

Elements	**(bxh)**	$\mathbf{M_t(kN.m)}$	**Combinaison**	$\mathbf{A_{s1}(cm^2)}$	$\mathbf{M_a(kN.m)}$	**Combinaison**	$\mathbf{A_{s2}(cm^2)}$
PP	30x50	85.39	$G+Q+E_x$	4.63	-118.12	$G+Q+E_y$	6.49
PS	30x50	/	/	/	-168.70	$G+Q+E_x$	9.58

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

Elements	**Section calculé**		**Section choisie Travè**		**Section choisie Appuis**	
PP	$\mathbf{A_t(cm^2)}$	$\mathbf{A_a(cm^2)}$	$\mathbf{A_{s1}(cm^2)}$	$\mathbf{A_{s2}(cm^2)}$	$\mathbf{A'_{s1}(cm^2)}$	$\mathbf{A'_{s2}(cm^2)}$
	4.63	6.49	3HA14 +1chHA12 =5.75	3HA14 = 4.62	3HA14 = 4.62	3HA14+2HA12 = 6.88
PS	$\mathbf{A_t(cm^2)}$	$\mathbf{A_a(cm^2)}$	$\mathbf{A_{s1}(cm^2)}$	$\mathbf{A_{s2}(cm^2)}$	$\mathbf{A'_{s1}(cm^2)}$	$\mathbf{A'_{s2}(cm^2)}$
	/	9.58	3HA16	3HA16	3HA16+3HA14 = 10.65	3HA16+3HA14 =10.65

V.2.3. Vérification des contraintes à l'ELS

- Si la fissuration est peu nuisible, on doit vérifier seulement : $\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$

- Si la fissuration est préjudiciable, on doit vérifier: $\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$, $\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$, $\sigma_s' \leq \overline{\sigma_s}$

Avec $\overline{\sigma_b} = 0{,}6 \times F_{\mathbf{c28}}$ si $F_{\mathbf{c28}}$ = 25 MPa donc $\overline{\sigma_b}$= 15 Mpa

$\overline{\sigma_S}$ = Min [$\frac{2}{3}$ Fe, $110\sqrt{\eta \times F_{tj}}$] $F_{\mathbf{c28}}$ = 25 et Fe = 400 donc $\overline{\sigma_S}$ = 201,63 MPa

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

Elements	Solicitation à l'ELS		Contraintes En travées			Contraintes En Appuis			Contraintes admissible		Vérifies
	$M_{t\,ser}$ (kN.m)	$M_{a\,ser}$ (kN.m)	σ_b (MPa)	σ_s (MPa)	σ_s' (MPa)	σ_b (MPa)	σ_s (MPa)	σ_s' (MPa)	$\overline{\sigma_b}$ (MPa)	$\overline{\sigma_s}$ (MPa)	
PP	50.92	-72.36	6.19	201.6	75.01	4.65	201.6	55.21	15	201,63	CV
PS	83.16	-150.6	6.46	/	/	8.99	/	/	15	201,63	CV

Donc, la contrainte d'acier est vérifiée

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

Elements	A choisé		Amin RPA (cm^2)	Amax RPA (cm^2)	Ar max RPA (cm^2)	CBA (cm^2)	Verification
PP	Appuis	11.5	7.5	60	90	1. 5	CV
	Travées	10.37					CV
PS	Appuis	21.30	7.5	60	90	1.5	CV
	Travées	9.24					CV

- **Commentaire**

Toutes les vérifications sont satisfaites vis avis des règlements rn vigueur RPA et CBA93.

V.2.4. Vérification de la flèche

Il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche si les 3 inégalités de (annexe A) sont vérifiées :

$$\frac{h}{L} \quad , \quad \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \quad , \quad \frac{A}{b.d} \leq \frac{4.2}{f_e} \qquad \text{Avec:} \qquad M_t = kxM_0$$

k : Est un coefficient rédacteur $(0{,}75 \leq k \leq 0{,}85)$, on prend : k=0,8

Tableau V.6: Vérification de la flèche des poutres.

Elément	1ére condition			2éme condition			3éme condition		
	$\frac{h}{L}$	$\frac{1}{16}$	$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$	$\frac{h}{L}$	$\frac{M_t}{10M_0}$	$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0}$	$\frac{A}{b_0 d}$	$\frac{4,2}{f_e}$	$\frac{A}{b_0 d} \geq \frac{4,2}{f_e}$
Poutres principales	0.122	0.063	**CV**	0.122	0.080	**CV**	0.0066	0.0105	**CV**
Poutres secondaires	0.083	0.063	**CV**	0.083	0.080	**CV**	0.0065	0.0105	**CV**

- Les conditions sont toutes vérifiées, car les dimensions de les poutres est suffit.

V.2.5. Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU

On doit vérifier que : $\tau = \frac{V_u}{b_0 d} \leq \bar{\tau}$

V.2.6. Ferraillage transversal des poutres

L'acier choisi pour le ferraillage transversal est de type barres à haut adhérence FeE 400. L'espacement entre les armatures d'âme successives doit être la plus faible des valeurs suivantes

Selon le CBA93 Art. A. 5. 1. 2. 3:

$$\begin{cases} \frac{A_t}{b_0 S_t} \geq \frac{\gamma_s(\tau_u - 0.3 f_{t28} k)}{0,9 f_e(\cos\alpha + \sin\alpha)} \\ S_t \leq [0,9d\ , 40cm] \\ \frac{A_t f_e}{b S_t} \geq 0,4\ MPa \end{cases}$$

Selon le RPA2003 article 7. 5. 2. 2 :

$$\begin{cases} S_t \leq \frac{A_t}{0,003 \times b} \\ S_t \leq Min\left[\frac{h}{4}, 12\emptyset_{l,}, 30cm\right] & \text{Zone nodale} \\ S' \leq \frac{h}{2} & \text{Zone courante} \end{cases}$$

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

Elements		τ_u(MPa)	$S_{calculée}$(cm)			$S_{adoptée}$(cm)		A_{tmin} (cm²)	$A_{t\ choisie}$ (cm²)
			CBA	RPA		S(ZN) (cm)	S′(ZC) (cm)		
				ZN	ZC				
Poutres porteuses	PP	0.50	25.51	10	15	10	15	1.35	4Ø8 = 2.01
Poutres non porteuses	PS	1.22	38.25	10	15	8	15	1.35	4Ø8 = 2.01

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

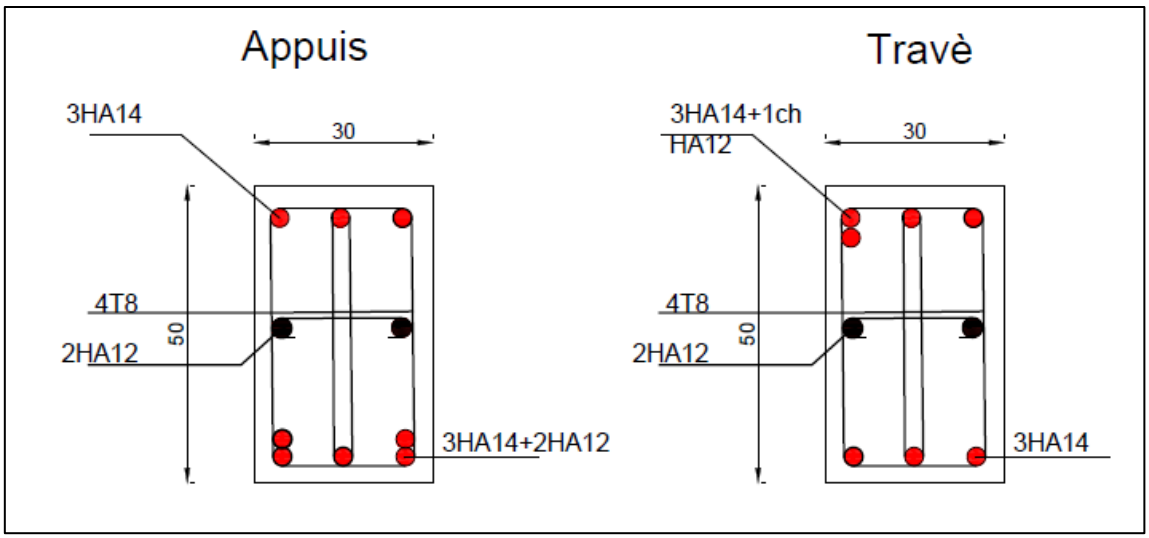


Figure V.1 : Disposition de ferraillage pour les poutres principal

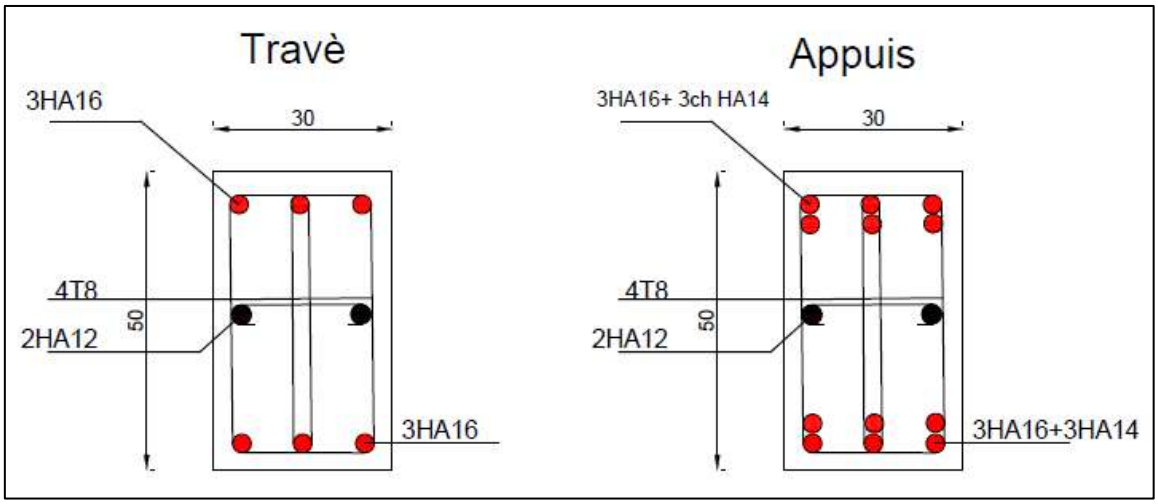


Figure V.2: Disposition de ferraillage pour les poutres secondaire

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

V.3.1.1. Recommandations selon les règlements

Selon le CBA93 :

$$A_l = \text{Min}\begin{cases} 4\ cm^2 & \text{par métre de longueur de parement} \\ 0{,}1\% \leq \dfrac{A_l}{B} \leq 5\% & \text{Section de béton comprimée} \end{cases}$$

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

Selon le RPA2003 « Art 7.4.2.1 » :

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

$0{,}9\% \leq \frac{A_l}{b \times h} \leq 3\%$ (Zone courante) $0{,}9\% \leq \frac{A_l}{b \times h} \leq 6\%$ (Zone de recouvrement)

- ✓ Le diamètre minimum est de 12mm.
- ✓ 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'.

