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 bâtiment à usage d'habitation en (sous-sol + RDC + 6 étages)

Présenté par

GATTIOUI CHAIMAA

ZAIDI NESRINE

Proposé et Dirigé par

ZEMERLINE SOULAF

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, Mr. **ZEMERLINE Soulef** , pour l'encadrement de ce mémoire, 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.

Nous remercions également Mr. **Khelladi Mohamed** pour sa disponibilité et ses orientations précieuses, tout le long de ce projet.

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.

Dédicaces



Je dédie ce travail à :

Ma très ***chère mère****, la lumière de ma vie, pour leurs sacrifices qui m'ont tout donné et offert leur amour, soutient, encouragement, aide durant toutes mes études.*

A ma chère sœur ***Soumia*** *Qui a été toujours prés de moi et son mari* ***Omar****.*

A mes chers oncles ***Abderrzak*** *et* ***Bouaalem.***

A mes chers tantes ***Hayet ,Zahia et Fatiha*** *et à mes chères cousines «* ***Sihem et ses garçons sidali ,khalil, ishak et son mari Dahmen , souad, Nadia et ses trois filles ,Yasmine, Lila*** *et* ***Sara*** *».*

A toute ma grande famille sans exception spécialement à ma tante ***Zohra*** *et ses deux filles .*

A tous mes chers amis (es) en particulier ***Nassima ,haifa ,soumeya ,fatima ,amel, ahlem , rahil , wissem, hanen , Naya , sihem, zahra, chaima , houda, merieme , fati, rym , radhia , amina , sara ,imane , rania , hichem , mamadou , nabila***

A mon très chère personne que j'ai trouvé aux moments difficiles ***Otmane***

A tous qui m'ont soutenu de près ou de loin en pensées et prières.

A mon binôme ***chaima***

A tout la promotion Génie Civil 2021/2022



NESRINE ZAIDI

Dédicaces



Avec l'expression de ma reconnaissance, je dédie ce modeste travail à ceux qui, quels que soient les termes embrassés, je n'arriverais jamais à leur exprimer mon amour sincère.

Mes chers parents : maman qui m'a soutenu et encouragée durant ces années d'etudes, et mon pére pour son affection et la confiance qu'il m'a accordé..

Mon mari qui est toujours là pour être l'épaule sur laquelle je me repose dans mes moments de fatigue..

Mes sœurs et mon frère pour leurs amour et présence à mes cotés..

A la source de mon bonheur AmiraNour, ma petite fille..

A toutes ma grande famille pour ses soutiens moral et leurs conseils ..

A ma chère binôme , Pour sa entente et sa sympathie.

A tous ceux que j'aime.



CHAIMMAA GATTIOUI

ملخص :

هذا المشروع يهدف إلى دراسة بناية من الخرسانة المسلحة مكونة من (طابق تحت الأرض + طابق أرضي +ستة طوابق) ذات إستعمال سكني و المقرر بناءها في ولاية المدية المصنفة ضمن المنطقة ذات متوسط(منطقة 2ب).
مقاومة البناية لكل الحمولات العمودية و الأفقية مضمونة بواسطة نظام العارضات والأعمدة +الجدران المسلحة.
قياس الأبعاد ونتائج كل العناصر المقاومة تم طبقا للمعايير و القوانين المعمول بها في الجزائر:
-القواعد الجزائرية المقاومة للزلازل(RPA 99 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 V20.2.0» وفي الأخير قمنا بدراسة البنية التحتية و هذا بحساب الأساسات

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

Résumé :

Ce projet consiste à étudier un bâtiment en béton armé à usage habitation enentre sol+RDC + 6 étages, qui sera implanté à la willaya de Médéa, classée comme une zone de moyenne 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 V20.2.0 »

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

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

Abstract:

This project aims to study the reinforced concrete structure, which contains (one basement +ground floor + six floors),of habitation use It will be built in the province of Médéa, which is classified as a seismic zone of a middle level (ZONE IIb).

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

The calculation of the dimensions and the results of all resistant elements were done according to the Algerian regulations and standards:

-RPA version 2003 and (CBA 93).

The seismic study was done in the numerical method which is based on the finite element with the help of software «SAP2000 V20.2.0»

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

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

liste des matières

Introduction générale

Chapitre I : présentation de l'ouvrage

I.1. Introduction……01

I.2. Description de l'ouvrage ……..……...03

I.3. Caractéristiques géométriques de l'ouvrage :…….……03

I.3.1.Dimension en élévation……..……...03

I.3.2.dimension en plan…….……03

I.4.Description de la structure…….…..03

I.4.1.Système de contreventement……03

I.4.2.Planchers……..04

I.4.3.Maçonnerie …… 04

I.4.4.Les revêtements ……..... 04

I.4.5.L'acrotère…….……04

I.4.6.L'infrastructure…….……04

I.4.7.Les escaliers…….…….05

I.5.Caractéristique des matériaux ……05

I.5.1.Béton……05

a-Caractéristiques du béton……..05

I.5.2.Béton armé……...05

a. Résistance du béton……..05

b. Résistance caractéristique à la compression……05

c.Résistance caractéristique à ltraction……06

d. coefficient de poisson(υ)……..06

e. Module de déformation longitudinale…….……..06

I.5.3. Acier……06

I.6. Principe de calcul du CBA 93……07

I.6.1. E.L.U de résistance…….08

a- contrainte du béton en compression…….….08

b-contrainte ultime de cisaillement……..09

I.6.2.Etat Limite service(E.L.S)……...07

CHAPITRE II :pré dimensionnement des éléments structuraux

II.1.introduction……12

II.2.Pré dimensionnement des planchers …….….12

II.2.1.Plancher à corps creux…….……12

II.3.Evaluation de charges permanentes et des surcharges d'exploitations…….….14

II.3.1:Plancher terrasse…….……14

-charges permanentes…….……..15

-surcharges d'exploitation……16

II.3.2.plancher courant…….16

- charges permanentes…….16

- surcharges d'exploitation……...16

II.3.3.Maçonnerie…… 16

II.4.Pré dimensionnement des poutres…….…….17

II.5.PrédimensionnementdesPoteaux…….…...19

II.5.1.Etapes de pré dimensionnement des poteaux…….…….19

II.5.2.Calcul de la longueur de flambement Lf …….……...20

II.5.3.Calcul de l'effort…….20

II.5.4.Détermination des charges et surcharges……22

II.5.5.Descente des charges……..23

II.5.5.1. charges d'exploitation……..…. 23

II.5.5.2.Charges permanentes et Nu…….24

II.5.6.Vérification selon le RPA99……...25

II.5.7. Vérification aux zones nodales……..25

II.6.Pré dimensionnement des voiles……...26

CHAPITRE III :Calcul des éléments secondaires

III.1. L'ACROTERE……29

III.1.1. Charges et surcharges……. 29

III .1.2. Détermination des efforts……29

III .1.3. Calcul du ferraillage……... 30

III .1.3.1 .à l'état limite ultime…….…… 30

1. L'excentricité……... 30
2. Calcul du moment de flexion……...31
3. Calcul des armatures verticales…….……31

III .1.3.2.Vérification des contraintes à l'état limite de service…….……...32

III.1.4.Vérification de l'effort tranchant……...35

III.1.4.1Vérification de la contrainte de cisaillement du béton……35

III .2.Calcul des poutrelles……...…….36

III .2.1.Calcul avant coulage…….36

III .2.1.1.Calcul des charges permanentes et surcharges d'exploitation……..37

III .2.1.2.Vérification de la flèche…… 37

III . 2.2..Après coulage…….…….. 38

III.2.2.1.Calcul des charges et surcharges…….……38

III .2.2.2 .Les types des poutrelles……38

III.2.2.3.Sollicitations de calcul……39

III .2.2.4.Ferraillage des poutrelles…….……..45

III .2.5.Vérification de la flèche…….…...46

III.3. L'escalier…….….47

III.3.1.Dimensionnement…….…….48

III.3.1.1.Evaluation des charges…….. 50

III.3.1.2.Détermination des efforts……..……..51

III.3.1.2. Calcul du ferraillage ……54

III.3.1.3. Vérification de l'effort tranchant ……..……...56

III.4. la poutre palière……...58

III .4.1.Pré dimensionnement…….……...58

III .4.2.Évaluation des charges …….…….…...59

III.4.3.Calcul des efforts……...60

III.4.4.Ferraillage de la poutre palière……61

III.4.5.Vérification des contraintes normales à L'ELS ……...….62

III.4.6.Vérification des contraintes tangentielles de cisaillement à L'ELU …….…...62

III.4.7.Vérification solen CBA 93…….….63

III.4.8.Vérification solen RPA 99 V 2003…….63

III.4.9.Vérification de la flèche…….……..63

CHAPITRE IV : Etude dynamique

IV.1. Introduction…….…65

IV.2. Caractéristiques géométrique de la structure …….65

IV.2.1 Centre de masse …….…..66

IV.2.2. Centre de torsion ……..66

IV.2.3. Excentricité ……..67

IV.2.3.1 Excentricité théorique (statique)……. ……..68

IV.2.3.2. Excentricité accidentelle ……68

IV.3. Choix la méthode de calcul…….69

IV.3.1. Introduction…….69

IV.3.2. Méthode dynamique modal spectral ……69

IV.3.2.1. Principe …….69

IV.3.2.2. Modélisation ……70

IV.3.2.3. Le spectre de réponse de calcul ……70

a. Coefficient d'accélération A ……71
b. Facteur de correction d'amortissement η **……..71**
c. Coefficient de comportement ……..….71
d. Facteur de qualité Q……..71
e. Périodes caractéristiques……72

IV.4. Résultats de l'analyse dynamique ……...73

IV.4.1. Vérification de comportement…….73

IV.4.2. Participation massique …….73

IV.4.3. Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul ……..74
a. Calcul de la force sismique totale ……..74

IV.4.4.Vérification de la stabilité au renversement ……76

IV.4.4.1. Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur…….77

IV.4.5. Vérification des déplacements inter-étage……..79

IV.4.6. Vérification vis-à-vis de l'effet P-Δ……79

IV.4.7.Vérification de l'effort normal réduit dans les poteaux ……..82

CHAPITRE V :Ferraillage des éléments structuraux

V.1. Introduction……86

V.2. Ferraillage des poutres…….86

V.2.2. Recommandations du RPA99 : [Art 7.5.2.1]……86

V.3.Ferraillage Des Poteaux……. 94

V.3.1 Armatures longitudinales…… ..94

V.3.1.1 Recommandations selon les règlements……94

V.3.1.2 Sollicitations extrêmes pour le ferraillage…….95

V.3.1.3 Vérification des contraintes à l'ELS…….97

V.3.2 Armatures transversales…….
….98

V.4. Ferraillage Des Voiles……
100

V.4.1 Ferraillage des trumeaux……100

V.4.1.1Calcul d'armatures verticales……..102

V.4.1.2Vérification des contraintes à l'ELS…….103

V.4.2 Ferraillage des linteaux……10 4

CHAPITRE VI : calcul de l'infrastructure

VI.1.Introduction ……..……108

VI.2.Type de fondation ……108

VI.3.Caractéristique du sol ……108

VI.4.Choix du type de fondation ……109

VI.4.1.Semelle isolée sous poteau ……109

VI.4.1.1.Répartition trapézoïdal…….……109

VI.4.1.2.Vérification du chevauchement entre les bulbes de pression sous les semelles…. 111

VI.4.2.Semelle filante(continue)…….111

VI.4.2.1.Dimensionnement des semelles ……112

VI.4.2.Vérification du chevauchement entre les semelles filantes……..…….113

VI.4.3.Semelle filante croiser ……114

VI.4.3.1.Dimensionnement des semelles filantes croiser ……114

VI.4.3.2.Vérification du chevauchement entre les semelles filantes croiser ……114

VI.4.3.3.Vérification de la stabilité au renversement ……115

VI.4.3.4.Vérification de poinçonnement a l'ELU……..116

VI.4.3.5.Dimensionnement de la poutre de libage pour la semelle sous plusieurs poteaux..116

VI.4.3.6.Calcul de ferraillage……..117

VI.4.3.6.1.Semelle filante sous un voile…….117

VI.4.3.6.2.Semelle sous plusieurs poteaux ……118

VI.4.3.6.3.Poutre de libage……119

VI.5.Ferraillage des longrines……..122

LISTE DES FIGURES

Figure II.1 Dimensionnement de plancher……13

Figure II.2 Dimensionnement du corps creux……...…14

Figure II.3 Composants d'un plancher terrasse……....14

Figure II.4 Composants d'un plancher courant……....15

Figure II.5 Coupe de mur en maçonnerie double cloison…….16

Figure II.6 Coupe de mur en maçonnerie simple cloison……....17

Figure II.7 Dimensionnement de la poutre ……..17

Figure II.8 Section réduite du poteau…….....21

Figure II.9 Représentation du poteau le plus sollicité ……22

Figure II.10 Dimension à respecter par les poutres……..25

Figure II.11 Coupe de voile en plan (gauche) en 3D (droite)……27

Figure III.1 L'acrotère……29

Figure. III.2 Ferraillage de l'acrotère……..….36
Figure III. 3 Poutrelle à deux travées……...……39
Figure III. 4 Diagramme du moment fléchissant à l'ELU……39
Figure III. 5 Diagramme du moment fléchissant à l'ELS ……..39
Figure III. 6 Diagramme de l'effort tranchant à l'ELU…….40
Figure III. 7 Poutrelle à trois travées…….40
Figure III. 8 Diagramme du moment fléchissant à l'ELU……40
Figure III. 9 Diagramme du moment fléchissant à l'ELS……....40
Figure III. 10 Diagramme de l'effort tranchant à l'ELU……..41
Figure III. 11 Poutrelle à quatre travées…….....41
Figure III. 12 Diagramme du moment fléchissant à l'ELU……41
Figure III. 13 Diagramme du moment fléchissant à l'ELS…….....42
Figure III. 14 Diagramme de l'effort tranchant à l'ELU……42
Figure III. 15 Poutrelle à deux travées de étage courant ……....42
Figure III. 16 Diagramme du moment fléchissant à l'ELU…….....43
Figure III. 17 Diagramme du moment fléchissant à l'ELS…….43
Figure III. 18 Diagramme de l'effort tranchant à l'ELU……43
Figure III. 19 Poutrelle à deux travées d'étage courant……..43
Figure III. 20 Diagramme du moment fléchissant à l'ELU……44
Figure III. 21 Diagramme du moment fléchissant à l'ELS……..44
Figure III. 22 Diagramme de l'effort tranchant à l'ELU……..44
Figure III.23 Diagramme de l'effort tranchant à l'ELU……...44
Figure III.24 Coupe d'un escalier……47
Figure III.25 Modélisation de 2ème volée…….…..48
Figure. III.26 distribution de la charge à l'ELU de 2ème volée……..51
Figure III.27 Distribution de la charge à l'ELS de 2ème volée……...……52

Figure III. 29 Schéma statique équivalent de la poutre palière……58

Figure IV.1 Inerties des voiles et des poteaux……..66

Figure IV.2 Disposition des voiles ……..67

Figure IV.3 La disposition du centre de masse et centre de torsion……69

Figure IV.4 Vue de la structure en 3D…….70

Figure IV.5 Spectre de réponse……71

Figure V.1.Disposition des armatures des poutres principales (30x40)……..89

Figure V.2.Disposition des armatures des poutres secondaires01……93

Figure V.3.Disposition des armatures des poutres secondaires02……..93

Figure V.4.Disposition des armatures dans le poteau…….....99

Figure V.5.Les armatures transversales et les épingles des voiles…….....103

Figure V.6.Disposition des armatures dans les voiles (15x480)……104

Figure VI.1 les bulbes de pression sous la semelle…….111

Figure VI.2schéma semelle filante……..112

Figure VI.3 Le ferraillage des semelles filantes sous voile……121

Figure VI.4 Le ferraillage des semelles filantes sous poteaux et la poutre de libage……121

Figure VI.5 ferraillage des longrines ……..……...124

LISTE DE TABLEAU

Tableau I.1 Caractéristiques mécaniques d'acier……07

Tableau II.1 Charges permanentes de plancher terrasse……..…13

Tableau II.2 Charges permanentes de plancher courant……..14

Tableau II.3 Charges permanentes du mur double cloison ……..…15

Tableau II.4 Charges permanentes du mur simple cloison……..…16

Tableau II.5 Pré dimensionnement des poteaux……...17

Tableau II.6 Détermination de la longueur de flambement ……19

Tableau II .7 Calcul $\overline{N}_u$……20

Tableau II.8 Détermination des charges d'exploitation ……..……23

Tableau II.9 Vérification de l'effort normal…….24

Tableau II.10 Vérification de coffrage des poteaux ……25

Tableau II .11 Vérification aux zone nodales……..26

Tableau III.1 Détermination des efforts à l'ELU et l'ELS…….29

Tableau III.2 Calcul du ferraillage……..30

Tableau III.3 Charges permanentes et surcharges d'exploitation des poutrelles…….37

Tableau III.4 Vérification de la flèche des poutrelles avant coulage……..…37

Tableau III.5 Charges et surcharges ……..38

Tableau III.6 Les types des poutrelles…….38

Tableau III.7 Les poutrelles les plus défavorables ……..38

Tableau III.8 Résultat final des poutrelles…….…….44

Tableau III. 9 calcul ferraillage a l'ELU de RDC……..……45

Tableau III.10 calcule de ferraillage a l'ELU des étages courant……..……..45

Tableau III. 11 Vérification des contraintes à l'état limite de service de RDC……...45

Tableau III. 12 Vérification des contraintes à l'état limite de service d'étage courant ……46

Tableau III. 13 Vérification de cisaillement à l'état limite de ultime RDC ……46

Tableau III. 14 Vérification de cisaillement à l'état limite de ultime d'étage courant …….46
Tableau III. 15 Vérification de la flèche pour RDC…….....…46

Tableau III. 16 Vérification de la flèche pour étages courant
…….50

Tableau III.17 Évaluation de charge permanente et charge d'exploitation du palier de l'escalier……..51

Tableau III.18 Évaluation de charge permanente et charge d'exploitation de la paillasse de l'escalier……..……..54

Tableau III.19 Combinaison des charges de l'escalier……..55
Tableau III.20 Les valeurs de Mt_{max}, Ma_{max} et T_{max}……55

Tableau III.21 Les résultats de la flexion simple……55

Tableau III .22 Les armatures…….55

Tableau III.23 Vérifications de la flèche…….……58

Tableau III.24 Pré dimensionnement de la poutre palière……59

Tableau III.25 Efforts De La Poutre Palière…….……...…60

Tableau III.26 Vérification des contraintes normales à l ELU de la poutre palière…….61

Tableau III.27 Vérification des contraintes normales à l'ELS de la poutre palière……..61

Tableau III.28 Vérification de la contrainte de cisaillement à ELU…….62

Tableau III.29 Vérification de la flèche……..……..63

Tableau IV.1 Centre de masse et centre de torsion……67

Tableau IV.2 Calcul de l'excentricité total……..……68

Tableau IV.3 Calcul de l'excentricité accidentelle …….68

Tableau IV.4 Détermination du facteur de qualité Q du bloc…….72

Tableau IV.5 Vérification de comportement ……..…73

Tableau IV.6 Comportement jusqu'à mode retenu…….….73

Tableau IV.7 Les valeurs de la force sismique……..……...76

Tableau IV.8 Vérification de la résultante des forces sismique de calcul……76

Tableau IV.9 Forces sismiques selon la hauteur suivant X et Y……..…77

Tableau IV.10 Vérification des déplacements inter-étage suivant X……..78

Tableau IV.11 Vérification des déplacements inter-étage suivant Y……..79

Tableau IV.12 Vérification de l'effet P-Δ…….…..80

Tableau IV.13 Vérification de cisaillement des poutres……..80

Tableau IV.14 Vérification de cisaillement des poteaux…….81

Tableau IV.15 Vérification de cisaillement des voiles suivant X……..….82

Tableau IV.16 Vérification de cisaillement des voiles suivant Y……...82

Tableau IV.17 Vérification de l'effort normal réduit …….83

Tableau IV.18 Dimensions finales des éléments …….…….83

Tableau V.1. Les données de calcul……..…86

Tableau. V.2. Calcul des sections d'armatures de la poutre principale……...87

Tableau. V.3. Sections d'armatures choisies de la poutre principale……..….87

Tableau .V.4. Vérification des contraintes normales à l'ELS de la poutre principale ……..……...87

Tableau .V.5.Vérification de la contrainte de cisaillement à ELU…….…..88

Tableau .V.6.Vérification de la flèche des poutres principales……90

Tableau. V.7. Calcul des sections d'armatures de la poutre secondaire01…….…….90

Tableau. V.8. Calcul des sections d'armatures de la poutre secondaire02…….….90

Tableau. V.9. Sections d'armatures choisies de la poutre secondaire01…….90

Tableau. V.10. Sections d'armatures choisies de la poutre secondaire02……..…..90

Tableau .V.11. Vérification des contraintes normales à l'ELS de la poutre secondaire01……..91

Tableau. V.12. Vérification des contraintes normales à l'ELS de la poutre secondaire02…….91

Tableau. V.13.Calcul des armatures transversales et leur espacement…….……92

Tableau V.14Vérification de la flèche des poutres……..……92

Tableau V.15.Ferraillage des poteaux à l'ELU ou ACC……96

Tableau V.16Vérification des contraintes à l'ELS…….....96

Tableau V.17 La section d'armatures transversales des poteaux…….....99

Tableau V.18 La section calculée d'armatures verticales des voiles Zone Nodale (Suivant Y)……101

Tableau V.19 La section calculée d'armatures verticales des voiles Zone Nodale (Suivant X)……...101

Tableau V.20 La section calculée d'armatures verticales des voiles Zone Courant (Suivant Y ET X)…….101

TableauV.21.Vérification des contraintes normales des voiles…….102

TableauV.22.Les armatures horizontales des voiles……..……102

TableauV.23.Diamètre des armatures transversales…….....103

Tableau V.24 *Choix de la méthode de calcul……..105*

Tableau V.25 La section d'armatures des linteaux (Suivant X)…….....106

Tableau VI.1 Dimensionnement des semelles isolée à l'ELS …….……..110

Tableau VI.2 Dimensionnement des semelles filantes à l'ELS……..113

Tableau VI.3 Vérification du chevauchement entre les semelles filantes……..…113

Tableau VI.4 Dimensionnement des semelles filantes croiser suivant X……...…114

Tableau VI.5 Dimensionnement des semelles filantes croiser suivant Y……...…114

Tableau VI.6 Vérification du chevauchement entre les semelles filantes croiser suivant X..114

Tableau VI.7 Vérification du chevauchement entre les semelles filantes croiser suivant Y..115

Tableau VI.8 Vérification de la stabilité au renversement suivant X…….115

Tableau VI.9 Vérification de la stabilité au renversement suivant Y…….115

Tableau VI.10 Vérification de poinçonnement à l'ELU suivant Y ……..116

Tableau VI.11 Vérification de poinçonnement à l'ELU suivant X……116

Tableau VI.12 Dimensionnement de la poutre libage ……..…..117

Tableau VI.13 Vérification l'excentricité des semelles filantes sous un voile……..117

Tableau VI.14 Ferraillage des semelles filantes sous un voile ……117

Tableau VI.15 Vérification l'excentricité des semelles filantes sous un poteau…….118

Tableau VI.16 Ferraillage des armatures principales de la semelle……118

Tableau VI.17 Détermination des valeurs de (q) de la poutre de libage …….....119

Tableau VI.18 Détermination des sollicitation de la poutre de libage ……...119

Tableau VI.19 Calcul des armatures longitudinales de la poutre de libage……120

Tableau VI.20 Vérification des armatures longitudinales de la poutre libage à l'ELS……..120

Tableau VI.21 Calcul des armatures transversales de la poutre de libage……..…120

Tableau VI.22 ferraillage longitudinal des longrines…….123

Tableau VI.23 Vérification de contrainte à L'ELS des longrines ……..123

Tableau VI.24 Vérification des contraintes tangentielle de cisaillement ……..124

Tableau VI.25 Calcul des armateurs transversales des longrines…….124

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.

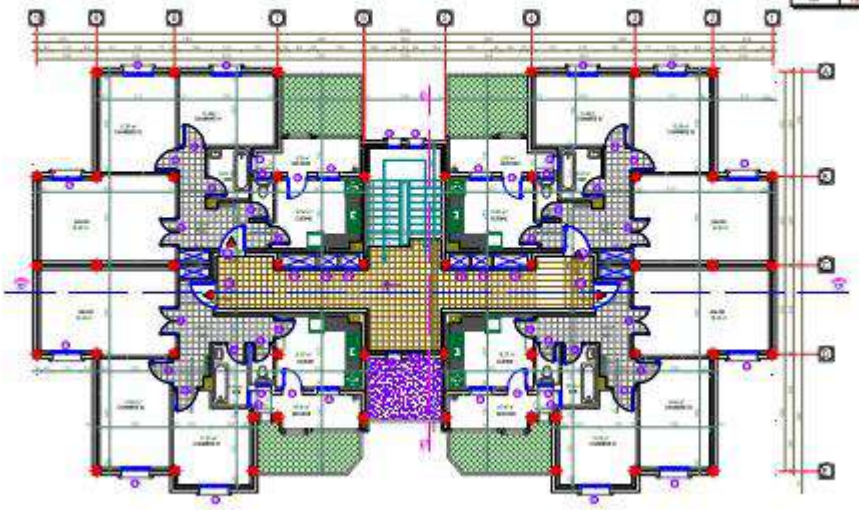
C.V : Condition vérifiée.

C.N.V : Condition non vérifiée.

RDC : Rez-de-chaussée.

EC : Etage courant.

PLAN 1 ER ETAGE

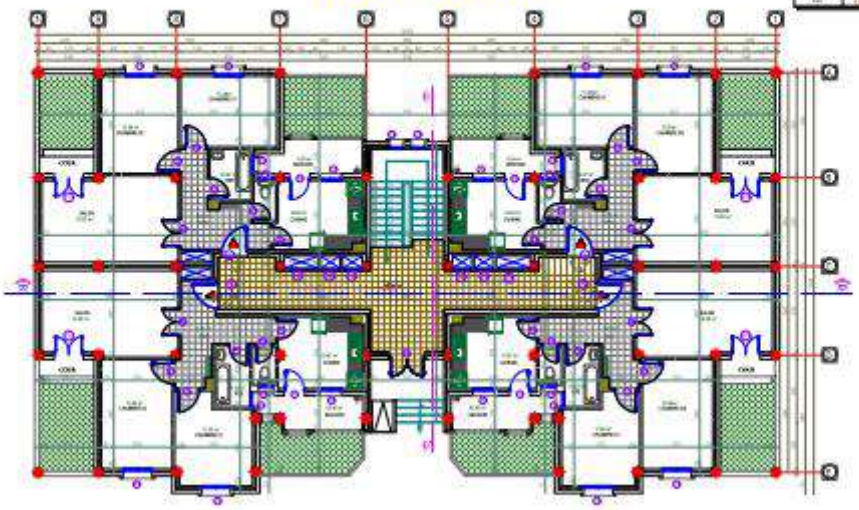


ETUDE ET SUIVI DE 240 LOGEMENTS LSL

BATIMENT BARRE 4 F3 PAR PALIER

ECH 1 / 100

PLAN DE RDC

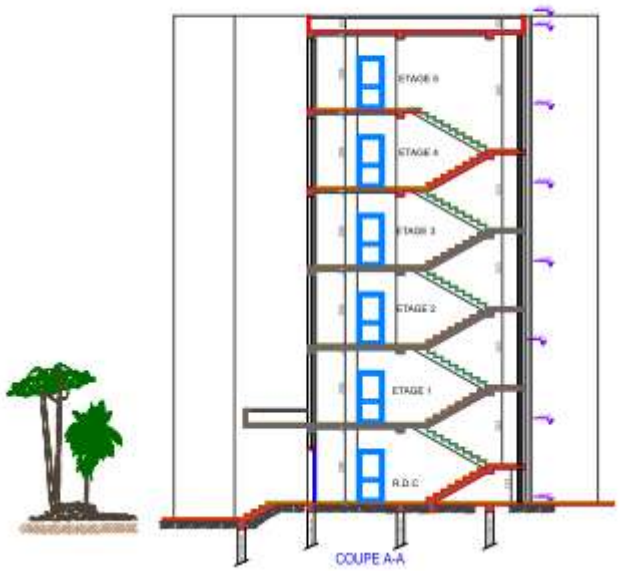




Façades Postérieure



Façades Pricipale



COUPE A-A

INTRODUCTION GENERAL

INTRODUCTION GENERALE

L'analyse approfondie des ouvrages touchés par le séisme nous renvois souvent aux mêmes causes, dont les principales sont dues à de mauvaises dispositions constructives ou des malfaçons d'exécutions.

En effet, l'ingénieur du génie civil est directement lié à la conception et à la réalisation d'édifices de manière à préserver la sécurité des vies humaines et des biens matériels.

Il doit tenir compte des aspects structuraux, fonctionnels et préserver la résistance, l'économie, l'esthétique et la viabilité de l'édifice.

Ce projet de fin d'étude entre nos mains consiste à étudier un bâtiment d'habitation en béton armé.

Tous les calculs sont effectués conformément aux règlements en vigueur, à savoir :

- BAEL 91 et CBA93.
- RPA99 version 2003.

Notre projet consiste à étudier un ouvrage R+6 entre sol , dont le système est contreventé par des voiles- portiques, Nous avons opté pour le plan suivant :

1. Le premier chapitre consiste à la présentation complète de bâtiment, la définition des différents éléments et le choix des matériaux à utiliser.
2. Le deuxième chapitre présente le pré dimensionnement des éléments structuraux (tel que les poteaux, les poutres et les voiles).
3. Le troisième chapitre présente le calcul des éléments non structuraux (l'acrotère, les escaliers et les planchers).
4. Le quatrième chapitre portera sur l'étude dynamique du bâtiment, la détermination de l'action sismique et les caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de ses vibrations.
5. Le cinquième chapitre fait le calcul des ferraillages des éléments structuraux.
6. Pour le dernier chapitre on présente l'étude des fondations suivie par une conclusion générale.

CHAPITRE I

[Présentation de l'ouvrage]



I.1.Introduction

Le projet qui nous a été confié par le bureau d'études **OUSSAMA DEGHICHE**, fait l'objet de notre mémoire de fin d'étude qui consiste à l'étude structurale d'un bâtiment à usage d'habitation en (R+6) plus entre sol, implanté à Médéa classée comme une zone de haute sismicité (zone II-b).

- Le règlement parasismique algérien RPAv2003.
- Le règlement « charges permanentes et charges d'exploitations » document technique réglementaire DTR B.C2.2.
- Le règlement de conception et de calcul des structures en béton armé CBA93.

I.2. Description de l'ouvrage

L'ouvrage étudie est constitué d'un bloc de forme irrégulière comportant «6»niveaux plus un rez-chaussée et un sous-sol.