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

h_e : la hauteur d'étage.

V.3.1.2. Sollicitations extrêmes pour le ferraillage :

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

1) N_{max} et M_{corr}
2) M_{max} et N_{corr}
3) N_{min} et M_{corr}

Avec : Signe « - » correspond à un effort de compression ;
Signe « + » correspond à un effort de traction ;

Après l'importante secousse tellurique qu'a subie notre pays le 21 mai 2003, on a constaté que les poteaux de rives sont endommagés de façon plus importante que les poteaux intermédiaires les plus chargés ; c'est pour cette raison, qu'on adoptera pour tous les poteaux de chaque niveau le même ferraillage.

Les efforts et les sections d'acier adoptées sont résumés dans le Tableau V.9

Tableau V.9: La section d'armatures des poteaux à l'ELU et l'ELA.

	Cas	Comb	Etat	N (kN)	M (kN.m)	$A_{calculée}$ (cm²)	$A_{Min\ RPA}$ (cm²)	$A_{choisie}$ (cm²)
5eme D=40	1	1.35G+1.5Q	SEC	195.9	7.03	5.03	11.30	12HA12=13.57
	2	G+Q+Edx	SEC	27.96	45.95	**6.77**		
	3	0.8G+Q	SPT	12.41	16.6	5.03		
4eme D=40	1	1.35G+1.5Q	SEC	529.49	16.39	5.03	11.30	12HA12=13.58
	2	G+Q+Edx	SEC	154.65	48.67	5.03		
	3	0.8G+Q	SPT	52.33	29.85	5.03		
3eme D=45	1	1.35G+1.5Q	SEC	866.38	23.32	5.65	14.31	4HA14+8HA12=15.21
	2	G+Q+Edx	SEC	269.12	75.5	5.65		
	3	0.8G+Q	SPT	95.35	42.44	5.65		
2eme D=45	1	1.35G+1.5Q	SEC	1201.7	25.24	5.65	14.31	4HA14+8HA12=15.22
	2	G+Q+Edx	SEC	368.66	70.83	5.65		
	3	0.8G+Q	SPT	146.45	37.68	5.65		
1er D=50	1	1.35G+1.5Q	SEC	1727.55	25.2	6.28	17.66	12HA14=18.47
	2	G+Q+Edx	SPC	544.4	83.32	6.28		
	3	0.8G+Q	SPT	72.52	9.27	6.28		
RDC D=55	1	1.35G+1.5Q	SEC	2256.36	22.81	6.91	21.37	8HA16+4HA14=22.24
	2	G+Q+Edx	SEC	739.32	71.78	6.91		
	3	0.8G+Q	SPT	152.18	30.49	6.91		
SS D=60	1	1.35G+1.5Q	SEC	2730.4	9.65	7.54	25.43	4HA20+8HA16=28.65
	2	G+Q+Edx	SPC	2419.94	25.08	**7.54**		
	3	0.8G+Q	SPT	463.12	18.69	7.54		

V.3.1.3. Vérification des contraintes à l'ELS

Tableau V.1: Vérification des contraintes à l'ELS.

Section de poteau	cas	N(KN)	M(KN m)	σ_b	σ_s	$\overline{\sigma_b}$	$\overline{\sigma_s}$	Vérifie
1er D=40	1	144.93	22.64	1.65	23.53	15	201,63	CV
	2	47.64	13.51	5.76	/			CV
	3	31.24	11.68	3.83	/			CV

2eme D=40	1	389.49	21.78	4.26	61.01	15	201,63	CV
	2	231.37	17.49	5.17	/			CV
	3	125.45	16.63	3.81	50.83			CV
3eme D=45	1	636.49	29.86	5.02	72.75	15	201,63	CV
	2	428.91	23.76	5.38	/			CV
	3	218.05	18.15	3.62	49.99			CV
2^{eme} D=45	1	882.34	26.0157	6.5	94.76	15	201,63	CV
	2	630.519	26.49	6.09	/			CV
	3	320.42	18.21	4.23	59.32			CV
1^{er} D=50	1	1258.04	31.5951	6.89	/	15	201,63	CV
	2	912.81	28.69	6.46	/			CV
	3	145.53	16.48	4.6	61.06			CV
RDC D=55	1	1636.09	19.9462	6.87	/	15	201,63	CV
	2	1213.114	17.67	5.62	/			CV
	3	298.44	6.99	2.22	31.84			CV
SS D=60	1	1978.68	18.07	6.47	/	15	201,63	CV
	2	1749.54	4.28	6.2	/			CV
	3	1531.05	22.64	5	/			CV

V.3.2. Détermination des armatures transversales :

A. Calcul de la contrainte de cisaillement τu :

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

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 d}$$

Avec :

- Vu : la valeur de l'effort tranchant, vis-à-vis de l'état limite ultime (Tu).
- b0 : la largeur de poteau.
- d : la hauteur utile (d = h - c).

B. Contrainte tangente admissible $\overline{\tau u}$:

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

❖ **Selon le CBA93** :

Armatures droites (α = 90°)

Fissuration peu nuisible :

$$\overline{\tau_u} = Min\left[0{,}2\frac{f_{c28}}{\gamma_b};5\,MPa\right] = \begin{cases}\overline{\tau_u} = 3{,}33\,MPa \rightarrow \text{situation durable}\\ \overline{\tau_u} = 4{,}32\,MPa \rightarrow \text{situation accidentale}\end{cases}$$

Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable :

$$\overline{\tau_u} = Min\left[0{,}15\frac{f_{c28}}{\gamma_b};4\,MPa\right] = \begin{cases}\overline{\tau_u} = 2{,}50\,MPa \rightarrow \text{situation durable}\\ \overline{\tau_u} = 3{,}26\,MPa \rightarrow \text{situation accidentale}\end{cases}$$

❖ **Selon le RPA.99 version 2003** : [2 : 7.4.3.2]

Le RPA fixe la contrainte admissible par :

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

$$\rho_d = \begin{cases}0{,}075 & \text{si } \lambda \geq 5\\ 0{,}04 & \text{si } \lambda < 5\end{cases}$$

Avec : λ c'est l'élancement d'un poteau égale à :

$$\left.\begin{array}{l}\lambda = \dfrac{\ell_f}{i}\\ \mathrm{i} = \sqrt{\dfrac{I}{B}}\end{array}\right\}$$ Pour une section carrée de coté ''a'' l'élancement a pour valeur :

$$\lambda = \frac{\ell_f}{a}\sqrt{12} \approx 3{,}46\frac{\ell_f}{a}$$

C. Vérifications des contraintes tangentielles :

Les contraintes de cisaillement dans le poteau le plus sollicité suivant les deux directions sont représentées dans le tableau suivant et la fissuration est peu nuisible :

Tableau V.11: Vérifications des contraintes de cisaillement dans les poteaux carre.

Section	V_u (kN)	τ_u (MPa)	λ	ρ_d	$[\tau_u]$RPA (MPa)	$[\tau_u]$CBA (MPa)	$\tau_u \leq [\tau_u]$
60	21.83	0.06	17.45	0.075	1.875	3.30	CV
55	37.07	0.13	19.04	0.075	1.875	2.5	CV
50	42.80	0.18	20.94	0.075	1.875	3.26	CV
45	21.53	0.11	23.271	0.075	1.875	4.32	CV

D. Calcul des armatures transversales :

Les armatures transversales disposées dans un poteau ont les rôles suivants :

- Equilibrer l'effort tranchant.
- Permettre le positionnement des armatures longitudinales.
- Empêcher le gonflement du béton.
- Empêcher le flambement des armatures.

❖ **Selon le CBA93 :**

- Les armatures transversales doivent entourer les barres longitudinales, leurs Øt est donnée par la relation :

$$\phi_t \leq \text{Min}\left[\frac{h}{35}, \frac{b}{10}, \phi_\ell\right]$$

  - $\Phi\ell$: étant le plus petit diamètre des armatures longitudinales.
- $A_t = n_t.a_t$: avec n_t est le nombre des barres transversales.
- Leur espacement doit satisfaire l'inégalité suivante :

$$S_t \leq \frac{0.9 * A_t * \frac{f_{et}}{\gamma_s}}{b_0(\tau_u - 0.3 * f_{t28} * K)}$$

- Avec dans le cas de la flexion composée.

$$K = 1 + 3.\frac{N_u}{B.f_{c28}}$$

- $S_t \leq$ Min [0.9d, 40cm]
- Et : $\frac{A_t * f_{et}}{b_0 * S_t} \geq 0.4$ MPa

❖ **Selon le RPA99 version 2003 :**

- D'après l'article 7.4.2.2, On a :

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

Avec :

  - $A_t = n_t.a_t$
  - ρ : est un coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant en prenant λ_g l'élancement géométrique du poteau $\lambda_g = \ell_f/a$:

$$\begin{cases} \rho = 2.5 \text{ si } \lambda_g \geq 5. \\ \rho = 3.75 \text{ dans les cas contraires.} \end{cases}$$

- Le RPA99 version 2003 fixe les espacements maximaux comme suit :
  - Dans la zone nodale: St ≤ 10χμ εν ζονε III.

➢ Dans la zone courante: $St \leq Min(\beta/2, \eta/2, 10\lambda)$ en zone III.

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

$$\begin{cases} 0.3\% & \text{si } \lambda_g \geq 5. \\ 0.8\% & \text{si } \lambda_g \leq 3. \end{cases}$$

- Les cadres et les étriers doivent êtres fermes par des crochets à 135° ayant une longueur droite de $10\phi_t$ minimum.
- Les cadres et les étriers doivent ménager des cheminées verticales en nombre et diamètre suffisants ($c_{heminées}$ >12cm) pour permettre une vibration correcte du béton sur toute la hauteur des poteaux.

❖ **application des recommandations.**

Les résultats en respectant ce qu'on a vu sont : fe =400M

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

Section	Vu (KN)	λ_g	ρ	$S_{t\ cal}$ CBA	Zone	S_t RPA	$A_{t\ min}$	$A_{t\ Chois}$ (cm^2)
60	21.82	4.36	3.75	15.43	Courante	15	1.8	4Ø8 = 2.01
					Nodale	10		4Ø8 = 2.01
55	37.07	4.76	3.75	15.70	Courante	15	1.8	4Ø8 = 2.01
					Nodale	10		4Ø8 = 2.01
50	42.80	5.24	2.5	16.29	Courante	15	1.58	4Ø8 = 2.01
					Nodale	10		4Ø8 = 2.01
45	21.53	5.82	2.5	16.05	Courante	15	1.35	4Ø8 = 2.01
					Nodale	10		4Ø8 = 2.01

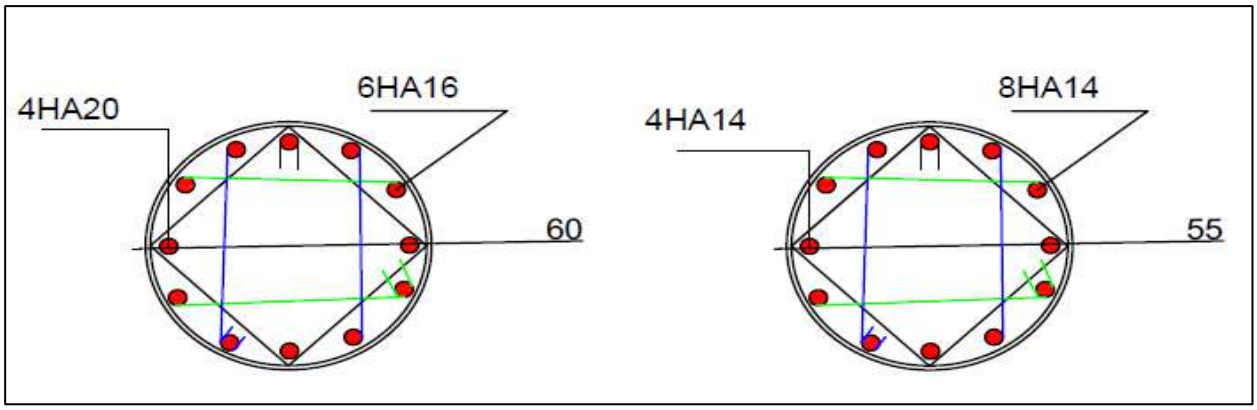


Figure V.3 : Disposition du ferraillage de S-Sol et RDC.

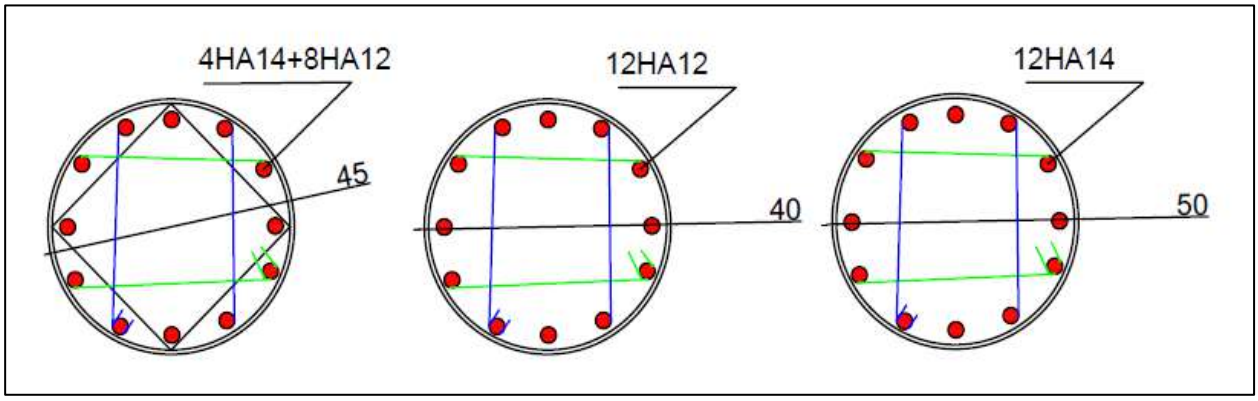


Figure V.4 : Disposition du ferraillage de 1ere ,2eme ,3eme ,4eme et le 5eme étage

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 par la méthode des contraintes (comme les voiles pleins), Et le ferraillage des linteaux sera calculé en flexion simple ou bien traction/compression.

V.4.1. Ferraillage des trumeaux (voile plein)

V.4.1.1. Calcul d'armatures verticales

Section minimales et maximales Selon le RPA2003 Art 7.7.4.1 :

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

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

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

Selon le CBA93 Art B.6.4 :

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

- **Ferraillage des trumeaux du voile plein**

On va récapituler toutes les quantités de ferraillage du voile dans les tableaux suivants :

Tableau V.13 La section calculée d'armatures verticales du voile (Suivant Y).

Niv	Sens	Section	Cas	Comb	Etat	N (KN)	M (KNm)	A cal	A' cal
5eme ètage	Y	17 x 600	1	1.35G+1.5Q	SPC	273.85	444.00	0.48	0.00
			2	G+Q+Edx	SPC	238.59	647.34	1.62	0.00
			3	0.8G+Q	SPC	121.42	223.44	0.29	0.00
4eme ètage			1	1.35G+1.5Q	SEC	768.87	602.82	0.00	0.00
			2	G+Q+Edx	SPC	780.32	1709.36	3.18	0.00
			3	0.8G+Q	SPC	202.85	955.15	3.72	0.00
3eme ètage			1	1.35G+1.5Q	SEC	1209.22	770.55	0.00	0.00
			2	G+Q+Edx	SPC	403.24	1792.04	6.76	0.00
			3	0.8G+Q	SPC	165.475	1956.99	10.29	0.00
2eme ètage			1	1.35G+1.5Q	SPC	1815.69	1119.73	0.00	0.00
			2	G+Q+Edx	SPC	663.31	3388.85	13.77	0.00
			3	0.8G+Q	SPC	303.19	3647.55	19.24	0.00
1er ètage			1	1.35G+1.5Q	SEC	1985.48	660.41	0.00	0.00
			2	G+Q+Edx	SPC	124.29	3964.25	23.33	0.00
			3	0.8G+Q	SPC	303.15	4151.94	29.96	0.00
RDC			1	1.35G+1.5Q	SEC	2371.76	549.32	0.00	0.00
			2	G+Q+Edx	SPT	83.99	5210.89	33.73	0.00
			3	0.8G+Q	SPT	616.27	5353.84	41.71	0.00

Sous Sol			1	1.35G+1.5Q	SEC	2637.55	686.74	0.00	0.00
			2	G+Q+Edx	SPT	291.99	6116.35	42.09	0.00
			3	0.8G+Q	SPT	885.56	6219.98	51.30	0.00

Tableau V.14: Vérification des armateurs selon la condition RPA et CBA

Niv	Section(m)	A_{min}CBA (cm²)	A_{min}RPA (cm²)
5eme ètage	17X600	10.2	10.2
4eme ètage	17X600	10.2	10.2
3eme ètage	17X600	10.2	10.2
2eme ètage	17X600	10.2	10.2
1er ètage	17X600	10.2	20.4
RDC	17X600	10.2	20.4
Sous Sol	17X600	10.2	20.4

Tableau V.15: Les sections choisies d'armatures du voile plein.

Niv	A Cal	S (cm)	$A_{t\ choi}$ (cm²)	$A_{globale}$ (cm²)
5eme ètage	1.42	15	34HA8 =17.0	68HA8
4eme ètage	3.72	15	34HA8 =17.09	68HA8
3eme ètage	10.29	15	34HA8 =17.09	68HA8
2eme ètage	19.24	15	19HA12 =21.49	38HA12
1er ètage	29.96	15	27HA12 =30.54	54HA12
RDC	41.71	15	40HA12 =45.24	80HA12
Sous Sol	51.30	15	46HA12 =52.02	92HA12

Tableau V.16 : La section calculée d'armatures verticales du voile (Suivant X).

Niv	Sens	Section	Cas	Comb	Etat	N (KN)	M (KNm)	A Cal	A' Cal
1er ètage	X	17 x 633	1	1.35G+1.5Q	SEC	502.45	4.07	0.00	0.00
			2	G+Q+Edx	SPC	58.39	2333.15	13.11	0.00
			3	0.8G+Q	SPT	73.16	2333.12	14.76	0.00
RDC			1	1.35G+1.5Q	SEC	987.09	5.32	0.00	0.00
			2	G+Q+Edx	SPT	99.63	2593.87	16.65	0.00
			3	0.8G+Q	SPT	358.69	2590.91	20.17	0.00
Sous Sol			1	1.35G+1.5Q	SEC	1364.42	88.82	0.00	0.00
			2	G+Q+Edx	SPC	141.72	2560.43	17.01	0.00
			3	0.8G+Q	SPC	484.74	2531.83	21.68	0.00

Tableau V.17:Vérification des armateurs selon la condition RPA et CBA

Niv	Section	A_{min}CBA (cm²)	A_{min}RPA (cm²)
1er ètage	17X633	10.2	21.522
RDC	17X633	10.2	21.522
Sous Sol	17X633	10.2	21.522

Tableau V.18 La section choisie d'armatures verticales du voile plein

Niv	St (cm²)	$A_{t\ choi}$ (cm²)	$A_{globale}$ (cm²)
1er ètage	15	20HA10 =15.78	40HA10
RDC	15	26HA10 =20.42	52HA10
Sous Sol	15	27HA10 =21.21	54HA10

V.4.1.1. Vérification des contraintes à l'ELS

A l'état limite de service (ELS), il y a que les contraintes de traction (voile entièrement tendue), donc il suffit de vérifier la contrainte limite de l'acier ($\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$).

Tableau V.19 : Vérification des contraintes des voiles (Suivant Y).