I.3. Caractéristiques géométrique de L'ouvrage :

I.3.1. Dimension en élévation

- Longueur totale de L'ouvrage : 30.60 m
- La largeur totale de L'ouvrage :20.98 m

I.3.2. Dimension en plan

- La hauteur de RDC : 3.23m
- La hauteur de l'étage courant :3.23m
- La hauteur totale : 22.61m
- La hauteur de l'acrotère :0.60 m.

.I.4. Description de la structure

I.4.1.Système de contreventement :

Notre bâtiment comporte une hauteur dépassant 8m, ainsi le règlement parasismique algérien►► Art [3.4.A] ◄◄du RPA99v2003, préconise un système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification d'interaction portiques-voiles.

- Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges.

- Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que leurs interactions à tous les niveaux.
- Les portiques doivent reprendre, en plus des sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25 % de l'effort tranchant d'étage.

I.4.2. Planchers

Les planchers sont considérés comme des diaphragmes rigides d'épaisseur relativement faible par rapport aux autres dimensions de la structure.

Notre bâtiment comporte un type de planchers :

- planchers à corps creux.

I.4.3. Maçonnerie

On a deux types :

1- Murs extérieurs: sont composés de :

- Une cloison en briques creuses de 10 cm d'épaisseur.
- Une lame d'air de 5 cm d'épaisseur.
- Une cloison en briques creuses de 15 cm d'épaisseur.

2- Murs intérieurs: sont des cloisons de séparations de 10 d'épaisseur.

I.4.4. Les revêtements :

Le revêtement de la structure est constitué par :

- Carrelage de 2cm pour les chambres, les couloirs et les escaliers.
- Céramique recouvrant tous les murs dans les salles d'eau.
- Enduit de plâtre pour les plafonds.

I.4.5. L'acrotère

L'acrotère est un élément secondaire de la structure composé essentiellement en béton armé, plus quelques types de revêtement (enduit en ciment,…), Son rôle principal est d'éviter le débordement des eaux pluviales sur les murs extérieurs, et 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 10cm d'épaisseur.

I.4.6. L'infrastructure

C'est la partie d'interaction structure-sol, qui forme un ensemble rigide assurant l'encastrement de la structure dans le terrain ainsi que la transmission des efforts apportés par la structure au bon sol. Pour notre projet les fondations ont été choisies conformément au

rapport du sol. **σsol =1.00 bar** Les fondations superficielles de type semelles isolées ou filantes, reliées par des longrines.

I.4.7. Les escaliers

On a le type d'escalier droit composée deux volées, escalier en béton armé coulé sur place a paillasse adjacente les marches seront revêtues en carrelage.

I.5. Caractéristique des matériaux

Les bétons et les aciers seront choisis conformes règles de conception et de calcul des structures en béton arme (CBA 93) et les règlements en vigueur en Algérie.

I.5.1. Béton

Le béton est un matériau de construction hétérogène, constitué artificiellement par un mélange intime de matériaux inertes appelés « granulats » (sable, graviers, pierres cassées, …). Avec du ciment et de l'eau et éventuellement d'adjuvants pour en modifier les propriétés. C'est le matériau de construction le plus utilisé au monde, que ce soit en bâtiment ou en travaux publics.

a) Caractéristiques du béton

- Facile à le fabriquer et a le mettre en œuvre sur chantier
- Bonne résistance aux actions climatiques
- Bonne résistance à la compression

I.5.2. 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.

a) 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.

b) 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 (fc28). Cette résistance est mesurée par l'écrasement des cylindres (ϕ = 16cm et H = 32cm) 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 :

$f_{c28} \leq 40$ Mpa ➔ $f_{cj} = \frac{f_{c28} \times j}{4.76 + 0.83\, j}$

$f_{c28} > 40$ Mpa ➔ $f_{cj} = \frac{f_{c28} \times j}{1.40 + 0.95\, j}$

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.

c) Résistance caractéristique à la traction

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

- $f$tj = 0.6 + 0.06 $f$cj avec : fcj et ftj en Mpa

d) Coefficient de Poisson (υ)

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

$$\upsilon = \frac{\delta a/a}{\delta L/L} \Rightarrow \begin{cases} \upsilon = 0.2 & E.L.S \\ \upsilon = 0.0 & E.L.U \end{cases}$$

Avec :

$\frac{\delta a}{a}$: Allongement relatif de la section transversale.

$\frac{\delta L}{L}$: Allongement relatif de la section longitudinale.

e) Module de déformation longitudinale

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

- Module instantané pour les charges d'une durée d'application <24 h

$E_i = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} \Rightarrow E_i = 32164.195$ Mpa

- Module différé pour les charges de longue durée

$E_i = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} \Rightarrow E_i = 10818.900$ Mpa

I.5.3. 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 suivant :

Tableau I.1. Caractéristiques mécaniques d'acier

Nature de l'acier	Utilisation	Nuance	Fe (Mpa)
Ronds lisses RL	Armatures transversale	FeE 235	235
Barres à haute adhérence HA	Armature longitudinale	FeE400	400
Treillis soudés TS	Dalles	TLE520	520

Expérimentalement, le règlement CBA93 prévoit que la valeur du module d'élasticité longitudinale de l'acier est pratiquement constante quel que soit la nuance de l'acier utilisé est égale à : [Es=2.1*10^5Mpa].

I.6.Principe de calcul du CBA 93

Il existe deux états limites :

- **Etat limite ultime (ELU) :**

- Equilibre statique
- La résistance des matériaux
- la stabilité de forme

- **Etat limite de service (ELS) :**

- La compression du béton
- L'ouverture des fissures
- La déformation

I.6.1 E.L.U de résistance

a) Contrainte du béton en compression :

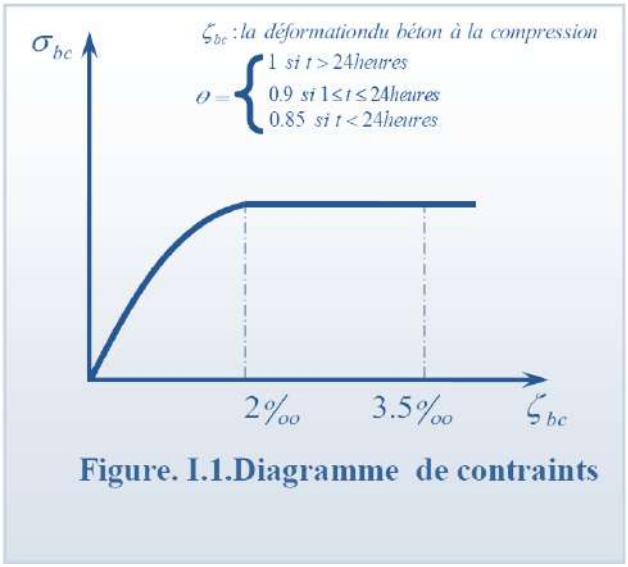


Figure. I.1.Diagramme de contraints

La contrainte ultime du béton en compression est :

$$\sigma_{bc} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \gamma_b}$$

Avec :

γ_b : Coefficient de sécurité, tel que :

γ_b = 1,5 : Pour une combinaison fondamentale

γ_b= 1,15: Pour une combinaison accidentelle

θ =1 : Lorsque la durée probable d'application des supérieure à 24 heures

θ =0.9 : Lorsque cette durée est comprise entre 1 heure et 2 heures

θ =0.85 : Lorsqu'elle est inférieure à 1 heure.

b) Contrainte ultime de cisaillement

A L'E.L.U, la contrainte limite de l'acier est :

$$\sigma_s = Fe/\gamma_s$$

Avec :

σ_s : Contrainte de l'acier

Fe : Contrainte limite d'élasticité garantie de l'acier ;

γ_s: Coefficient de sécurité $\gamma_s = \begin{cases} 1 \text{ situation accidentelle} \\ 1.15 \text{situation durable} \end{cases}$

ε_s: Allongement ou raccourcissement de l'acier

ε_l: Allongement ou raccourcissement limite

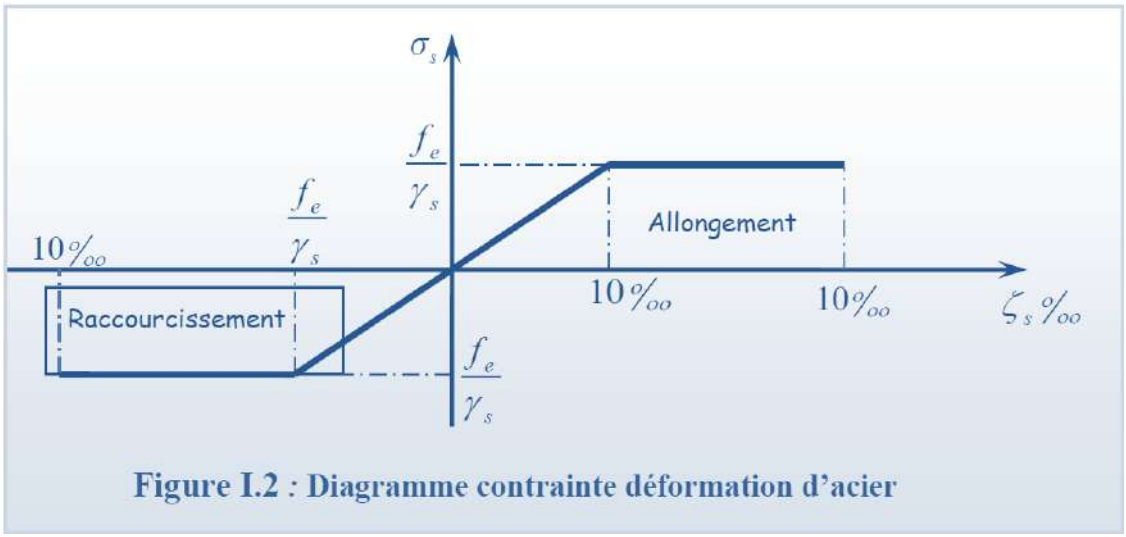


Figure I.2 : Diagramme contrainte déformation d'acier

I.6.2 Etat Limite Service (E.L.S) :

C'est l'état de vérification des contraires en trois cas :

- **Fissuration peu nuisible :**

Pas de vérification $\overline{\sigma_s} = f_e$

- **Fissuration préjudiciable :**

À vérifier $\overline{\sigma_s} = Min\left[\frac{2}{3} f_e, 110\sqrt{\eta . f_{tj}}\right]$

- **Fissuration très préjudiciable :**

À vérifier $\overline{\sigma_s} = Min\left[\frac{1}{2} f_e , 90\sqrt{\eta . f_{tj}}\right]$

Avec :

η = 1.0 …… pour les aciers rends lisses (R.L).

η = 1.6 …….pour les aciers de hautes adhérence (H.A).

CHAPITRE II

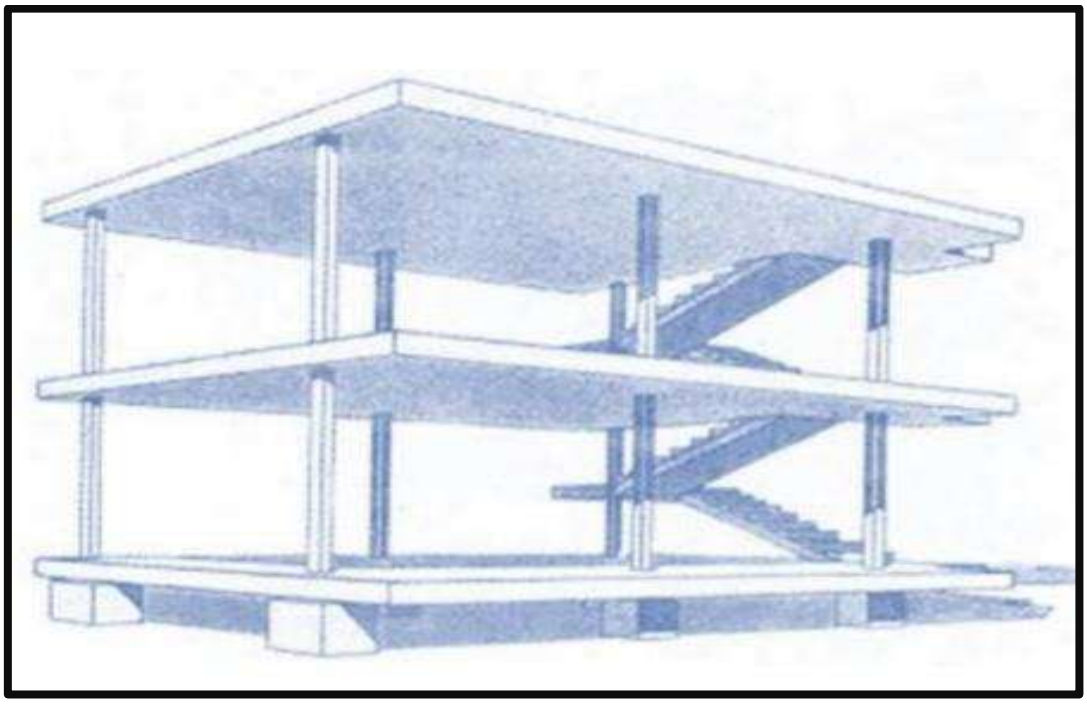
[Pré-dimensionnement]

PLANCHERS

POUTRES

POTEAUX

Et VOILES



II.1. Introduction :

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

Le calcul de pré dimensionnement se base sur le principe de la descente des charges qui agissent directement sur la stabilité, de la résistance de l'ouvrage, et des formules empiriques utilisées par les règlements en vigueur.

Avant de procéder à la descente de charges permettant le dimensionnement des fondations qui sont les premiers éléments à construire, il convient de dimensionner les éléments de la superstructure de la ville :

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

II.2. Pré dimensionnement des planchers :

Les planchers sont des aires planes horizontale slimitantles étages, ils sont caractérisés par une faible épaisseur par rapport aux dimensions en plan, ils ont comme fonction:

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

Pour notre bâtiment, deux types de planchers sont utilisés:

II.2.1. Plancher à corps creux

Les planchers sont constitués de poutrelles préfabriquées associées aux corps creux, l'épaisseur du plancher se calcule l'aide des deux formules suivantes :

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

Avec :

L : la portée la plus longue de la poutrelle mesurée entre nus des appuis.Pour le cas de notre structure, nous avons : **L = 4.45m**.

17.8cm <ht< 22.25 cm

On prend pour :**ht = 20cm**ce qui correspond à un plancher à corps creux de type (16+4) telle que : h_t= d + e.

d = 16cm (hauteur de corps creux).

e = 4cm (hauteur de la dalle de compression).Donc **h_t= (16+4) cm**.

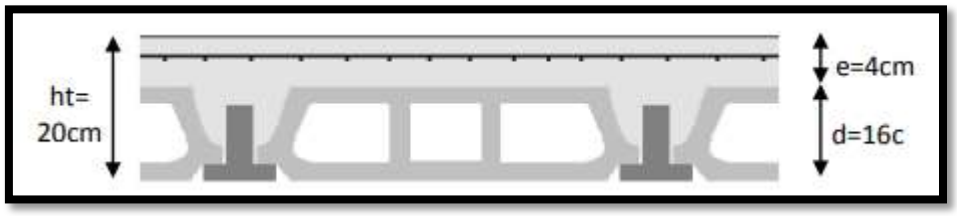


Figure II.1 : Dimensionnement de plancher corps creux

Condition d'isolation acoustique

Pour obtenir une bonne isolation acoustique, on doit vérifier la condition suivante :

$h_{min} \geq 16$ cm, d'où l'on a : 20 cm>16 cm**(condition vérifiée).**

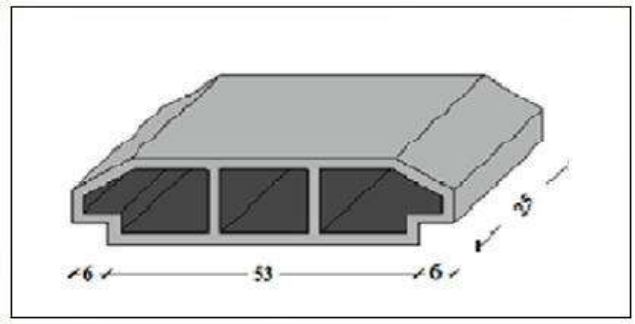


Figure II.2 : Dimension du corps creux

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

II.3.1. Plancher terrasse

- **Charges permanentes**

Tableau II.1 : Charges permanentes de plancher terrasse

N°	Composants	Épaisseur(m)	Poids volumique (KN/m³)	Poids surfacique (KN/m²)
1	Gravillon roulé	0.04	20	0.8
2	Étanchéité multicouche	0.02	6	0.12
3	Papier kraft	/	/	0.05
4	Forme de pente	0.1	22	2.2
5	Plaque de liège	0.04	4	0.16
6	Pare vapeur	0.01	6	0.06
7	Film polyane	/	/	0.01
8	Planche corps creux	0.16+0.4	/	2.8
9	Enduit de plâtre	0.02	10	0.2
G (KN/m2)				6.4

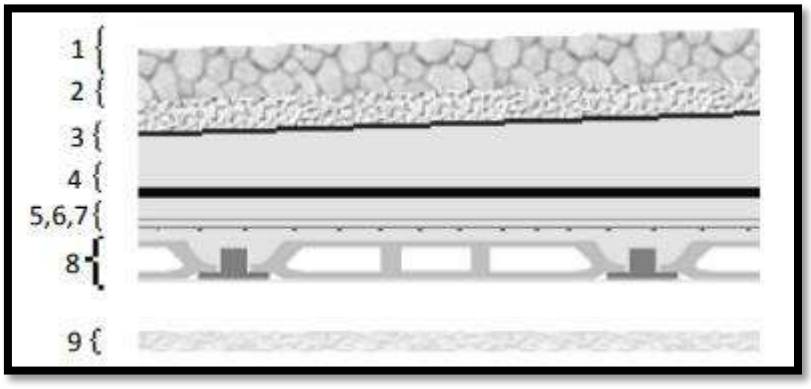


Figure II.3 : Composants d'un plancher terrasse

- **surcharges d'exploitation**

Le plancher terrasse est inaccessible : **Q = 1kN/m2**

II.3.2. Plancher courant

- **Charges permanentes**

Tableau II.2: Charges permanentes de plancher courant

N°	Composants	Épaisseur (m)	Poids volumique (kn/m3)	Poids surfacique (KN/m^2)
1	Carrelage	0.02	20	0.4
2	Lit de sable	0.03	18	0.54
3	Mortier de pose	0.02	20	0.4
4	Planché à corps creux	0.16+0.4	/	2.85
5	Enduite de plâtre	0.02	10	0.18
6	Cloison légère	0.1	/	1.62
G (KN/m^2)				5.99

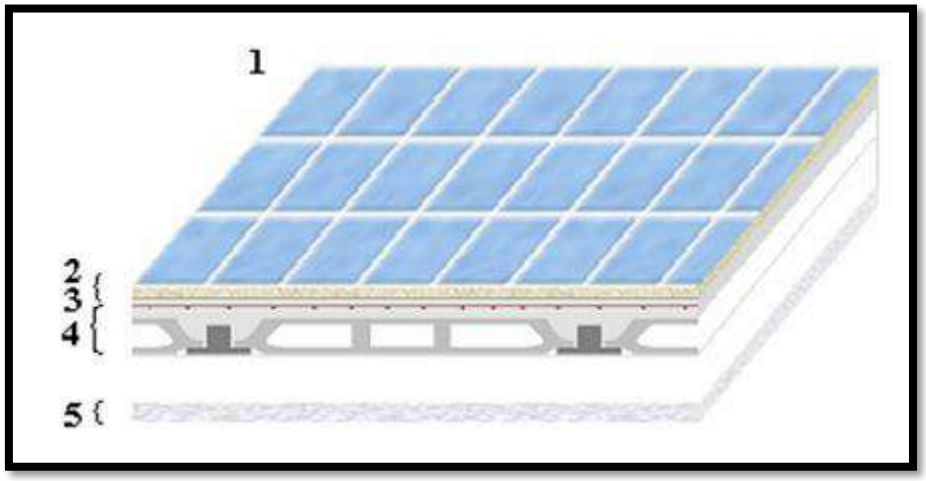


Figure II.4 : Composants d'un plancher courant

- **surcharges d'exploitation**

- Le plancher courant à usage d'habitation **Q = 1.5 KN/m²**

-Sous-sol (parking)**Q=2.5 KN/m²**

II.3.3. Maçonnerie

II.3.3.1. Murs extérieurs (doubles-cloisons)

- **Charges permanentes**

Tableau. II.3: Charges permanentes du mur double cloison.

N°	Composant	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m3)	Poids surfacique (kN/m2)
1	Enduit en ciment	0.02	18	2*0.36
2	Brique creuse	0.10	/	2*0.9
3	Lame d'aire	0.10	/	/
Charge permanente G				**2.52**

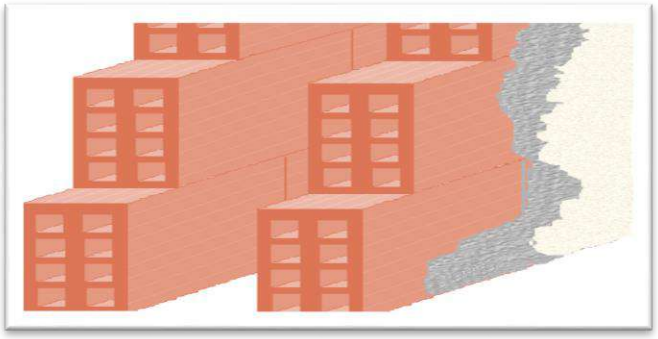


Figure II.5: Coupe de mur en maçonnerie double cloison

II.1.3.2. Murs intérieurs (simples-cloisons)

- **Charges permanentes :**

Tableau. II.4 : Charges permanentes du mur simple cloison.

N°	Composant	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m^3)	Poids surfacique(KN/m^2)
1	Enduit en ciment	0.02	18	2 x 0.36
2	Brique creuse	0.10	/	0.9
Charge permanente G				**1.62**

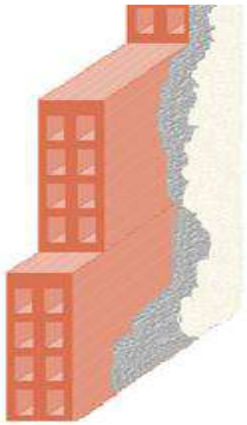


Figure II.6: Coupe de mur en maçonnerie simple cloison

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

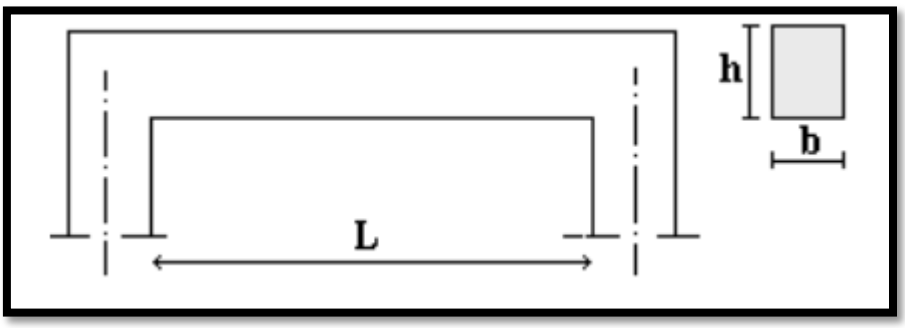


Figure II.7 : Dimensionnement de la poutre

- **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 donné par les formules empiriques suivantes :

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

Les dimensions minimales de poutres exigées par le Règlement RPA99 Version 2003 sont :

- $b \geq 20cm$
- $h \geq 30cm$
- $h/b \leq 4$
- $bmax \leq 1.5h+b_1$

II.4.1.poutres principales :

On aL_{max} = 4.45m

$$\frac{L_{max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{max}}{10} \quad \rightarrow 29.66\ cm \leq h \leq 44.5\ cm$$

Onadopté:**h = 40 cm.**

$$0{,}3h \leq b \leq 0{,}7h \rightarrow 12\ cm \leq b \leq 28cm$$

On adopte **b = 30cm.**

-vérification selon RPA99/2003

$b \geq 20cm \rightarrow 30 \geq 20cm$…… (Cv)

$h \geq 30cm \rightarrow 40 \geq 30cm$…… (Cv)

$h/b \leq 4 \rightarrow 1.33 \leq 4cm$…….. (Cv)

***toutes les conditions du RPA 99/2003sont satisfaisantes.**

II.4.4.poutres secondaires

On a : L_{max} = 3.90 m

$$\frac{L_{max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{max}}{10} \quad \rightarrow \quad 26\ cm \leq h \leq 39\ cm$$

On a adopté **h = 35 cm**.

$$0{,}3h \leq b \leq 0{,}7h \rightarrow 10.5cm \leq b \leq 24.5cm$$

On adopte **b = 30 cm.**

-vérification selon RPA99/2003

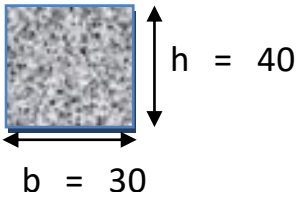
$b \geq 20cm \rightarrow 30 \geq 20cm$…….. (cv)

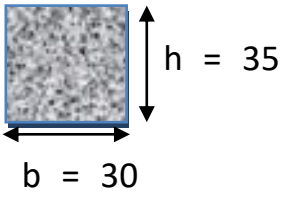
$h \geq 30cm \rightarrow 35 \geq 30cm$……(cv)

$h/b \leq 4 \rightarrow 1{,}16 \leq 4cm$…….(cv)

Conclusion :

- (Sens non porteur) : (bxh) = (30x35) cm^2





II.5- Pré dimensionnement des poteaux

Pour le pré dimensionnement 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 pré dimensionné sous l'effet de l'effort normal ultime de compression.

II.5.1-Etapes de pré dimensionnement des poteaux

- choix du poteau le plus sollicité.
- Calcul de la surface reprise par le poteau .
- Détermination des charges permanentes et d'exploitation revenant a ce poteau .

Les dimensions de la section transversale des poteaux doivent reprendre aux conditions de RPA99/2003 (Art 7.4.1).

Tableau II.5: Pré dimensionnement des poteaux

Niveau d'étage		6	5	4	3	2	1	RDC	Sous sol
Dimension Du poteau	**b(cm)**	**35**	**35**	**40**	**40**	**40**	**45**	**45**	**45**
	h (cm)	**35**	**35**	**40**	**40**	**40**	**45**	**45**	**45**

II.5.2.Calcul de la longueur de flambement L_f :

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

- $0.7L_0$: si le poteau est à ses extrémités.
  - Soit encastré dans un massif de fondation.
  - Soit assemblé à des poutres de plancher ayant au moins la même raideur que lui dans le sens considéré et le traversant de part en part.
- L_0 : dans les autres cas.

Avec : L_0=3.23m : 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 procéder à la vérification suivante :

Tableau II.6 : Détermination de la longueur de flambement

	Dimension de poteau	**Lf**	$i = \frac{b}{\sqrt{12}}$	**λ**
Le 6éme étage	35*35	2.26	0.101	22.37
Le 5éme étage	35*35	2.26	0.101	22.37
Le 4éme étage	40*40	2.26	0.115	19.65
Le 3éme étage	40*40	2.26	0.115	19.65
Le 2éme étage	40*40	2.26	0.115	19.65
Le 1er étage	45*45	2.26	0.129	17.51
RDC	45*45	2.26	0.129	17.51
Sous-sol	45*45	2.26	0.129	17.51

II.5.3.Calcul de l'effort $\overline{N}_u$:

L'effort normal admissible est :

$$\overline{N}_u \leq \alpha \left[\frac{Br * f_{c28}}{0.9 * \gamma b} + As \frac{fe}{\gamma s}\right] \text{.....(CBA99b.8.4.1)}$$

Avec :

- B_r : Section réduite du poteau obtenue en déduisant de sa section réelle 1cm d'épaisseur sur toute sa périphérie.
- γ_b= 1,50 & $_s$ = 1,15 : Coefficients de sécurité du béton et de l'acier (situation durable).
- f_{c28} et f_e : Résistances caractéristiques du béton et de l'acier.
- A_s : Section d'armatures dans le poteau prise égale à 0,1% de la section réelle du poteau.
- α : Coefficient fonction de l'élancement du poteau à calculer :

$$\begin{cases} \alpha = \dfrac{0{,}85}{1 + 0{,}2(\dfrac{\lambda}{35})^2} & \textbf{Pour } \lambda \leq 50 \\ \alpha = 0{,}6(\dfrac{50}{\lambda})^2 & \textbf{Pour } 50 \leq \lambda \leq 70 \end{cases}$$

Avec: $\lambda = \dfrac{L_f}{i}$ **:**C'est l'élancement mécanique

L_f = 0.7 L_0 : C'est la longueur de flambement.

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

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

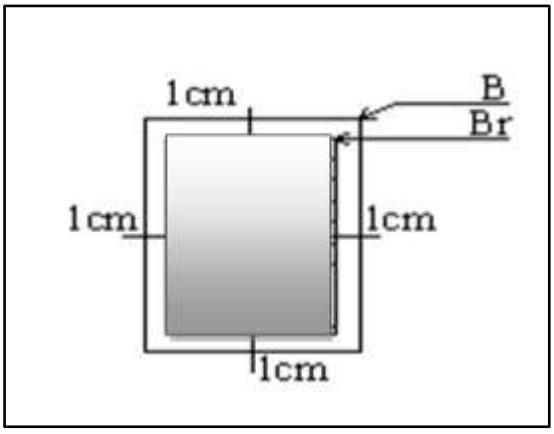


Figure II.8 :section réduite du poteau

Tableau II.7 : Calcul de $\overline{N}_u$

	Dimension (cm x cm)	Br (mm^2)	λ	α	$As = \frac{B}{1000}$ (mm^2)	$\overline{N}_u$ (KN)
6éme étage	35*35	108900	22.37	0.785	122.5	1616.531
5éme étage	35*35	108900	22.37	0.785	122.5	1616.531
4éme étage	40*40	144400	19.65	0.799	160	2181.051
3éme étage	40*40	144400	19.65	0.799	160	2181.051
2éme étage	40*40	144400	19.65	0.799	160	2181.051
1er étage	45*45	184900	17.51	0.809	202.5	2827.057
RDC	45*45	184900	17.51	0.809	202.5	2827.057
Sous- sol	45*45	184900	17.51	0.809	202.5	2827.057

II.5.4.Détermination des charges et surcharges :

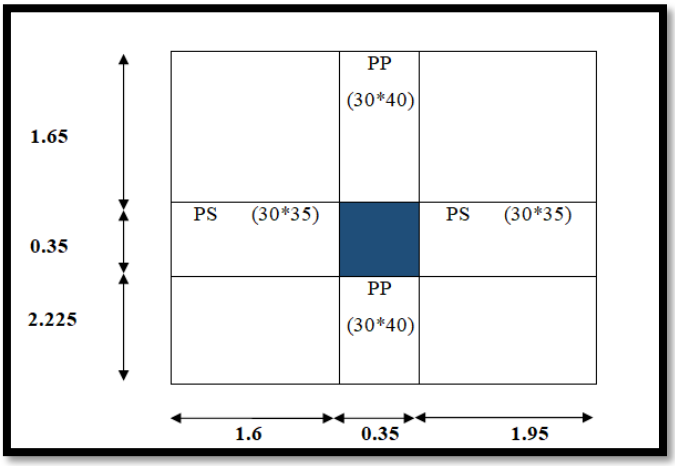


Figure II.9: Représentation du poteau le plus sollicité

- **La surface complète du plancher :**

$$St = (1.65+0.35+2.225) \times (1.6+0.35+1.95) = 16.477 m^2$$

- **La surface du plancher seulement :**

$$SP = (1.65+2.40) \times (1.775+2.125) = 15.795 m^2$$

II.5.5.Descente des charges :►►[Art6.3]**◄◄**

II.5.5.1. Charges d'exploitation :selon le DTR

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.

$$Q0 + \frac{3+n}{2n}(Q1 + Q2 \dots \dots \dots Qn)$$

Avec :

- n: Nombre d'étage on démarre de haut en bas (le premier étage est ''0'').