Niv	L (m)	a (mm)	N (KN)	Mx (KN.m)	σ_s (Mpa)	σ'_s (Mpa)
5eme ètage	6	17	189.98	353.29	112.7	88.6
4eme ètage	6	17	525.25	436.99	169.6	13.5
3eme ètage	6	17	827.06	540.52	163,7	31,2
2eme ètage	6	17	1255.58	772.9	148,6	138,2
1er ètage	6	17	1379.02	347.16	158.6	113.5
RDC	6	17	1682.78	471.46	178.9	20.4
Sous Sol	6	17	1398.99	300.74	31.2	201.6

Tableau V.20 : Vérification des contraintes des voiles (Suivant X).

Niv	L (m)	a (mm)	N (KN)	Mx (KN.m)	σ_s (Mpa)	σ'_s (Mpa)	Cas
1er *ètage*	6.33	17	364.03	3.10	105.2	99.3	S.E.C
RDC	6.33	17	715.06	3.63	0	31.29	S.E.C
Sous Sol	6.33	17	990.55	63.58	0	35.45	S.E.C

a) Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU ou ACC

$$\tau = \frac{V_u}{b*d} \leq \bar{\tau} \quad , \quad V_u = 1.4 * T \quad , \quad \bar{\tau} = 0.2 f_{c28}$$

Tableau V.21 : Vérification des contraintes de cisaillement des voiles.

Niv	L (m)	a (mm)	Type de Fissuration	T	$\bar{\tau}$	$\tau \leq \bar{\tau}$ (MPa)
5eme ètage	6	17	Préjudiciable	113.88	5	CV

4eme ètage	6	17	Préjudiciable	475.56	5	CV
3eme ètage	6	17	Préjudiciable	734.34	5	CV
2eme ètage	6	17	Préjudiciable	1052.09	5	CV
1eme ètage	6	17	Préjudiciable	1228.24	5	CV
RDC	6	17	Préjudiciable	1499.59	5	CV
Sous Sol	6	17	Préjudiciable	235.11	5	CV

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 les déformations latérales (le flambement).

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

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

Tableau V.22: La section d'armatures horizontales des voiles.

Niv	He (cm)	Av (cm²)	Avch (cm²)	2/3Avch (cm²)	0,15%a*he (cm²)	Ah (cm²)	Ah choisie
5eme ètage	6	17	17.09	11.393	9.537	11.393	23HA8=11.56
4eme ètage	6	17	17.09	11.393	9.537	11.393	23HA8=11.56
3eme ètage	6	17	17.09	11.393	9.537	11.393	23HA8=11.56
2eme ètage	6	17	17.09	11.393	9.537	11.393	23HA8=11.56
1eme ètage	6	17	37.32	24.880	9.537	24.880	32HA10=29.25
RDC	6	17	36.19	24.127	9.537	24.127	32HA10=29.25
Sous Sol	6	17	36.19	24.127	9.537	24.127	32HA10=29.25

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).

- **Autres 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 III.

V.4.2. Ferraillage des linteaux

Dans le calcul des linteaux, on a deux cas :

$$\tau_b \leq 0{,}06 f_{c28} \quad \text{Flexion simple}$$

$$\tau_b \geq 0{,}06 f_{c28} \quad \text{Traction / compression}$$

$$\tau_b = \frac{\overline{V}}{b_0 d} \quad , \quad \overline{V} = 1{,}4 V_u$$

V.4.2.1. 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 :

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

- **Linteau long :** $S \leq \frac{A_t \times f_e \times Z}{\overline{V}}$

S : Espacement des cours d'armatures transversales.

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

$Z = h - 2d'$

$\overline{V} = 1{,}4 V_u$

- **Linteau court :** $S \leq \frac{A_t \times f_e \times l}{\overline{V} + (A_t \times f_e)}$ $\qquad V = \min(V_1 ; V_2)$

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

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

V.4.2.2. Ferraillage des linteaux en Traction / Compression ($\tau_b \geq 0.06 f_{c28}$)

A. 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.

$$A_D = \frac{V}{2f_e \sin\alpha} \qquad \text{Avec} \qquad \alpha = \text{Arctg}\left(\frac{h-2d'}{l}\right)$$

- **Ferraillage minimal : RPA2003 « Art 7.7.3.3 »**

a) Armatures longitudinales :

$$(A_l, A_l') \geq 0{,}15\% \ (b \times h)$$

b) Armatures transversales :

$$\text{Pour : } \tau_b \leq 0{,}025 f_{c28} \quad \Rightarrow \quad A_t \geq 0{,}0015 \ b \times s$$

$$\text{Pour : } \tau_b > 0{,}025 f_{c28} \quad \Rightarrow \quad A_t \geq 0{,}0025 \ b \times s$$

s : Espacement entre les cadres

c) Armatures de peau :

$$A_c \geq 0{,}002 \times b \times h$$

Les résultats de calcul sont dans les tableaux suivants

Tableau V.23: Choix de la méthode de calcul.

Type	A (cm)	L (cm)	H (cm)	Combinaison	V (KN)	1,4V (KN)	τ(Mpa)	0,06 Fc28	Cas
5eme étage	17	180	114	G+Q+Ey	167.94	23.94	1.27	1.5	1er cas
4eme ètage	17	180	114	G+Q+Ey	234.82	328.75	1.77	1.5	2eme Cas
3eme ètage	17	180	114	G+Q+Ey	318.672	446.14	2.41	1,5	2eme Cas
2eme ètage	17	180	114	G+Q+Ey	464.83	650.76	3.51	1,5	2eme Cas

Donc, on calcule le ferraillage à la Traction/Compression. Les résultats de calcul sont donnés par le Tableau V.20.

Tableau V.24 : Calcul des armatures

	A cal				A min(cm ^2				A ch			
Niveau	A_d	A_l	S_{cal}	S_{ch}	A_d	A_l	A_t	A_p	A_d	A_l	A_t	A_p
5	/	0.01	11.00	15	/	2.91	0.64	3.88	/	4HA10= 3.15	2HA8= 1.01	2*4HA10 = 6.28
4	8.90	/	7.87	15	3	2.91	0.64	3.88	2*4HA12 = 9.05	4HA10= 3.15	2HA8= 1.01	2*4HA10 = 6.28
3	12.07	/	5.79	15	3	2.91	0.64	3.88	2*4HA14 = 12.32	4HA10= 3.15	2HA8= 1.01	2*4HA10 = 6.28
2	17.60	/	3.97	15	3	2.91	0.64	3.88	2*6HA14 = 18.47	4HA10= 3.15	2HA8= 1.01	2*4HA10 = 6.28

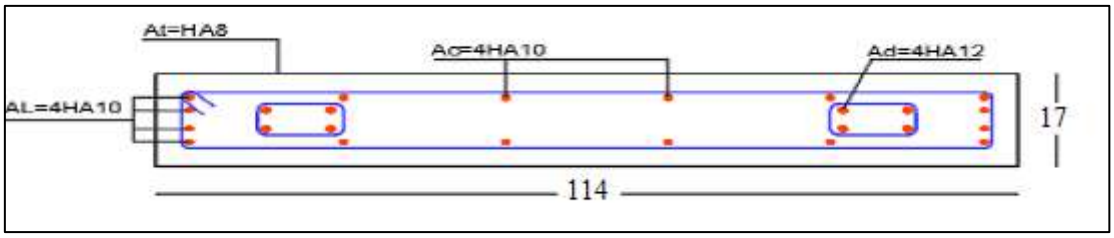


Figure V.5 : Disposition du ferraillage des linteaux.

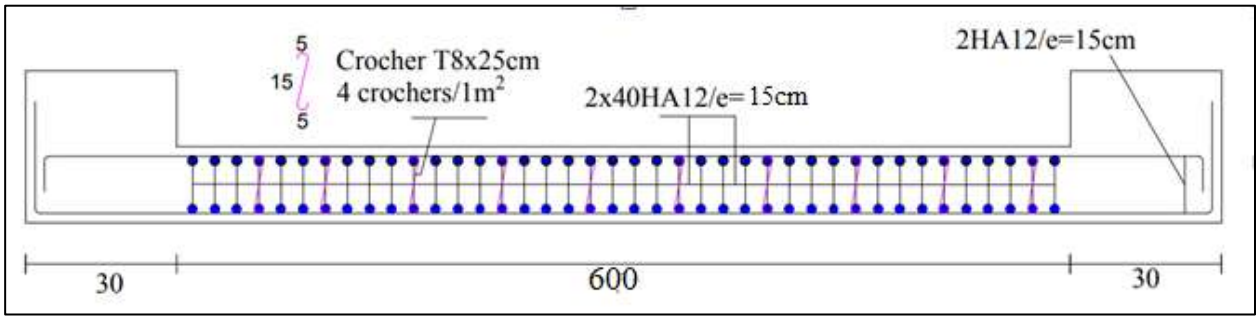


Figure V.6 : Disposition du ferraillage des voiles

CHAPITRE VI

Calcule des fondations

CHAPITRE VI : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

VI.1. Introduction

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

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

Les fondations doivent assurer deux fonctions essentielles :

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

VI.2. 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).

VI.3.1. Caractéristiques du sol

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

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

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

D'après le rapport géotechnique on a :

$$\overline{\sigma_{sol}} = 1{,}5 \text{ bar}$$

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

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

$$D = 1{,}5 \text{ m}$$

Les caractéristiques mécaniques de ce sol sont :

$$\gamma_h = 16{,}5\,kN/m^3 \quad , \quad \varphi = 20° \quad , \quad C = 0{,}30\ bar$$

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

VI.3.2. 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.

Les caractéristiques du sol nous ont mené à considérer au premier temps des semelles isolées sous poteaux et des semelles filantes sous poteaux.