- Q0 : La charge d'exploitation sur la terrasse.

- Q1, Q2,……, Qn : Les charges d'exploitations des planchers respectifs.

Le coefficient $\frac{3+\square}{2\square}$ étant valable pour n≥ *5*

Q0=1 KN/m^2 ; $Q_1, Q_2, Q_3, Q_4, Q_5, Q_6, Q_7\square$=1.5 KN/m²

Tableau II.8 : Détermination des charges d'exploitations

	Q(KN)	$\frac{3+n}{2n}$	Q_{cum} (KN)
6éme étage	16.477		16.477
5éme étage	24.715	1	41.192
4éme étage	24.715	0.95	63.435
3éme étage	24.715	0.9	83.207
2éme étage	24.715	0.85	100.508
1er étage	24.715	0.8	115.337
RDC	24.715	0.75	127.694
Sous-sol	41.192	0.714	135.290

II.5.5.2.Charges permanentes et Nu :

- **Effort normal de résistance :**

$$Nu = \begin{cases} 1.35G+1.5Q \\ \bar{N}_u = Nu+10\%Nu = 1.1Nu \end{cases}$$

Tableau II.9: vérification de l'effort normal

	Elément	G (KN)	G (KN)	Gcum (KN)	Qcum (KN)	Nu (KN)	1.1Nu (KN)	$\bar{N}_u$	$1.1Nu \leq Nu$
6éme étage	Poutre p	11.625	136.285	136.285	16.477	208.700	229.57	1616.531	Cv
	Poutre s	9.318							
	Poteau	9.89							
	Plancher	105.452							
5éme étage	Poutre p	11.625	129.53	265.815	41.192	420.638	462.702	1616.531	Cv
	Poutre s	9.318							
	Poteau	9.89							
	Plancher	98.697							
4éme étage	Poutre p	11.625	132.56	398.375	63.907	633.666	697.033	2181.051	Cv
	Poutre s	9.318							
	Poteau	12.92							
	Plancher	98.697							
3éme étage	Poutre p	11.625	132.56	530.935	83.207	841.572	925.730	2181.051	Cv
	Poutre s	9.318							
	Poteau	12.92							
	Plancher	98.697							
2éme étage	Poutre p	11.625	132.56	663.495	100.508	1046.480	1151.128	2181.051	Cv
	Poutre s	9.318							
	Poteau	12.92							
	Plancher	98.697							
1er étage	Poutre p	11.625	135.99	799.485	115.337	1252.310	1377.541	2827.057	Cv
	Poutre s	9.318							
	Poteau	16.35							
	Plancher	98.697							
RDC	Poutre p	11.625	135.99	935.475	127.694	1454.432	1599.875	2827.057	Cv
	Poutre s	9.318							
	Poteau	16.35							
	Plancher	98.697							
Entre sol	Poutre p	11.625	135.99	1071.465	135.290	1649.412	1814.354	2827.057	Cv
	Poutre s	9.318							
	Poteau	16.35							
	Plancher	98.697							

II.5.6.Vérification selon RPA99V2003 : ►►[Art7.4.1]◄◄

D'après RPA99V2003 ,les clauses suivantes doivent être vérifiées :

Tableau II.10:vérification de coffrage des poteaux

Condition a vérifier	Application de condition	Vérification
Min(b, h))≥30 cm	Min(b, h)=30cm≥30cm	CV
Min(b, h))≥he/20	Min(b, h)=30cm≥ (he/20) =(3.23-0.35)/20=14.4cm	CV
0.25≤((b/h))≤4	0.25≤((b/h)=1≤4	CV

II.5.7. Vérification aux zones nodales :selon RPA 99 version 2003 ►►[Art7.5.1]◄◄

Il nous reste à vérifier:

- $b_{max} \leq 1.5h1+b1$
- $d \leq Max(b_1/2;h1/2)$

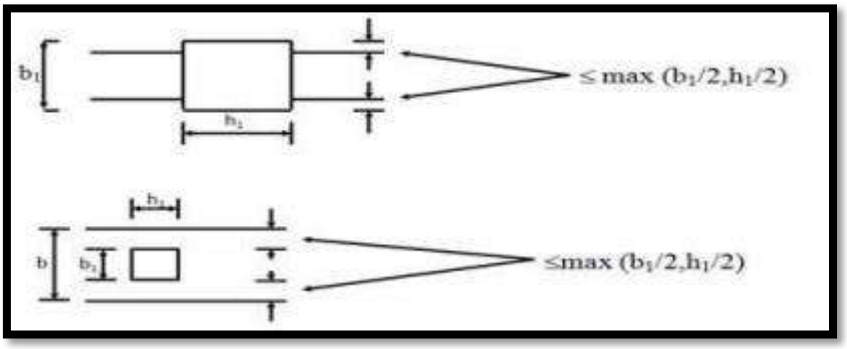


Figure II.10 : Dimensions à respecter par les poutres

Tableau.II.11: vérification aux zones nodales

étage	b_1 (cm)	h_1 (cm)	b_{max} (cm)	$1,5h_1 + b_1$	$b_{max} \leq 1,5h_1 + b_1$	$d \mid b - b_1 \mid$	Min(b1/2;h1/2)	$d \leq$ Min (b1/2;h1/2)
6éme	35	35	35	87.5	C.V	5	17.5	C.V
5éme	35	35	35	87.5	C.V	5	17.5	C.V
4éme	40	40	40	100	C.V	10	20	C.V
3éme	40	40	40	100	C.V	10	20	C.V
2éme	40	40	40	100	C.V	10	20	C.V
1er	45	45	45	112.5	C.V	15	22.5	C.V
RDC	45	45	45	112.5	C.V	15	22.5	C.V
Sous-sol	45	45	45	112.5	C.V	15	22.5	C.V

II.6.Pré dimensionnement des voiles : selon RPA99V2003 : ►► [Art7.7.1] ◄◄

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

On considère comme voiles les éléments satisfaisant a la condition $L \geq 4a$. Dans le cas contraire ,ces élément sont considère comme des élément linéaires.

Le RPA99v2003,exige une épaisseur minimale de 15 cm, de plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage he et des conditions de rigidité aux extrémités.

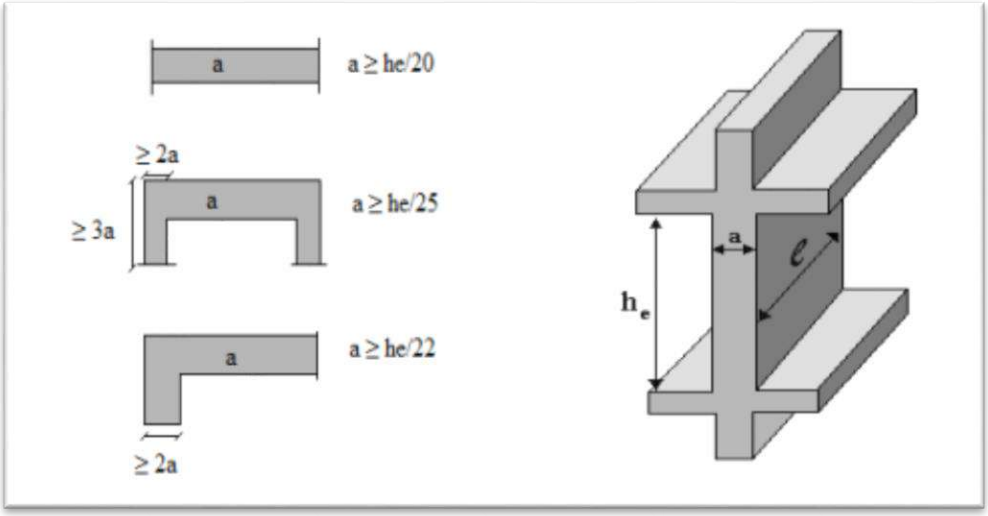


Figure II.11 :coupe de voile en plan (gauche) en3D (droite)

- **Voiles de contreventement**

he=3.23-0.35=2.88m

a≥max(15cm ;he/22 ;he/20)

a ≥max(15cm ;13.09cm ;14.4cm)

on adopte : 15 cm

- **Voiles de périphérique**

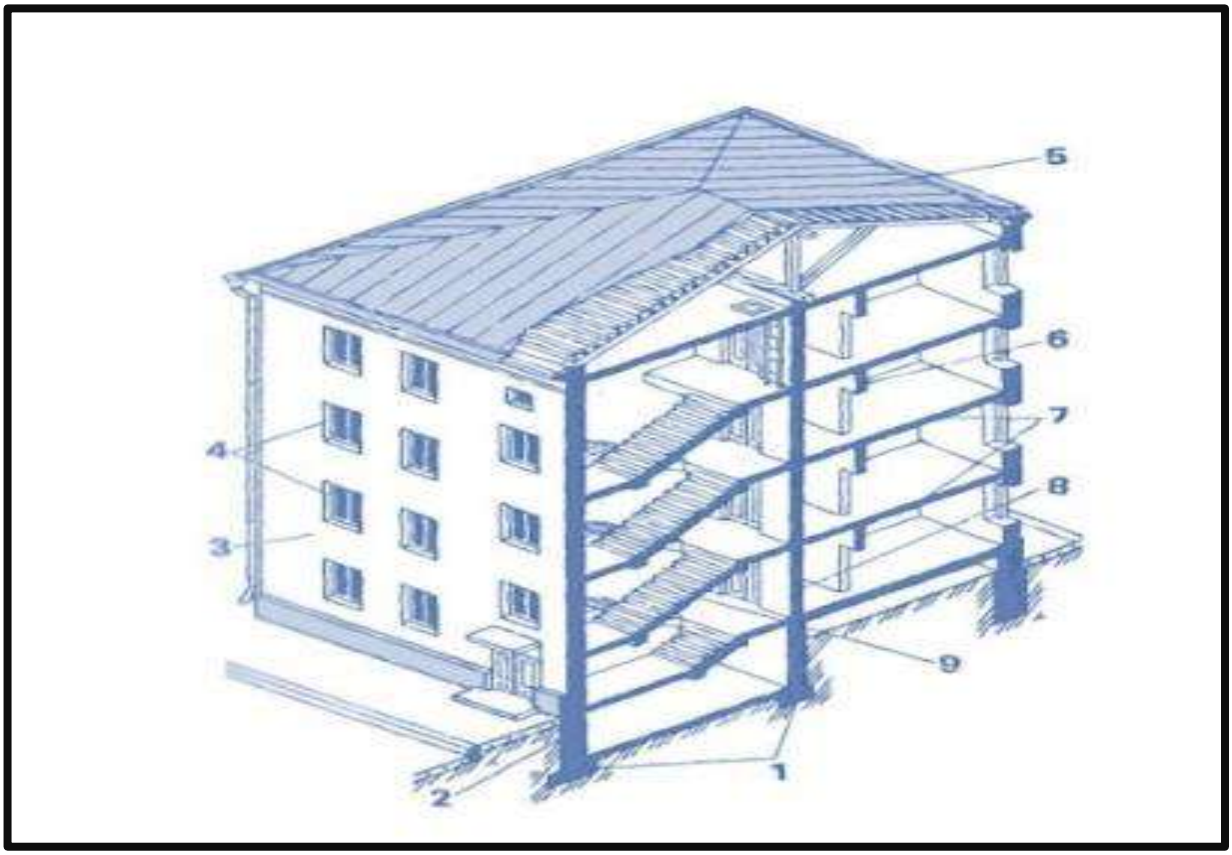
A=a+5 donc : a=20 cm

Conclusion :

Les résultats obtenus ne sont pas définitifs, ils peuvent faire l'objet d'un changement de dimensionnement après le calcul dynamique.

CHAPITRE III

[CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES]



III.1. L'ACROTERE :

L'acrotère à considéré comme étant une console encastrée au plancher terrasse, il est soumis à son poids propre et une surcharge de 1 kN/m due à la main courante. Le calcul se fait par une bande de 1ml.

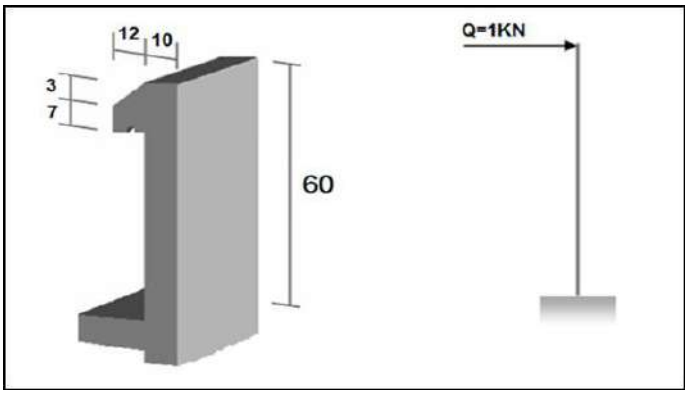


Figure III.1 : L'acrotère.

III.1.1. Charges et surcharges

G acrotère = poids volumique de béton*la surface

$$G\ acrotère = 25\times (0.1\times 0.60+ \frac{0.03\times 0.12}{2} + 0.07 \times 0.12)=1.755\ KN/ml$$

Surcharges (main courante) : Q = 1KN/m.

III .1.2. Détermination des efforts

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

L'E.L.U	
L'effort normal:	N_u =1,35×G =1,35×1,755 =2,36KN
Moment d'encastrement :	M_u =1,5×Q× h = 1,5×1×0,6 =0,9KN.m
L'effort tranchant:	T_u =1,5×Q =1,5×1 =1,5KN
L'E.L.S	
L'effort normal:	N_s =G =1,755 KN
Moment d'encastrement :	M_s =Q× h =1×0,6 =0,6KN.m
L'effort tranchant:	T_u =Q =1KN.m

III .1.3. Calcul du ferraillage

Le calcul de ferraillage se fait pour une section rectangulaire (100x10) cm^2 soumise à la flexion composée. Les dimensions ainsi que les valeurs de résistances caractéristiques des matériaux sont présentées dans le tableau suivant :

Tableau III.2 : Calcul du ferraillage

Dimensions			Résistances caractéristiques		
Notation	Valeurs	Unités	Notations	Valeurs	Unités
B	100	Cm	F_{c28}	25	MPa
H	1	Cm	F	400	MPa
c	2.5	Cm	σ	14.17	MPa
c	2.5	Cm	σ	348	MPa
/	/	/	γ	1.15	/
/			γ	1.5	/
Longueur de flambement			Sollicitations		
Notation	Valeurs	Unités	Notations	Valeurs	Unités
L_0	0,6	M	N_u	2,369	KN
L	1,2	M	M_u	0,9	KN.m
/			N_s	1,755	KN
/			M_{ser}	0,6	KN.m

III 1.3.1. à l'état limite ultime

1. L'excentricité :

$$\mathbf{e0} = \frac{Mu}{Nu} = \frac{0{,}9 \times 10^2}{2.369} = 38 \text{ cm}$$

Où l'enrobage est**: C= C1 = 2,5 cm**

On a**: e0= 38 cm** $> \frac{h}{2} - c = \frac{10}{2}$ **- 2.5 =2,5cm**

Donc le centre de pression se trouve à l'extérieur du segment limité par les armatures, alors ", on a une section partiellement comprimée.

2. Calcul du moment de flexion :

e =e0+ $\frac{h}{2}$ - c

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

Donc : **e = 0.405m**

Mu =Nu× e =0.96KN.m

3. Calcul des armatures verticales

Le calcul se fait en flexion simple:

$\mu = \frac{Mu}{\bar{\sigma}b.b.d^2} = \frac{0{,}96 .10^2}{14{,}17 .100 .7{,}5^2}$ = 0.012 < μl=0.392 (du tableau) ⟶ A1'= 0.

⟶ du tableau on a : β =0.994 et α =0.0151

⟶ σs =$\bar{\bar{\sigma s}}$ =348 M Pa

A1= $\frac{Mu}{\beta.d.\bar{\sigma}s} = \frac{0{,}96 .106}{0{,}994 .75 .348}$ **=37 mm2=0.37cm²**

N : effort de compression, alors :

A = A1 - $\frac{N}{\bar{\sigma}s} = 37 - \frac{2{,}36 .103}{348}$ **= 30, 19mm2=0,30cm²**

Et A'=A'1 ⟶ A'=0.

Donc :

$$\begin{cases} \mathbf{A=0.3cm^2} \\ \mathbf{A'=0} \end{cases}$$

Condition de non fragilité:

Amin= $\frac{B}{1000} = \frac{100*100}{1000}$ = **1cm²** > **A=0.30cm²**

Donc : A = Amin = 1.00 cm²

On adopte: A1 = 5Φ8= 2.31 cm².

Armatures de répartition:

On a : $\frac{Al}{4} \leq Ar \leq \frac{Al}{2}$ ⟶ $0.58 \leq Ar \leq 1.16$

Donc, on prendra : Ar = 4Φ6 = 1.13 cm²

Espacement:

St=20cm ≤ Smin = min [3h=30cm; 33cm] =**30cm**

Str =15cm ≤ Sminr = min [4h=40cm; 45cm] =**40cm**

III 1.3.2. Vérification des contraintes à l'état limite de service :

- **Calcul de l'excentricité:**

On a : e0 = $\frac{Mser}{Nser}$ = $\frac{0.6 * 10^2}{1.755}$ =34.19cm

$\frac{h}{2}$ - c = 5 - 2.5 2.5 cm < e0 = 34.19 cm

Par ailleurs, on doit vérifier l'inégalité ci-contre : e0 ≥ $\frac{I_G}{B_0 v_2}$

Où: Bo = b.h+ 15 (A + A') = **1034,65 cm²**

$v_1 = \frac{1}{B_0}[\frac{bh^2}{2} + 15 (A' c + A_s d)]$ = **5,084 cm**

v_2= h - v_1= **4,916 cm**.

$I = \frac{b}{3} (v_1^3+v_2^3) + 15 [A (v_2- c) 2+A'(v_1-c')^2]$ = **8542.60 cm².**

Alors: $\frac{I_G}{B_0 v_2}$ = **1,680 cm.**

Donc : e0 = **34,19 cm** ≥ $\frac{I_G}{B_0 v_2}$ = **1,680 cm** ⇒ Alors, on a une section partiellement comprimée.

Il faut vérifier que: $\begin{cases} \sigma b \leq \bar{\sigma} b \\ \sigma s \leq \bar{\sigma} s \end{cases}$ (Fissuration préjudiciable)

Où : $\sigma_b = k.y1$ avec $k = \frac{N_{ser}}{S_{G'}}$

$\sigma_s = 15k\,(d - y_1)$.

Détermination de y_1 :

Pour déterminer y il faut résoudre l'équation :

$$\boldsymbol{y_2^3 + YP_2 + q = 0 \ldots\ldots\ldots "*"}$$

tels que:

$p = -3\,c^2 - 90\,\frac{A'}{b} + \frac{90\,A}{b}(d - c) \Rightarrow$ **p = -1791.84 cm²**

Et $q = -2\,c^3 - 90\,\frac{A'}{b} - \frac{90\,A}{b}(d - c)2 \Rightarrow$ **q = 21720.6 cm²**

Où:

c: La distance entre la fibre la plus comprimée du béton et le point "**c**" et puisque "N" est un effort de compression donc : "**c = $\frac{h}{2}$ - e = - 29,18cm < 0**".

D'où l'équation "*" devient : $\boldsymbol{y_2^3}$**+ (-1791.84) y2 + 21720.6 =0**

On va résoudre l'équation précédente, tout en respectant la condition suivante :

$0 < y_1 = y_2 + c < h$

$\boldsymbol{y_1}$**:** Distance entre la fibre comprimée de béton la plus éloignée et l'axe neutr

$$\Delta = q^2 + \frac{4P^3}{27} = -38{,}052 \times 107 \Rightarrow \begin{cases} \text{Cos } \alpha = \frac{3q}{2P}\sqrt{\frac{-3}{P}} = -0.744 \\ \alpha = 138.07^o \\ a = 2\sqrt{\frac{-p}{3}} = 48.88 \end{cases}$$

Les racines de l'équation sont : $y_2 =$ { a cos ($\frac{\alpha}{3}$) = 33,94 cm ; a cos ($\frac{\alpha}{3}$ +120) = – 47,43cm ; a cos ($\frac{\alpha}{3}$ +240) = 13,49cm

Finalement, on trouve : { y_1 ' = 33,94 cm ; y_2'' = – 47,43cm rejetée parce que (y2+c < 0) ; y_2''' = 13,49cm rejetée parce que (y2+c < 0)

D'où alors : 0 < y1 = 33,94 + (-29.18) = 4,76 cm < h = 10 cm

Donc on prend : { **y_2= 33,94 cm** ; **y_1= y_2+c = 4,76 cm**

Avec ; Sxx = $\frac{by1^2}{2}$ + 15 [A's (y1 – c') - As (d- y1)]. ⇒ **Sxx=1037,939 cm3**

Donc : σ_b= ky1= (1,69 x 10-3) x 21.5 ⇒ σb = 0.08

MPa Et : σ_s= 15 k (d - y1) = (15 x 1,69 x 10-3) x (75 – 47,6) = 0,69

MPa : σ_s=15 k (y1-c) = (15 x39.78 x 10−3) x (21.5-75) = - 31,92 MPa

Donc, on obtient: σ_b = 0,08 MPa ≤ $\bar{\sigma}_b$= 0,6 f_{c28}= 15 Mpa…… **(c.v).**

$\bar{\sigma}$s = Min [$\frac{2}{3} f_e$ = 333,33MPa; 110 $\sqrt{\eta f\, tj}$ = 201,633MPa] = 201,633MPa

Avec : η =1.6 (fissuration préjudiciable).

σs=0,69MPa ≤ $\overline{\sigma s}$……. (c.v)

Donc on adoptera la section calculée à l'E.L.U.

III.1.4.Vérification de l'effort tranchant

La section d'armature tendue doit être capable d'équilibrer l'effort de traction "F" qui est égale à:

T = V_u − $\frac{M_u}{0.9\ d}$ = 1 ,5 - $\frac{0.90}{0.9\ 0.075}$ ⇒ T = - 11.83 <0

Alors les armatures tendues ne sont pas soumises à aucun effort de traction, donc pas de vérification à faire.

III .1.5.Vérification de la contrainte de cisaillement du béton

On doit vérifier que: τu ≤ $\bar{\tau}$ telles que :

$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} = \frac{1.5 * 10^2}{1000 * 75}$ = 0.02 MPa

Et : $\bar{\tau}$ = min [0,15 $fc28\ \gamma b$; 4 MPa] = 2,5 MPa (la fissuration est préjudiciable)

D'où alors τ_u =0,02 Mpa < τ_u=2,5MPa

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

- **Vérification de l'acrotère au séisme:(RPA.99 version 2003:……. (Art 6.2.3)**

L'acrotère doit être calculé sous l'action des forces horizontales par la formule suivante :

F_p= 4.A. C_p. W_p

A = coefficient d'accélération : F (groupe d'usage 2, zone sismique III).

C_p = facteur de force horizontale.

W_p=poids de l'acrotère pour une bande de 1 m de largeur.

A = 0.25

C_p = 0.3

W_p== 1,755 KN

F_p= 4.A. C_p. W_p= 4×0.25×0.3×1.755 **=0.53 KN** < 1.5Q =1.5 KN

Donc:

L'acrotère résiste à la force sismique.

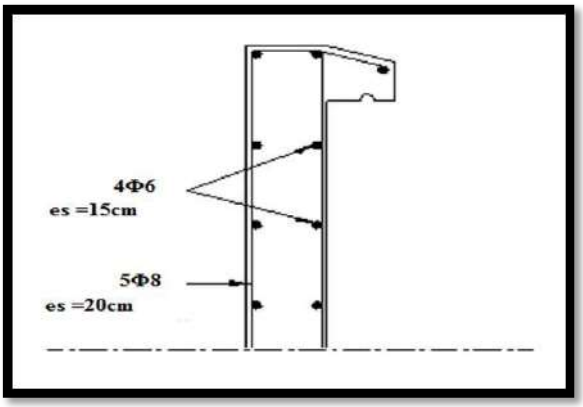


Figure. III.2. Ferraillage de l'acrotère.

III .2.Calcul des poutrelles :

Les poutrelles sont des éléments préfabriqués, leur calcul est associé à une poutrecontinue semi encastrée aux extrémités, par les sollicitations (G, Q).

La section du béton est définie par :

- ✓ Une section en T : en travées.
- ✓ Une section rectangulaire : aux appuis.

La surface revenant à chaque poutrelle est S = 0,60 x L, on dispose les poutrelles dans lesens de la petite portée, le calcul se fait en deux étapes :

- ✓ Avant coulage.
- ✓ Après coulage.

III.2.1.Calcul avant coulage

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

- ✓ Son poids propre.
- ✓ Le poids de corps creux (entrevous).

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

- 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 deces derniers aident la poutrelle à supporter les charges.

III.2.1.1.Calcul des charges permanentes et surcharges d'exploitation:

Tableau III.3 : Charges permanentes et surcharges d'exploitation des poutrelles.

La travée L(m)	Q (KN)	G (KN/ml)	
		poids de poutrelle	poids du corps creux
4,25	2,1 25	*0,12×0,04×25 =0.12*	*0,65×1 = 0,65*
		0,77	

III .2.1.2.Vérification de la flèche

$$f_{max} < \bar{f} avec : \bar{f} = \begin{cases} \frac{L}{500} \text{ si L} \leq 5m \\ 0.5 + \frac{L}{1000} \text{ si L} > 5m \end{cases}$$

$On\ a : \boldsymbol{L} = 4.25\ \boldsymbol{m} \leq 5\boldsymbol{m} \Rightarrow \boldsymbol{f} = \frac{425}{500} = 0.85\text{cm} ; \boldsymbol{f_{max}} = \frac{5GL4}{384EI} + \frac{QL3}{48EI}$

$\mathbf{F_{max}} = 15.89cm \quad \leq \bar{f} = 0.85cm\ (\boldsymbol{C.N.V})$

Tableau III.4 : Vérification de la flèche des poutrelles avant coulage.

Etaiement	G	Q	fc28	E MPA	L mm	I mm4	Fmax cm	F barr cm	F<F baar
0	0,77	2,125	25	32164,1951	4250	640000	15,890317	0,85	cnv
1	0,77	1,0625	25	32164,1951	2125	640000	0,9931448	0,425	cnv
2	0,77	1	25	32164,1951	1416,66667	640000	0,1961768	0,283333333	Cv

III .2.2.Après coulage

La poutrelle est considérée comme une poutre continue.

III.2.2.1.Calcul des charges et surcharges

Tableau III.5 : Charges et surcharges.

	G kN/m	Q kN/m	Pu kN/m	Pser kN/m
Plancher terrasse	6.40*0.65=4.16	1*0.65=0.65	6.59	4.81
Plancher courant	5.99*0.65=3.89	1.5*0.65=0.975	6.71	4.86
Plancher de RDC+ 1ér étage	5.99*0.65=3.89	5*0.65=3.25	10.12	7.14

Les calculs sont faits pour les poutrelles du plancher ayant la plus grande sollicitation et onadopte le même ferraillage pour toutes les poutrelles.

III.2.2.2.Les types des poutrelles : Les types des poutrelles de notre projet sont représenté dans letableau suivant :

Tableau III.6 : Les types des poutrelles.

RDC	Plancher courant
Poutrelles à quatre travées. Poutrelles à deux travées. Poutrelles à trois travées.	Poutrelles à trois travées. Poutrelles à deux travées.

D'après logiciel SAP2000 en calcul tous les Sollicitations des poutrelles précédentes et on prendles poutrelles les plus défavorables

Tableau III.7 : Les poutrelles les plus défavorables

RDC	Plancher courant
Poutrelles à quatre travées. Poutrelles à deux travées. Poutrelles à trois travées	Poutrelles à trois travées. Poutrelles à deux travées.

III .2.2.3. Sollicitations de calcul

✓ **RDC :**

- **Deux travées :**

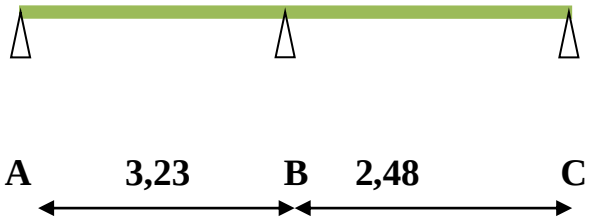


Figure III. 3 : Poutrelle à deux travées .

Les diagrammes :

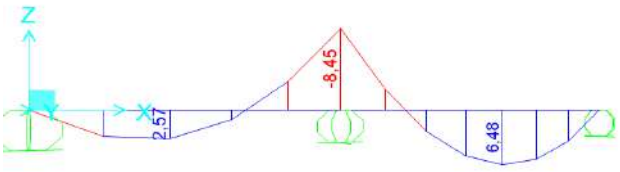


Figure III. 4. Diagramme du moment fléchissant à l'ELU.

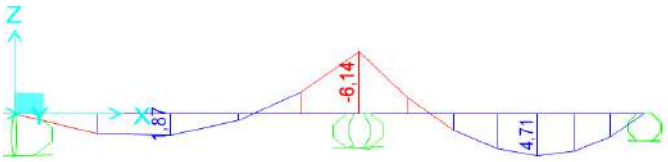


Figure III. 5. Diagramme du moment fléchissant à l'ELS.

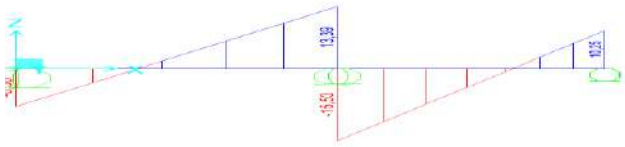


Figure III. 6 : Diagramme de l'effort tranchant à l'ELU.