Tableau VI.1 : Dimensions des semelles isolées

Semelle	Comb	N (kN)	M (kN.m)	e_{0b} (mm)	D (m)	$L > \frac{1.5}{2}(D + D')$ (m)
S-I1	ELS	439.94	9.75	22.16	2.00	3.25
S-I2	ELS	636.86	1.95	3.06	2.35	
S-I3	ELS	1977.89	1.21	0.61	4.10	6.08
S-I4	ELS	1875.28	2.88	1.53	4.00	
S-I5	ELS	1781.8	3.09	1.73	3.65	5.65
S-I6	ELS	1559.99	0.6	0.40	3.90	
S-I7	ELS	1765.53	1.6	0.90	3.25	5.60
S-I8	ELS	1514.24	3.99	2.65	2.70	

VI.3.1.1. Vérification du chevauchement des semelles

IL doit vérifier :

$$\boldsymbol{L > \frac{1.5}{2}(D + D')}$$

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

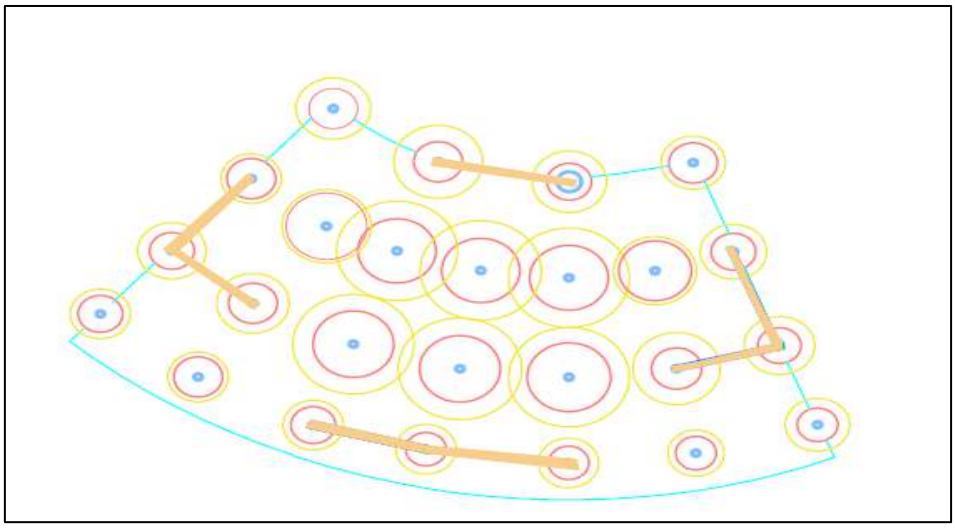


Figure VI.1 : Disposition des semelles isolées et vérification du chevauchement.

Commentaire : On remarque qu'il y a un risque de chevauchement entre les bulles de pression des semelles suivant les deux directions et puisque on a un mur de contreventement on a obligé de passer aux semelles filantes sous mur et sous poteaux

VI.4. Méthode de calcul

VI.4.1. Semelle filante (continue)

On a deux cas des semelles filantes

-Semelle filante sous un voile

-Semelle filante sous plusieurs poteaux

VI.4.1.1. Dimensionnement des semelles

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

-Limitation des contraintes du sol et des tassements différentiels sous semelles.

-Transmission correcte des efforts par bielles obliques de compression du béton.

-Bon enrobage des armatures (e ≥ 3cm).

-Non poinçonnement.

Le calcul de la largeur "B" de la semelle se fait sur la base de l'inéquation d'équilibre statique.

$$\sigma \leq \overline{\sigma_{sol}} \Longrightarrow \sigma = \frac{\sum N_{ser}}{S} \Longrightarrow B \geq \frac{\sum N_{ser}}{L \times \overline{\sigma_{sol}}}$$

$$\Longrightarrow S = B \times L \Longrightarrow h \geq \frac{B_{ch} - dp}{4} + c$$

$$L = d_G + \sum l_i + d_D$$

d_G: Débord gauche de la semelle isolée d_G=50cm

d_D: Débord droite de la semelle isolée d_D=50cm

NB : S-F1 semelle filante sous plusieurs des poteaux (poteau intermédiaire).

S-F2 semelle filante sous plusieurs des poteaux (poteau intermédiaire).

S-F3 semelle filante sous mur de rive.

S-F4 semelle filante sous mur de rive.

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

Semelle	Comb	N (kN)	M (kN. m)	*B* (m)	*A* (m)	*h* (m)
S-F1	ELS	6621.8	11.36	2.00	4.25	0.45
S-F2	ELS	6476	13.20	3.90	5.98	0.50
S-F3	ELS	1026.6	14.80	0.725	1	0.30
S-F4	ELS	1049.83	27.50	0.774	1	0.30

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

Semelle	L (m)	N (kN)	$\overline{\sigma_{sol}}$ (bar)	B_{cal} (m)	$B_{adopté}$ (m)	$h_{adopté}$ (cm)
S-F1	19.00	6621.8	0.15	2.30	2.80	45
S-F2	15.70	6476		2.60	3	50

Tableau VI.4 : Dimensionnement des semelles filantes sous es mur à l'ELS.

Semelle	L (m)	N (kN)	$\overline{\sigma_{sol}}$ (bar)	B_{cal} (m)	$B_{adopté}$ (m)	$h_{adopté}$ (cm)
S-F3	17	1026.8	0.15	0.725	1	30
S-F4	36.25	1049.83		0.774	1	30

VI.4.1.2. Vérification du chevauchement entre les semelles filantes

VI.4.1.3.Dimensionnement de la poutre de libage pour la semelle sous plusieurs poteaux

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 prévoit l'inégalité suivante à vérifier, pour assurer une répartition uniforme des contraintes sous la semelle :

$$L_{max} \leq \frac{\pi}{2} l_e \quad ; \quad l_e = 4\sqrt{\frac{4.E.I}{k.b}} \quad \Rightarrow \quad h_p \geq 3\sqrt{\frac{0{,}5.k.{L_{max}}^4}{E}}$$

E : Module d'élasticité du béton (E =32164.19MPa);
L : La plus grande travée dans la fille;
K : raideur du sol (K = 0,5*10^{-2} N/mm^3); mauvais sol
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.5 : Dimensionnement de la poutre de libage.

Poutre de libage	B (cm)	L_{max} (m)	$h_{p\ calculé}$ (cm)	$h_{p\ adopté}$ (cm)	$\frac{\pi}{2} l_e$	$L_{max} \leq \frac{\pi}{2} l_e$
S-F1	60.00	4.5	40.43	95.00	6.35	CV

VI.4.1.4.Vérification des contraintes sous la semelle à l'ELS :

On doit vérifier **:**

$$\sigma_{ser} = \frac{\sum N_{ser} + P_{semelle} + Pp\ de\ libage + + P_{remblai}}{B_{adopté} \times L} \leq \overline{\sigma_{sol}}$$

$$\sum N_{ser} = \sum N_{ser(poteaux)} + \sum N_{ser(voiles)} \quad ; \quad S_{semelle} = B_{adopté} \times L$$

Tableau VI.6 : Vérification des contraintes sous la semelle filante à l'ELS.

Semelle	$\sum N_{ser}$ (kN)	$P_{semelle}$ (kN)	$P_{remblai}$ (kN)	$P_{p\ libage}$ (kN)	$S_{semelle}$ (m^2)	σ_{ser} (Mpa)	$\overline{\sigma_{sol}}$ (Mpa)	$\sigma \leq \overline{\sigma_{sol}}$
S-F1	6621.8	598.5	454.9	71.25	53.2	0.14	1.5	CV
S-F2	6476.0	637.5	484.5	63.75	51.0	0.15		CV
S-F3	1026.6	127.5	96.9	63.75	17	0.08		CV
S-F4	1049.83	271.70	206.62	135.93	36.25	0.05		CV

Remarque

On a la contrainte à l'état limite de service appliqué au sol est inferieur à la contrainte admissible du sol, donc condition vérifiée.

VI.4.1.5. Vérification de la stabilité au renversement RPA 2003 Art 10.1.5

Quel que soit le type de fondation (superficielle ou profonde), on doit vérifier que l'excentrement de la résultante des forces verticales gravitaires et des forces sismiques reste à l'intérieur de la moitié centrale de la base des éléments de fondation résistant au renversement($e_0 = \frac{M_s}{N_s} \leq \frac{B}{4}$).

Tableau VI.7 : Vérification de la stabilité au renversement.

Semelle	N_{ser} (kN)	M_{ser} (kN.m)	e_0 (cm)	B(m)	$\frac{B}{4}$ (cm)	$e_0 \leq \frac{B}{4}$
S-F1	6621.8	11.36	0.17	2.80	70.00	CV
S-F2	6476	13.2	0.20	3.00	75.00	
S-F3	1026.6	14.80	1.4	1	25	
S-F4	1049.83	27.50	2.6	1	25	

A partir de ces résultats, on peut conclure que la stabilité au renversement est vérifiée.

VI.5.Calcul de Ferraillage

VI.5.1. Sous un voile

Le calcul de ferraillage de la semelle est fait pour 1m de largeur et prendre toutes les formules de ferraillage d'une semelle isolée pour la détermination de la quantité de ferraillage (A_b) parallèle a B.

$$A_b = N_u \times \left(1 + \frac{3 \times e_0}{B}\right) \times \frac{(B - d)}{8 \times d_b \times \sigma_s}$$

Tout au long du mur, on prévoit des armatures de répartition tel que :

$$A_a = A_{rép} = \frac{A_b \times B_{adopté}}{4}$$

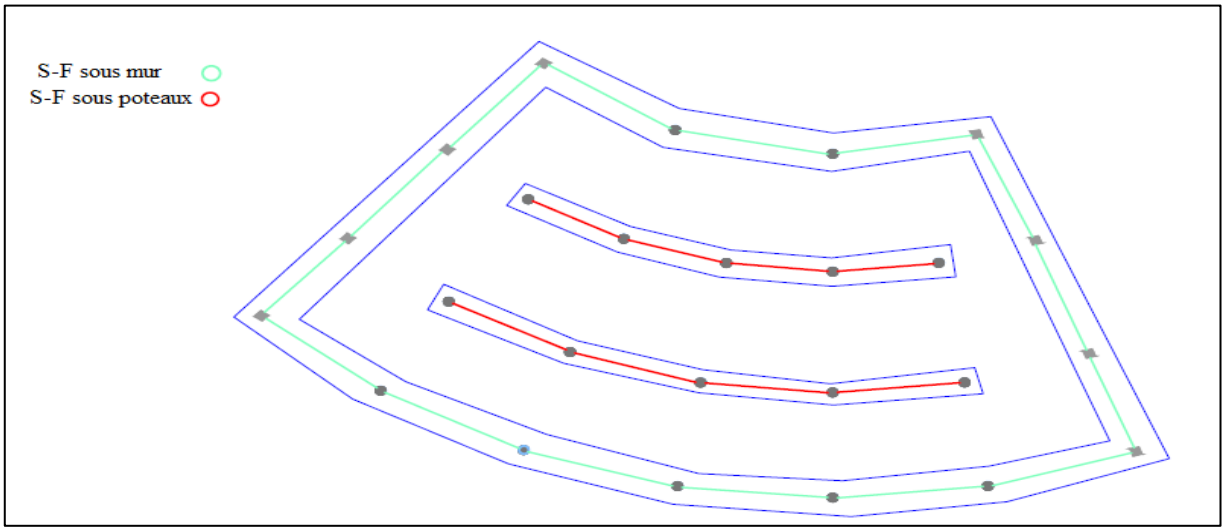


Figure VI.2 : Disposition des semelles filante.