- **<u>Trois travées</u> :**

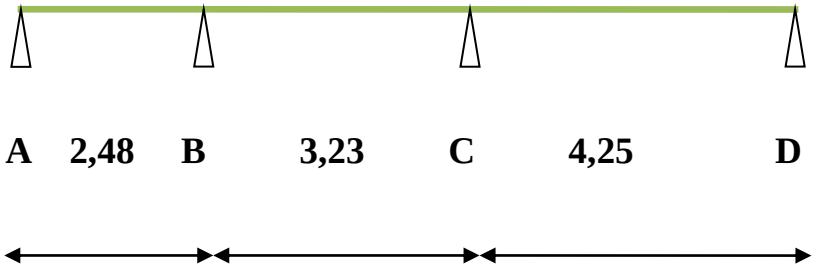


Figure III. 7. Poutrelle à trois travées.

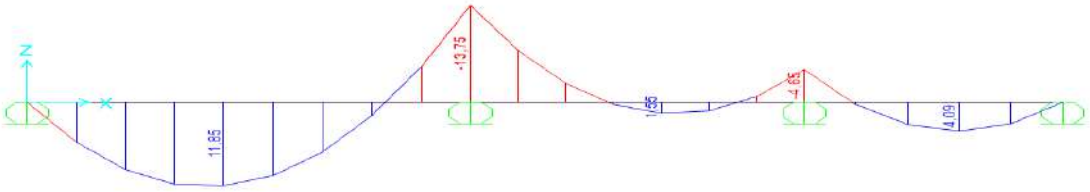


Figure III. 8. Diagramme du moment fléchissant à l'ELU.

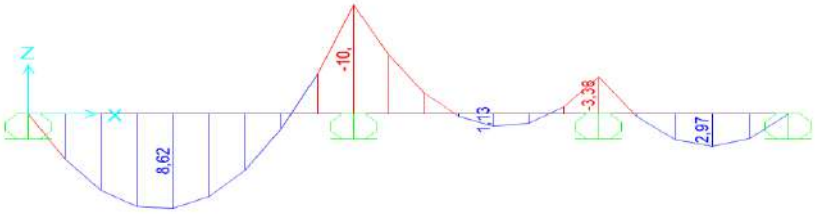


Figure III. 9. Diagramme du moment fléchissant à l'ELS.

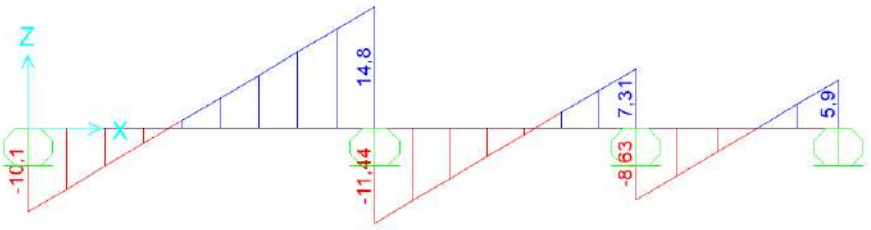


Figure III. 10. Diagramme de l'effort tranchant à l'ELU.

- **QUATRE travées :**

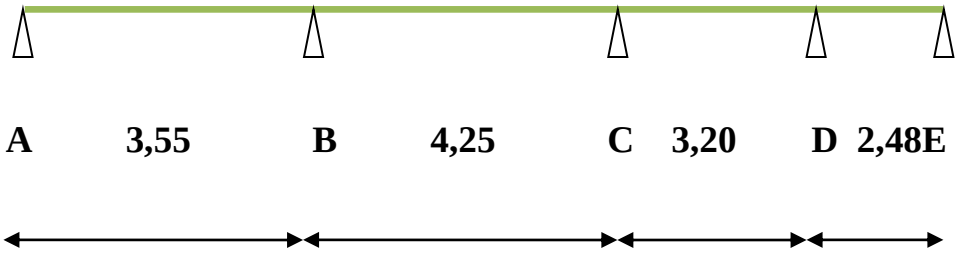


Figure III. 11 : Poutrelle à quatre travées.

Les diagrammes :

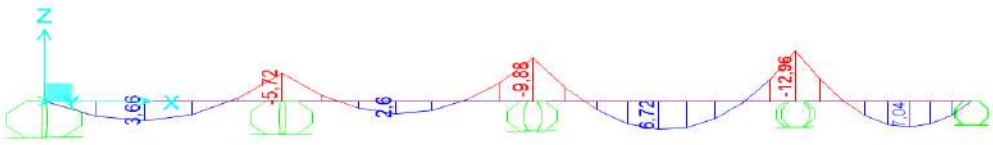


Figure III. 12 : Diagramme du moment fléchissant à l'ELU.

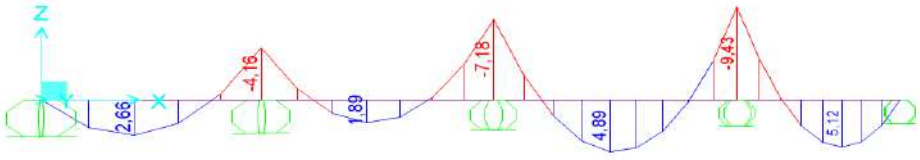


Figure III. 13 .Diagramme du moment fléchissant à l'ELS.

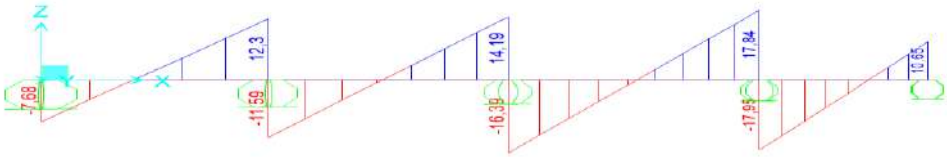


Figure III. 14. Diagramme de l'effort tranchant à l'ELU.

✓ **Etages courant :**

- **Deux travées :**

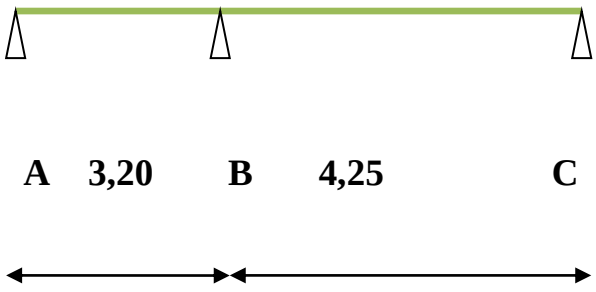


Figure III. 15 : Poutrelle à deux travées de étage courant .

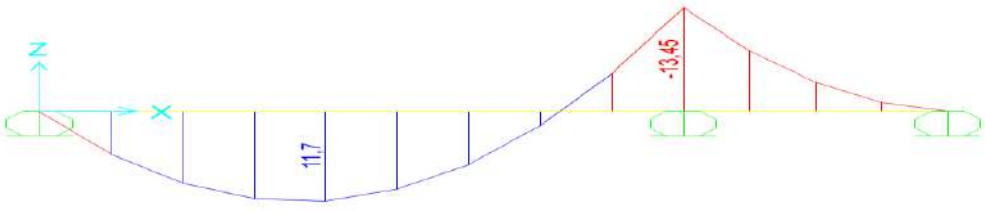


Figure III. 16.Diagramme du moment fléchissant à l'ELU.

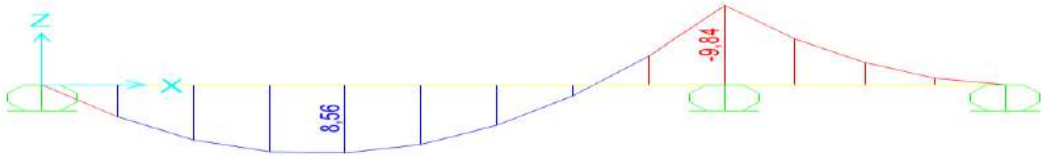


Figure III. 17 : Diagramme du moment fléchissant à l'ELS.

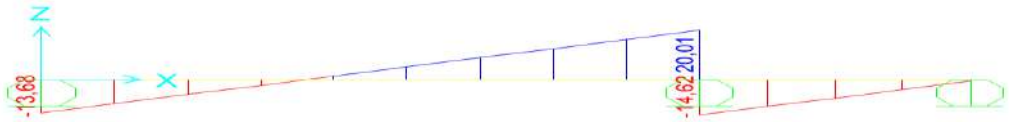


Figure III. 18 : Diagramme de l'effort tranchant à l'ELU.

Trois travées :

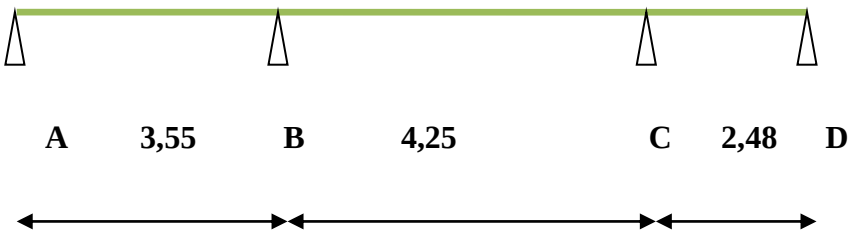


Figure III. 19. Poutrelle à deux travées d'étage courant.

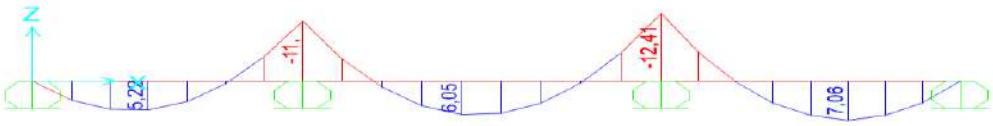


Figure III. 20 : Diagramme du moment fléchissant à l'ELU.

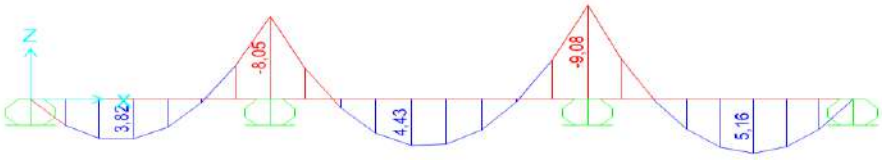


Figure III. 21 : Diagramme du moment fléchissant à l'ELS**.**

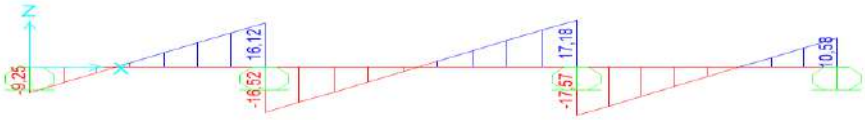


Figure III. 22: Diagramme de l'effort tranchant à l'ELU**.**

Résultat final :

Tableau III.8 : Résultat final des poutrelles

Etage	ELU			ELS	
	Ma (max)	**Mt (max)**	**Tu (max)**	**Ma (max)**	**Mt(max)**
RDC	- 13.75	9 .48	20.36	-10.00	6.90
Courant	- 13 .45	8.94	17.18	-9.84	6.85

III .2.2.4.Ferraillage des poutrelles

- **Calcul ferraillage a l'ELU**

RDC :

Tableau III. 9 : calcul ferraillage a l'ELU de RDC

Position	M (KN.m)	As1 (cm²)	As2 (cm²)	As1' (choisi)	As2'(choisi)
travée	9.48	1.5	/	2HA10 1.57	/
appui	-13.75	/	3.20	/	3HA12 3.39

Etage courant :

Tableau III.10 : calcule de ferraillage a l'ELU des étages courant

Position	M (KN.m)	As1 (cm²)	As2 (cm²)	As1' (choisi)	As2' (choisi)
Travée	8.94	2HA10 1.4	/	2HA10 1.57	/
Appui	-13.45	/	3.00	/	3HA12 3.39

- **Vérification des contraintes à l'état limite de service**

RDC :

Tableau III. 11. Vérification des contraintes à l'état limite de service de

Position	M (KN.m)	As1 (cm²)	As2 (cm²)	σ_{bc} (MPA)	$\sigma_{bc_{adm}}$ (MPA)	vérification
travée	6.90	1.5	3.20	4.10	15	Oui
appui	-10.00	1.5	3.20	12 .60	15	Oui

RDC :

Tableau III. 12. Vérification des contraintes à l'état limite de service de étage courant .

Position	M (KN.m)	As1 (cm²)	As2 (cm²)	σ_{bc} (MPA)	$\sigma_{bc_{adm}}$ (MPA)	vérification
travée	6.90	1.4	3.00	4.20	15	Oui
appui	-10.00	1.4	3.00	12 .80	15	Oui

- **Vérification de cisaillement à l'état limite de ultime**

Tableau III. 13. Vérification de cisaillement à l'état limite de ultime RDC

Poutre et sollicitation à L'ELU				Verification			Espacement et armatures			
Section	d (cm)	b (cm)	T (KN)	T (MPa)	$\bar{\tau}$ (MPa)	Verif	ZN (cm)	ZC (cm)	∅ (mm)	A_t " (cm)
Poutrelle	18	8	20.36	1.41	3.33	oui	15	15	6	0.56

Tableau III. 14. Vérification de cisaillement à l'état limite de ultime d'étage courant

Poutre et sollicitation à L'ELU				Verification			Espacement et armatures			
Section	d (cm)	b (cm)	T (KN)	T (MPa)	$\bar{\tau}$ (MPa)	Verif	ZN (cm)	ZC (cm)	∅ (mm)	A_t " (cm)
Poutrelle	18	8	17.18	1.19	3.33	oui	15	15	6	0.56

III .2.2.5. Vérification de la flèche

RDC :

Tableau III. 15. Vérification de la flèche pour RDC.

Poutres				Sollicitation à l'ELS	Armatures principales	flèche		Vérification
Section	L (m)	h (cm)	b (cm)	M t (KN.m)	A_{1t} (cm²)	FCalc (mm)	F_{adm} (mm)	Oui/non
Poutrelle	4.15	24	8	8.90	2.26	4.00	8.30	oui

Etage courant :

Tableau III. 16 :Vérification de la flèche pour étages courant .

Poutres				Sollicitation à l'ELS	Armatures principales	flèche		Vérification
Section	L (m)	h (cm)	b (cm)	M t (KN.m)	A_{1t} (cm²)	FCal (mm)	F_{adm} (mm)	Oui/non
Poutrelle	4.15	20	8	6.10	1.57	5.40	8.30	oui

III.3. L'escalier

Un escalier se compose d'un certain nombre de marches dont la longueur est l'emmarchement, la largeur est le giron, la partie vertical est la contre marche, le support des marches s'appelle la paillasse. Une suite ininterrompue de marches qu'on appelle une volée, qui peut être droite ou courbe. La partie horizontale d'un escalier entre deux volées est un palier. Du côté du vide les volées et les paliers sont munis d'un garde-corps ou rampe deux volées parallèles ou en biais sont réunis par un ou plusieurs paliers ou un cartier tournant, cette dernière disposition de construction plus délicate, permet de gagner un peu de place sur le développement de l'escalier.

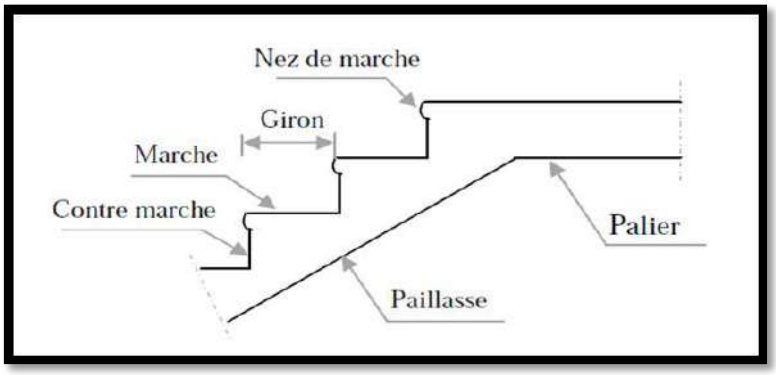


Figure III.24. Coupe d'un escalier.