Tableau VI.8 : Vérification l'excentricité des semelles filantes sous voiles.

Semelle	N_u (kN/ml)	M_u (kN.m)	$e_0 = \frac{M_u}{N_u}$ (cm)	$\frac{B}{6}$ (cm)	$e_0 \leq \frac{B}{6}$
S-F3	614.70	1.09	0.18	1.6	Trapezoidal
S-F4	310.35	3.93	1.29	1.6	Trapezoidal

Le calcul de ferraillage est fait par la méthode des bielles à l'ELU

VI.5.2.1.a Armatures principales

Tableau VI.9 : Ferraillages des armatures principales de la semelle.

Semelle	N_u (kN/ml)	M_u (kN.m)	A (m)	B (m)	$A_{b.calculée}$ (cm^2)	$A_{b.adoptée\ /ml}$ (cm^2)	S_t (cm)
S-F3	614.70	1.09	1	1	6.52	7HA12=7,92	20
S-F4	310.35	3.93	1	1	3.29	7HA12=7,92	30

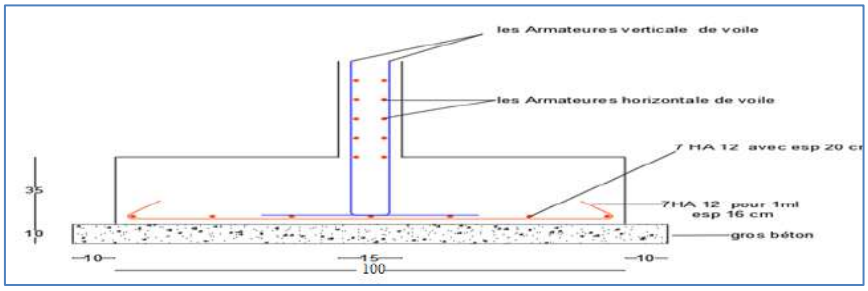


Figure VI.3 : Disposition des semelles filante.

VI.5.2. Sous plusieurs poteaux

Le calcul de ferraillages divisera en deux parties, transversalement pour la semelle, et longitudinalement pour la poutre de libage.

VI.5.2.1. Transversalement :

Dans le calcul de ferraillage la semelle sera considérée comme isolée ayant pour effort normal N le maximum entre les efforts des poteaux liés à cette semelle filante, ainsi que le moment M_b parallèle à la dimension transversale B.

La dimension longitudinale A sera prise comme la distance entre les poteaux de part et d'autre : $A = \frac{l_i + l_{i+1}}{2} + dp$

Une fois A déterminée, en fonction des valeursN et M_b, on déterminera la quantité de ferraillage (A_b) parallèle a B et les armatures de répartition $A_{rép}$parallèle a A.

Tableau VI.10 : Vérification l'excentricité des semelles filantes.

Semelle	N_u (kN/ml)	M_u (kN.m)	$e_0 = \frac{M_u}{N_u}$ (cm)	$\frac{B}{6}$ (cm)	$e_0 \leq \frac{B}{6}$
S-F1	2455.53	4.20	0.17	46.00	Trapezoidal
S-F2	2729.23	1.62	0.60	50.00	Trapezoidal

Le calcul de ferraillage est fait par la méthode des bielles à l'ELU

VI.5.2.1.a Armatures principales

Tableau VI.11 : Ferraillages des armatures principales de la semelle.

Semelle	N_u (kN/ml)	M_u (kN.m)	A (m)	B (m)	$A_{b.calculée}$ (cm^2)	$A_{b.adoptée\ /ml}$ (cm^2)	S_t (cm)
S-F1	2455.53	4.2	4.25	2.8	16.91	16HA12=18.10	25
S-F2	2729.23	1.62	5.98	3	20.84	20HA12=22.62	30

VI.5.2.1.b Armature de répartitions

Tableau VI.12 : Ferraillages des armatures de répartition de la semelle

Semelle	$A_{b.adoptée\ /ml}$ (cm^2)	$A_{rep\ calu}$ (cm^2)	$A_{rep\ choisie}$ (cm^2)	St ($cm^{2)}$
S-F1	16HA12=18.10	12.67	11 HA12=13.57	15
S-F2	20HA12=20.36	15.27	14HA 12=15.83	15

VI.5.2.2. Longitudinalement

La poutre de libage est considérée comme une poutre continue mais renversée soumise à une charge uniformément répartie q cette charge sera déterminée par la formule suivante:

$$q_u = \sigma_u \times B_{adopté} \quad ; \quad q_{ser} = \sigma_{ser} \times B_{adopté}$$

$$\sigma_{ser} = \frac{\sum N_{ser} + (P_{semelle} + + P_{poutre\ de\ libage} + P_{remblai})}{B_{adopté} \times L}$$

$$\sigma_u = \frac{\sum N_u + 1{,}35 \times (P_{semelle} + + P_{poutre\ de\ libage} + P_{remblai})}{B_{adopté} \times L}$$

Tableau VI.13 : Détermination des valeurs de (q) de la poutre de libage.

ELU				ELS			
Termes de calcul		σ_u (kPa)	q_u (kN/ml)	Termes de calcul		σ_{ser} (kPa)	q_{ser} (kN/ml)
L (m)	19	247	672	L (m)	19	146	392
$\sum N_u$ (kN)	11571			$\sum N_{ser}$ (kN)	6621		
$P_{semelle}$ (kN)	598			$P_{semelle}$ (kN)	598		
$P_{P.libage}$ (kN)	121			$P_{P.libage}$ (kN)	121		
$P_{remblai}$ (kN)	454			$P_{remblai}$ (kN)	454		

Pour la détermination des moments de la poutre de libage on utilisant le programme SAP2000, les résultants résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI.14 : 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)
860.77	1038.31	1361.44	650.37	605.68

VI.5.2.2.a. Calcul des armatures longitudinales

Tableau VI.15: Calcul des armatures longitudinales de la poutre de libage à L'ELU.

P. libage		M_u (kN.m)	A(cm^2)	A'(cm^2)	$A_{adoptée}$ (cm^2)
SF1	Travées	1038.31	35.20	0.00	6HA20+6ChHA20=37.70
	Appuis	860.77	28.74	0.00	5HA20+5ChHA20=31.42

VI.5.2.2.b. Vérification des contraintes à l'ELS

✓ Pour une fissuration préjudiciable :+--

$\overline{\sigma_b}$=15MPa ; $\overline{\sigma_S}$=201,63MPa

Tableau VI.16 : Vérifications des armatures longitudinales de la poutre de libage à l'ELS.

P. libage		M_{ser} (kN.m)	A_{s1} (cm^2)	A_{s2} (cm^2)	σ_b (MPa)	$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$
SF1	Travées	1038.31	37.70	/	13.16	Vérifiée
	Appuis	860.77	/	31.42	11.34	

VI.5.2.2.c. Vérification du cisaillement de la poutre de libage CBA 91 Art.5.2.4.2

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

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

$$\tau = \frac{1361.44 \times 1000}{600 \times 930} = 2{,}43\text{MPa} < \bar{\tau} = 2{,}50\ \text{MPa} \ldots\ldots\ldots\ldots \text{vérifiée.}$$

VI.5.2.2.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 VI.17 : Calcul des armatures transversales de la poutre de libage.

P. libag	T (kN)	τ_u (MPa)	CBA 93		RPA 99 V 2003			$S_{t.adoptée}$		$A_{t.adoptée}$ (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)	
S1-F1	1361.44	2.43	7,85	2.25	18.75	40	2,025	10	15	4HA10=3.14

VI.5.2.2.e. Armatures de peau selon CBA93 A.7.3

Puisque la poutre de libage a une hauteur de 95cm , le CBA93 exige en plus des armateurs longitudinales, des armateurs de peau d'au moins de 3cm^2/ml posées parallèlement a la fibre moyenne de la poutre. Ap=0,002xbxh donc Ap= 6,75cm^2 Donc on adopte Ap =6 HA12= 6,78cm^2

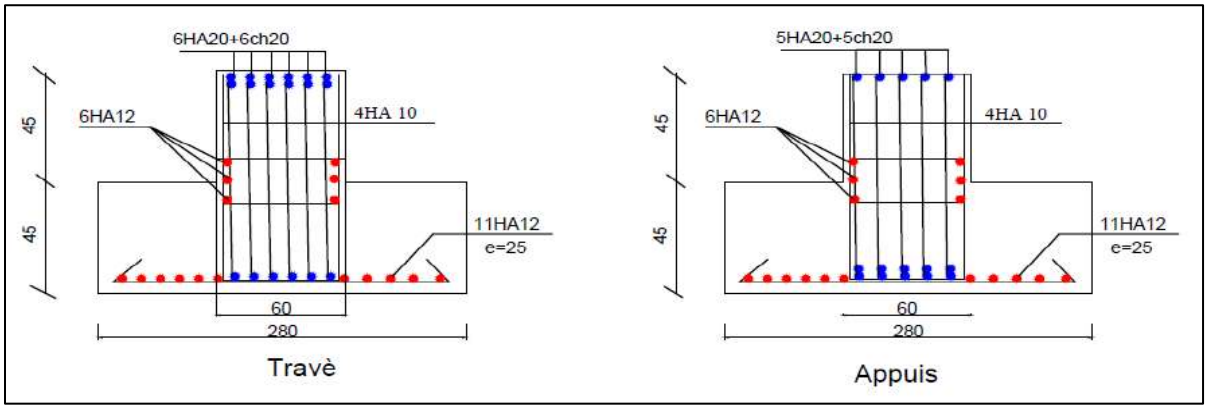


Figure VI.3: Le ferraillage de semelle filent 1

VI. 6. Les longrines

VI.6.1. Introduction

Les longrines sont des poutres longitudinales reposantes sur le sol, elles sont situées juste au dessus des semelles, elles servant à solidariser les point d'appuis d'un même bloc, tendant à s'opposer au déplacement relatif des ces pointes d'appuis dans le plan horizontale. Elles transfèrements l'effort normale provenant par les charges et surcharge en un effort de traction.

VI.6.2. prédimensionnement

- **Selon Art 10.1.1 RPA 99 Version 2003**

Les dimensions minimales de la section transversale des longrines sont:

Site S3: 30cm×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.

$$\text{La section choisie : } 30 \times 30\ cm^2 \quad ; \quad \alpha = 10\ (\text{Zone IIb, S3})$$

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

$$F_u = \frac{N_u}{10} = \frac{1667.64}{10} = 166.76 \geq 20 \ldots\ldots\ldots \text{ CV}$$

$$F_s = \frac{N_s}{10} = \frac{1219.66}{10} = 121.97 \geq 20 \ldots\ldots\ldots \text{CV}$$

VI. 6.3. Recommandation des règlements

- **Selon RPA 99 Version 2003**

Le ferraillage minimum doit être de 0.6 % de la section avec des cadres dont l'espacement est inférieur à la min (20 cm, 15Ø1) …….. [**Art 10.1.1. RPA99v2003**].

• Armatures transversales …… [**Art 7.5.2.2 RPA99v2003**].

La quantité d'armatures transversales est donnée par : At =0,003.St.b.

b : largeur de la poutre.

St : espacement maximum entre les armatures transversales, il est donné comme suit :

$St = \min\left[\frac{h}{4}, 12\Phi l\right]$……..zone nodale et $St \leq \frac{h}{2}$ ……..zone courante

- **Selon CBA**

La section des armatures longitudinales est: A ≥ Amin =b. h/1000 [**A. 7. 1. 2. 1 CBA93**]

Le diamètre des armatures transversales est :

Øt ≤ min [h/35; bo/10; Øl] … … … [**A. 6. 4. 2 CBA93**]

Calcule et vérification de l'espacement :

• St = min[0.9d ; 40cm] … … … [**art A. 5. 1. 2. 2 CBA93**].

• $\frac{At \times fe}{b \times St} \geq 0.4$ Mpa … … … … [**art A. 5. 1. 2. 2 CBA93**].

• $\frac{A_t}{b_0 S_t} \geq \frac{\gamma_s(\tau_u - 0.3 f_{t28} k)}{0{,}9 f_e(\cos\alpha + \sin\alpha)}$ … …. …. [**art A. 5. 1. 2. 3 CBA93**].

Avec K=1, α=90

VI. 6.4. Ferraillage à l'Etat Limite Ultime

Les armatures longitudinale sont donné par $A_U = \frac{F_u}{\sigma_s}$

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

Tableau VI.18 : Ferraillage longitudinal des longrines.

Section cm²	N_u KN	F_u KN	Acal cm²	A ch cm²	Amin CBA	Amin RPA	Verfi
30 x 30	1667.64	166.76	5.66	6HA12=6.79	0.9	5.4	CV

Condition non fragilité $B \leq \frac{FeE\ xA}{F_{tj}}$ avec F_{tj}=0,6+0 ,06F_{c28}== F_{tj}=2,1MPa

Donc 90000 mm^2 ≤ 172380,95 mm² CV

La section des armatures est satisfait pour équilibre l'effort de traction

VI.6.5. Vérification des contraintes à l'état limite de service

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

Tableau VI.19 : Vérification de contrainte à L'ELS des longrines.

Section (cm^2)	N_{ser} (kN)	F_{ser} (kN)	$A_{choisie}$ (cm^2)	σ_s (MPa)	$\overline{\sigma_s}$ (MPa)	$\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$
30×30	1219.66	121.97	9.05	157.38	201,63	CV

VI.6.6. Calcule des armatures transversals

Tableau VI.20 : Calcul des armatures transversales des longrines.

h(mm)	$\phi_t \leq \frac{h}{35}$	ϕ_t (mm)	A_t (cm^2)	A min RPA (cm²)	$St_{choisie}$ (cm)	St RPA (cm)
300	8	6	2Φ6	1,35	15	15

CONCLUSION GENERALE

Après une étude complète, qui a été menée sur une structure implantée dans une zone de forte sismicité en portiques contreventés par des voiles en béton armé d'un hôtel en Sous Sol + RDC + 5 Etages, nous pouvons tirer les conclusions suivantes :

- ✓ La disposition des voiles adoptée nous a permis d'obtenir un comportement très proche de celui d'une structure régulière avec une translation pure pour les deux premiers modes, suivant les deux axes principaux, et une rotation pure pour le troisième mode.
- ✓ Comme prévu, la mise en place des voiles en béton armé a conduit à une diminution de presque 50% de la période fondamentale (de 1,19 secondes pour une structure autostable à 0,37 secondes). Ce qui induit une structure rigide avec un cinquante-huit (67) modes avant d'atteindre 90% de la participation massique exigée par le règlement parasismique. Cependant, il est à noter ici que la modélisation dés éléments secondaires, notamment les porte-à-faux et les escaliers, peut être aussi perturbée le nombre final des modes compté pour atteindre 90% de la participation massique.
- ✓ En ce qui concerne le ferraillage des poutres principales (30x50) cm² et secondaires (30x50) cm², nous avons constaté que les sections du béton sont cohérentes avec les diamètres adoptés (HA12 ; HA14) et même pratique sur le plan exécutif.
- ✓ Par contre, l'effet de la forme et la zone sismique a été bien manifesté dans le ferraillage des poutres secondaires à cause de leur légèreté (poutres déchargées) avec 3HA12 au niveau des appuis.
- ✓ Cependant, les poteaux et les voiles étaient la partie la plus vulnérable à l'effet sismique, avec la présence des sections partiellement tendues dans les poteaux pour tous les étages. En plus, nous avons enregistré une section d'armature de 6,77 cm² au niveau de 5ème étage. Ceci est dû à l'effet combiné d'un moment fléchissant très important provoqué par le séisme (45,95 kN.m) et le faible effort de compression provoqué par un seul étage (Terrasse), sur un poteau de la section la plus faible dans notre structure (40cm²).
- ✓ Finalement, pour l'infrastructure, deux semelles filantes étaient le meilleur choix pour satisfaire les conditions de stabilité et éviter le chevauchement des semelles isolées.

Ainsi, on a fait valoir, autant que possible, les principaux critères admis, à savoir : la résistance, la sécurité et l'économie.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

[1] Règles de conception et de calcul des structures en béton armé C.B.A93

[2] Règles parasismique algérienne RPA version 2003 document technique réglementaire

[3] Charges permanentes et surcharges d'exploitation

[4] Cours de formation

[5] Manuel de SAP2000 V21.2.0

ANNEXE 1

METHODE SIMPLIFIEE DE CALCUL DES FLECHES

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 estdéfini par la relation:

$$I_f = 1{,}1\frac{I_0}{1 + (\lambda\,.\,\mu)}$$

Dans laquelle les coefficients λ et μ sont égaux à :

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

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

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

Dans ces expressions :

I_0: désigne le moment d'inertie de la section totale rendue 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 $E_v = \frac{1}{3} E_i$.

$\frac{1}{r_i} = \frac{M}{E_i.I_{fi}}$ 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:

$f_i = \frac{M.I^2}{10.E_i.I_{fi}}$ 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 2

FICHE TICHNIQUE DES POUTRELLES

SOCIÉTÉ DE TRÉFILAGE D'ALGER

TPL

TREFAL تريفال

REGHAIA الرغاية

FICHE TECHNIQUE

POUTRELLE METALLIQUE LEGERE

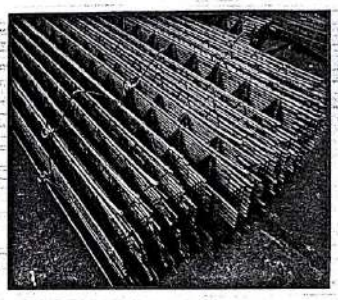
C'est une armature pour béton destinée à supporter des charges de construction, l'assemblage des éléments constitutifs est obtenu par soudage électrique sur machine automatique, de chaque point de liaison des treillis aux membrures.

POUTRELLE METALLIQUE STANDARD

Désignation	Pas (P) (mm)	Hauteur (H) (mm)	Membrure supérieur (M.S) (mm)	Membrure inférieur (M.I) (mm)	Zigzag (ZZ) (mm)	Largeur (LS) (mm)	Longueur (L) (mm)	Poids nominal M/L (Kg)
10 x 5 x 10	200	150	10	10	5	90	12	2,444

POUTRELLE METALLIQUE SPECIFIQUE

Types	Hauteur (cm)	Diamètre des fils constitutifs (mm)			Largeur (mm)	Longueur (m)
P	H	M.S	M.I	ZZ (Etrier)	LS	L
200	7 à 30	8 - 10	8 - 10	4 à 6	90	2 à 12

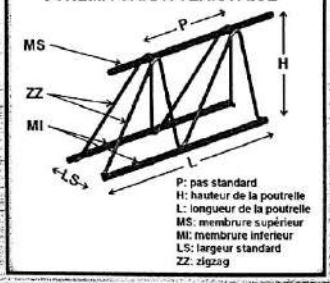


CARACTERISTIQUES MECANIQUES

Caractéristiques mécanique minimales garanties :

Résistance à la traction (N/mm²)	Limite d'elasticité (N/mm²)	Allongement (A%)
550	500	8

SCHEMA CARACTERISTIQUE



P: pas standard
H: hauteur de la poutrelle
L: longueur de la poutrelle
MS: membrure supérieur
MI: membrure inférieur
LS: largeur standard
ZZ: zigzag

TOLERANCES

» Tolérances sur diamètre du fil tréfilé lisse :

± 0.10 mm pour Ø ≤ 6mm

± 0.15 mm pour Ø > 6mm

» Tolérances sur La masse du fil craté :

± 5 % pour 4 ≤ d ≤ 8 mm

± 4 % pour 8.5 ≤ d ≤ 16 mm

CONDITIONNEMENT

Les poutrelles sont livrées en fardeaux fermement retenues par trois ligatures en fil d'acier.
Chaque fardeau comporte une étiquette indiquant le nom de l'usine et les dimensions de la poutrelle.

MARQUAGE

Au moins un des constituants de la poutrelle métallique légère porte une empreinte T.A.L façonnée par galets de laminage *(TAL : Tréfilerie d'Alger)*

Tous les produits TREFAL font l'objet de contrôles réguliers lors de la fabrication, Tout type spécifique peut être étudié et réalisé.



Société de Tréfilage d'Alger - Filiale Groupe TPL - Adresse : BP 151, Zone Industrielle de Réghaïa, Alger - Algérie
Tél/Fax : (+213) 23 96 59 32 / 23 96 58 72 Email : trefal@tpl-algeria.com / infos@trefal.com Web : www.trefal.com

ANNEXE 3

VERIFICATION DE LA FLECHE - METHODE 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 $\begin{cases} \frac{h}{l_x} \geq \frac{M_t}{20M_x} \\ \frac{A}{b \times d} \leq \frac{4,2}{f_e} \end{cases}$

Avec:

-$M_t = k \times M_0$

k : Est un coefficient rédacteur($0,75 \leq k \leq 0,85$).-

ANNEXE 4

LA METHODE DE CAQUOT

Le rapport entre les portés successifs n'est pas compris entre 0.8 et 1.25, donc la méthode forfaitaire n'est pas applicable, le calcul s'effectue par la méthode de CACUOT. Pour les autres en utilise la méthode forfaitaire

Avec :

- M_o : moment isostatique $Mo = \frac{ql^2}{8}$.
- M_a : Les valeurs absolues des moments sur appuis de gauche et de droite.

$$\begin{cases} \text{Appuis de rives;} & Ma = 0{,}2M_0 \\ \text{Appuis intermédiaires;} & Ma = \dfrac{-(q_w l_w'^3 + q_e l_e'^3)}{8{,}5(l_w' + l_e')} \end{cases}$$

- q_w : Charge répartie à gauche de l'appui considéré.
- q_e : Charge répartie à droite de l'appui considéré.
- L' : longueurs de travée $\begin{cases} \text{Travée de rive} & L' = L \\ \text{Travée intermédiaire} & L' = 0{,}8\ L \end{cases}$
- L : représente la portée de la travée libre.
- T: Effort tranchant $\begin{cases} Tw = \left(\frac{ql}{2}\right) + \left(M_e - \frac{M_w}{l}\right) \\ Te = \left(\frac{ql}{2}\right) - \left(M_e - \frac{M_w}{l}\right) \end{cases}$

ANNEXE 5
TREILLIS SOUDES

SOCIÉTÉ DE TRÉFILAGE D'ALGER — شركة الحـــديد الجـــزائـــر

TREFAL تريفال
REGHAIA الرغاية

FICHE TECHNIQUE

TREILLIS SOUDES

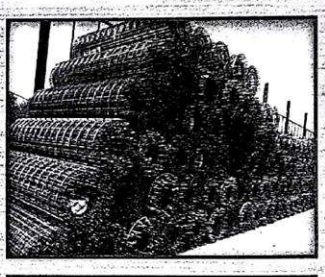
C'est une armature fabriquée à partir de fil machine suivant la norme ISO 10544 en acier doux de 0.08% à 0.20% de carbone, soudé rigidement en mailles carrés ou rectangulaires par soudure électrique sur machines automatique.

TREILLIS SOUDES STANDARDS

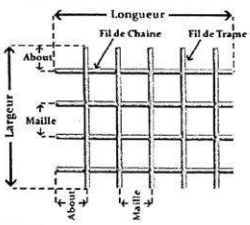
Types	Diamètre du fils (mm)		Espacement (mm)		Dimensions abouts compris (m)	Section d'acier	Poids du m²	Surface	Poids Total
	Porteur	Répartiteur	Porteur	Répartiteur	L&l	(mm²)	(Kg)	(m²)	(Kg)
Rouleaux	4,5	4,5	150	150	45 x 2,4	15,9	1,66	108	179,6
Panneaux	5	5	150	150	3,6 x 2,4	19,63	2,06	8,64	17,8

TREILLIS SOUDES SPECIFIQUES

Types	Diamètre du fils (mm)		Longueur du fils (m)		Espacement Maille (mm)	Dimensions abouts (mm)
	Porteur	Répartiteur	Porteur	Répartiteur		
Rouleaux	4 à 6	4 à 6	20 à 50	1,2 à 2,4	50 à 600	25 à 300
Panneaux	4 à 10	4 à 10	2 à 6	1,2 à 2,4	50 à 600	25 à 300
Tolérance			± 1%	± 1%	± 1%	± 1%



SCHEMA CARACTERISTIQUE



TOLERANCES

» Tolérances sur diamètre du fil tréfilé lisse :

± 0.10 mm pour Ø ≤ 6mm
± 0.15 mm pour Ø > 6mm

» Tolérances sur La masse du fil cranté :

± 5 % pour 4 ≤ d ≤ 8 mm
± 4 % pour 8.5 ≤ d ≤ 16 mm

CARACTERISTIQUES MECANIQUES

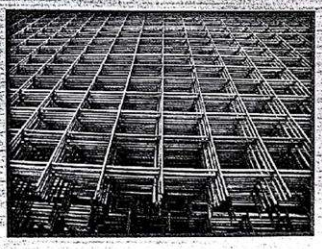
Caractéristiques mécanique minimales garanties sur tous les produits en rouleaux et panneaux (Suivant la norme NFA 35-016-2)

Résistance à la traction (N/mm²)	Limite d'Elasticité (N/mm²)	Allongement Total (S/charge max %)
525	500	2,5

APPLICATIONS

Le treillis soudé a des applications diverses et variées dans le bâtiment et les travaux publics, il est utilisé pour :

- *Dalles en béton armé.*
- *Planchers à corps creux.*
- *Murs porteurs.*
- *Semelles de fondation.*
- *Panneaux préfabriqués.*
- *Escaliers préfabriqués*
- *Cuves, silos et réservoirs.*
- *Voûtes en voles.*
- *Chaussés et trottoirs.*
- *Pistes d'aérodrome.*
- *Plaque de clôture et cloisons.*
- *Tunnels et abris souterrains.*



Tous les produits TREFAL font l'objet de contrôles réguliers lors de la fabrication, Tout type spécifique peut être étudié et réalisé.



Société de Tréfilage d'Alger - Filiale Groupe TPL - Adresse : BP 151, Zone Industrielle de Réghaïa, Alger - Algérie
Tél/Fax : (+213) 23 96 59 32 / 23 96 58 72 Email : trefal@tpl-algeria.com / infos@trefal.com Web : www.trefal.com

ANNEXE 6

METHODE DES LIGNES DE RUPTURE

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

Cette méthode, qui ne concerne que l'état limite ultime, est basée sur lemécanisme 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 :

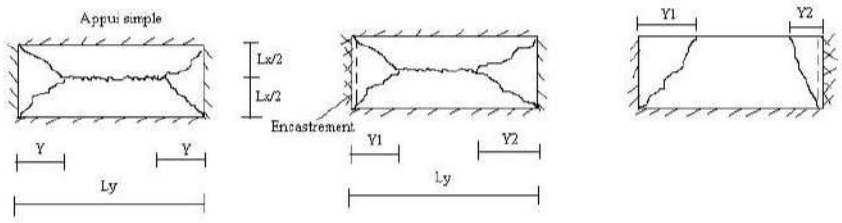
-Un côté libre par un trait sans hachures

-Un appui simple par une hachure

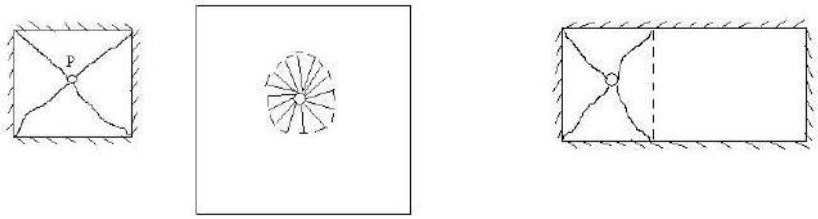
Un encastrement par une double hachure-

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.

∑des Travaux Externes - ∑ 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 7

METHODE DYNAMIQUE MODALE SPECTRALE

[RPA2003-Art 4.3.7]

- **Le spectre de réponse de calcul**

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

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

a) Coefficient d'accélération A : (RPA2003 « Tab 4.1 »).

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

(Selon la zone, groupe d'usage).

Le Facteur d'amplification dynamique moyen :

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

La Période caractéristique, (Selon le site).

Facteur de correction d'amortissement η : $\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}}\ \xi = 7$

La Période fondamentale suivant les deux directions. $T = \frac{0.09h_n}{\sqrt{D}}$

Coefficient de comportement R : RPA v2003 [Art 3.4.A.4b]

Système de contreventement de structures en portiques par des voiles en béton armé.

Dans ce cas les voiles reprennent au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales et la totalité des sollicitations dues aux charges horizontales

On considère que les portiques ne reprennent que les charges verticales. Toutefois, en zone sismique IIb et III, il y a lieu de vérifier les portiques sous un effort horizontal représentant 25% de l'effort horizontal global.

Avec ce système de contreventement les bâtiments sont limités en hauteur à 10 niveaux ou 33 m au maximum, Donc : R=4.

Facteur de qualité Q

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

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

Le Poids total de la structure. $W = \sum_{i=1}^{n} W_i$, $W_i = W_{G\,i} + \beta W_{Q\,i}$

a) Calcul de la force sismique totale V (RPA2003« Art4.2.3 »)

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

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

a) Vérification de la stabilité au renversement

Le moment de renversement égale à :

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

Le moment de stabilité égale à :

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

b) Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur

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

$$F_t = \begin{cases} 0{,}07\,T\,V_t \leq 0{,}25V_t & Si: T \geq 0{,}7\ sec \\ 0 & Si: T < 0{,}7\ sec \end{cases}$$

On a: $T_x = 0{,}507\ sec$, $T_y = 0{,}553\ sec$ $\Rightarrow$ $F_t = 0$

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