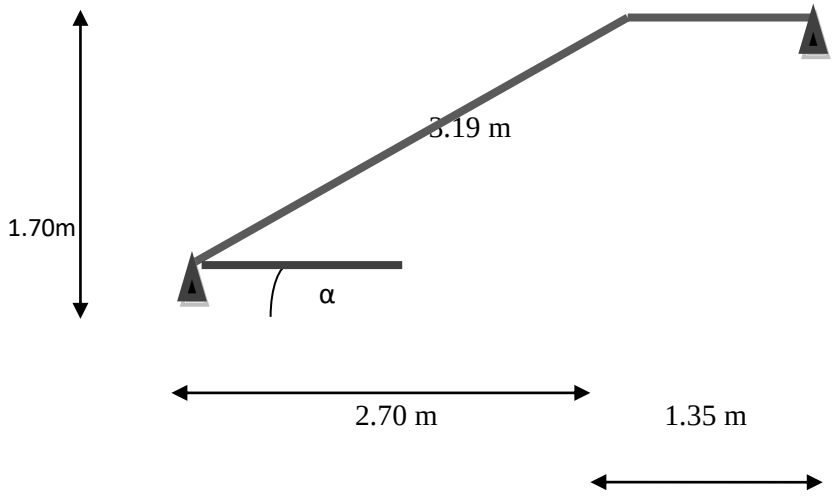


Figure III.25. Modélisation de 2ème volée.

III.3.1.Dimensionnement

Pour les dimensions des marches "g" et les contres marches "h" on utilise généralement la formule de BLONDEL: $59 \leq g + 2h \leq 64$

Il porte un palier et une paillasse

h= $\frac{H}{n}$ et g= $\frac{L}{n-1}$

n: nombre de contres marches.

1er volet

Pour la formule générale (*):60cm ≤g +2h ≤64 cm

On prend: g + 2h = 64 m

-64n² + (l+2H+64) n - 2H = 0

-64 n² - (64 + 2 * 170+ 270) n + 2 * 170= 0

-64 n²+674n -340= 0

Δ=367236

Donc

n_1=10

On prend: g+2h = 60m

-60n² + (l+2H+60) n - 2H = 0

$-60\ n^2 - (60 + 2 * 170 + 270)\ n + 2 * 170 = 0$

$-60\ n^2+670n -340= 0$

$\Delta=367300$

Donc

n_2=10,63

Donc :

10<n<10,63

Donc On prend

Nombre de marches : n =10

Nombre de contre marches : n –1 = 9

Hauteur de la marche : $h = \frac{H}{n} = 0.17$ m = 17 cm, Le giron : $g = \frac{L}{n-1} = 0.30$ m = 30 cm

✓Vérification de la formule de blondel

$60cm \leq g + 2h \leq 64$ cm $\Rightarrow 60cm \leq 30+2*17=64 \leq 64$ cm

✓ Vérification d'inclinaison α

$tg\alpha = \frac{H}{L} = = 0.6296 \Rightarrow \alpha = 32.19°$

✓ Longueur de la paillasse l_0

$l_0 = \frac{H}{\sin\alpha} = \frac{1.70}{\sin 32.19} \Rightarrow l_0 = 3.19$ m

✓ Epaisseur de la paillasse

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

$L_{tot} = l_0 + 1.35 = 4.54$m

$\frac{L_{tot}}{35} \leq e \leq \frac{L_{tot}}{30}$

$\frac{4.54}{35} \leq e \leq \frac{4.54}{30}$

$12.97 \leq e \leq 15.13$

e = 15 cm

III.3.1.1. Evaluation des charges et surcharges

- ✓ **charges permanentes**

Tableau III.17. Évaluation de charge permanente du palier de l'escalier.

Désignation	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/$\mathbf{m^3}$)	Poids surfacique (KN/m²)
Carrelage	0.02	20	0.40
Mortier de pose	0.02	20	0.40
Lit de sable	0.02	18	0.36
Poids propre de palier	0.15	25	4
Enduit en ciment	0.02	18	0.36
Charge permanente G			**5.27**

Tableau III.18. Évaluation de charge permanente de la paillasse de l'escalier.

Désignation	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/$\mathbf{m^3}$)	Poids surfacique (KN/m²)
Carrelage	0.02	20	0.40
Mortier de pose	0.02	20	0.40
Lit de sable	0.02	18	0.36
Poids propre de la marche	$\frac{0.17}{2} = 0.085$	25	2.13
Poids propre de la paillasse	$\frac{0,15}{\cos 32.19}$	25	4.43
Enduit de ciment	0.02	18	0.36
Charge permanente G			**8.26**

- ✓ **Charges d'exploitations :**

Selon le DTR charges et surcharge d'exploitation, pour un escalier dans un immeuble à usage d'habitation, on aura : Q =2,5 kN/m² (pour le palier et la paillasse).

III.3.1.2.Détermination des efforts :

À l'E.L.U: P_u=1.35 G + 1.5 Q

À l'E.L.S: P_{ser}= G + Q

Tableau III.19. Combinaison des charges de l'escalier.

	G (KN/m)	Q (KN/m)	P_u (KN/m)	P_{ser} (KN/m)
Palier	5.27	2.5	10.864	7.77
paillasse	8.26	2.5	14.901	10.76

à l'ELU:

Figure. III.26. distribution de la charge à l'ELU de 2ème volée.

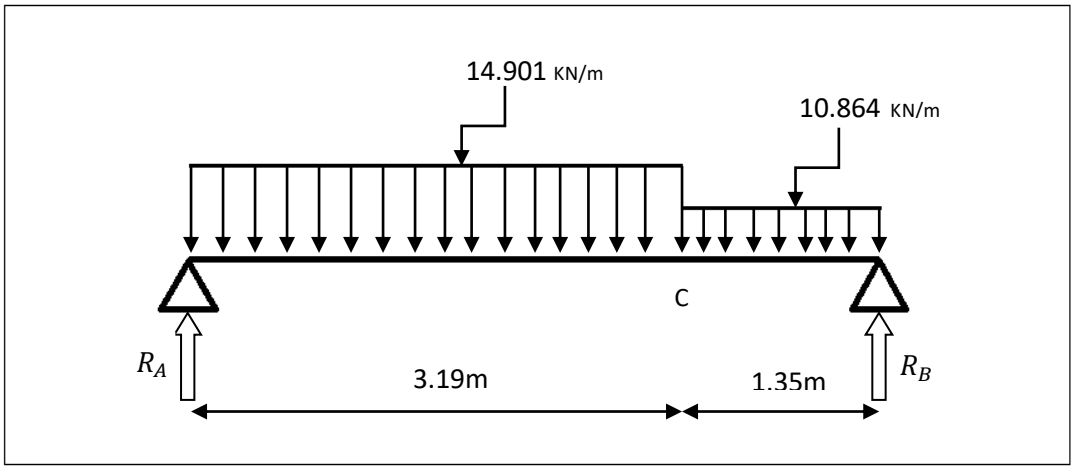


Figure. III.26. distribution de la charge à l'ELU de 2ème volée.

- **Les réactions d'appuis:**

$\sum F$=0

$R_A + R_B - (14.901 \times 3.19) - (10.864 \times 1.35) = 0$

$R_A + R_B$ = 62.20059 KN

$\sum M$/A=0

$R_B \times 4.54+10,864\times1,35 \times(3,19+(1\ ,35/2))+14,901\times(\frac{3,19^2}{2}) = 0$

R_B =29,18560 KN

Donc : R_A+29,18560=62,20059

DONC : R_A =33,01499

1. **Tronçon AC ($0 \leq x \leq 3.19m$)** :

   Effort tranchant: T (x) = - 14,901x + 33.01499

   Moment fléchissant M (x) = – 14.901 ($\frac{x^2}{2}$) +33.01499 x

   M (0) = 0 KN.m T(0) = 33.01499 KN

   M (3.19) = 29.5007 KN.m T (3.19) = – 14.5192KN

2. **Tronçon CB ($0 \leq x \leq 1,35$) :**

   Effort tranchant: T (x) = +10.864 x − 29.18560

   Moment fléchissant : M (x)= -5,432 (x^2) +29 ,18560 x

   M (0) = 0 KN.m ; T (0)= – 29.18560 KN

   M (1.35) =29,5007 KN.m ; T (1.35) = –14.5192 KN

3. **Calcule le moment max :**

   ($0 \leq x \leq 3.14$m) :

   T (x) = 0 x =2.21m M (2.10) = 36.55 KN.m

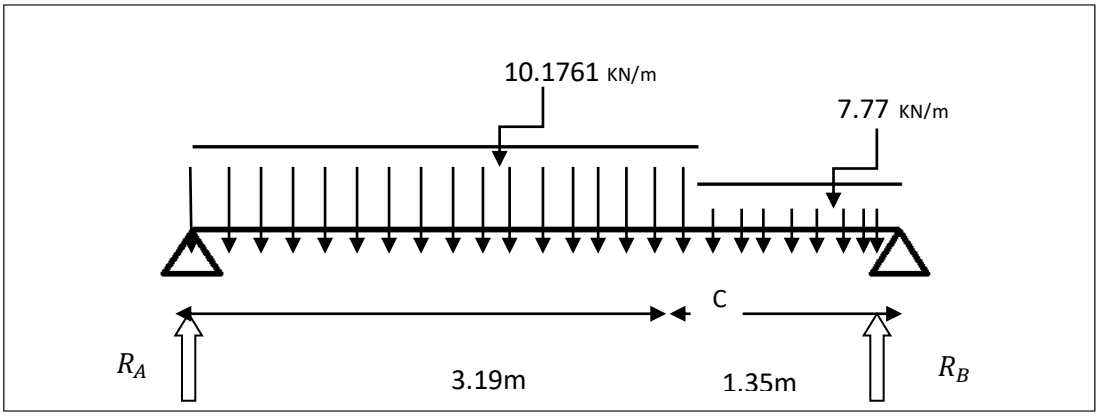
   M_{max} = 36.55 KN.m

   M_t= 0.85 M_{max} = 31.06 KN.M

   M_a=0.5 M_{max} = 18.27 KN.M

À l'ELS :

Figure III.27. Distribution de la charge à l'ELS de 2ème volée.



✓ **Les réactions d'appuis:**

$\sum F$=0

R_A+ R_B– 34.3244 – 10.4895= 0

R_A+ R_B = 44.8139 KN

$\sum M$/A=0

$-R_B$ × 4.54 + (10.76× 10.1761/2) + ((7.77×1.35) × 3.19+(1.35/2)) = 0

R_A =23.8251 KN et R_B= 20.9888 KN

1. **Tronçon AC ($0 \leq x \leq 3.19$m)** :

Effort tranchant: T (x) = - 10.76 x + 23.825

Moment fléchissant M (x) = – 10.76 ($\frac{x^2}{2}$) +23.825x

M (0) = 0 KN.m T(0) = 23.825KN

M (3.19) = 21.254 KN.m T (3.19) = – 10.499KN

2. **Tronçon CB ($0 \leq x \leq 1.35$m) :**

Effort tranchant: T (x) = -20.988+ 7.77 x

Moment fléchissant : M (x)= 20.988 x - 7.77 ($\frac{x^2}{2}$)

M (0) = 0 KN.m T (0)= – 20.988KN

M (1.35) =21.254 KN.m ; T (1.35) = –10.49 KN

3. **Calcule le moment max :**

($0 \leq x \leq 3.14$m) :

T (x) = 0 x =2.21m M (2.21) = 26.35 KN.m

M_t= 0.85 M_{max} = 22.39 KN.m

M_a=0.5 M_{max} = 13.17 KN. m

Tableau III.20. Les valeurs de Mt $_{max}$, Ma $_{max}$ et T $_{max.}$

	E.L.U	E.L.S
Mt $_{max}$(KN.m)	31.06	22.39
Ma $_{max}$(KN.m)	18.27	13.17
T $_{max}$ (KN)	33.02	23.83

III.3.1.2. Calcul du ferraillage :

Acier: FeE400 ; γ_s = 1.15 ; σs = 348 MPa

Béton : f_{c28}= 25 MPa ; γ_b= 1.5 ;σ_b = 14.2 MPa

$\bar{\sigma}_{bc}$=14.2Mpa ; b=100cm ; h=15cm ; d=13.5cm ; c=1.5cm

Le moment en travée :M_t^{MAX} = 31.06 KN.m

Le moment max aux appuis : M_a^{MAX}=18.27KN.m

- **En travée :**

$$\mu = \frac{Mu}{b.d^2.\sigma_b} = \frac{31.06\ .\ 10^{-3}}{1\ \times\ 0.125^2 \times\ 14.17} =\ 0.120$$

$\mu = 0.120 < \mu l = 0.392$ …. A'=0

$\beta = 0.936$

$$A = \frac{Mu}{\beta.d.\sigma_s} = \frac{31.06\ .\ 10^{-3}}{0.936 \times 0.135 \times 348} = 7.06\ cm^2$$

- **aux appuis :**

$$\mu = \frac{Mu}{b.d^2.\sigma_b} = \frac{18.27 \times\ 10^{-3}}{1 \times 0.135^2.14.2} = 0.070$$

$\mu = 0.070 < \mu l = 0.392$ …. A'=0

$\beta = 0.964$

$$A = \frac{Mu}{\beta.d.\sigma_s} = \frac{18.27\ .\ 10^{-3}}{0.964\ \times 0.135 \times\ 348} = 4.03 cm^2$$

Tableau III.21. Les résultats de la flexion simple.

	M(KN.m)	d (cm)	μ	β	A_{cal} (cm²/ml)	A_{choisi} (cm²)
En travée	31.06	13.5	0.120	0. 936	7.06	9T10 = 7.07
Aux appuis	18.27	13.5	0.070	0.964	4.03	4T12 = 4.52

- **Armatures de répartition**

$$Ar = \frac{At}{4} = \frac{7.07}{4} = 1.76\ cm^2 \Rightarrow Achoisis = 4T8 = 2.01 cm^2$$

$$Ar = \frac{At}{4} = \frac{4.52}{4} = 1.13 cm^2 \Rightarrow Achoisis = 4T8 = 2.01 cm^2$$

- Condition de non fragilité :

$$A_{min} = \frac{B}{1000} = \frac{100 \times 15}{1000} = 1.5\ cm^2$$

Donc : $A_{choisis} > A_{min}$

- **Condition d'espacement :**

En travée :

$S_t = \frac{100}{4} = 25$ cm on prend S_t=25cm

Aux appuis :

$S_t = \frac{100}{4} = 25$ cm on prend S_t=25cm

- **Condition d'espacement :**

Tableau III .22 . Les armatures.

	Les armatures longitudinales	Les armatures de répartitions
En travée	S_t =25cm ≤ Min[3h=45 ;33cm]=33cm	S_t =25cm ≤ Min[4h=60 ;45cm]=45cm
En appuis	S_t =25cm ≤ Min [3h=45 ;33cm]=33cm	S_t =25cm ≤ Min[4h=60 ;45cm]=45cm

III .3.1.3.Vérification de l'effort tranchant:

a) Vérification à l'E.L.U:

T=33.02 KN

$\tau = \frac{Tu}{b.d} = \frac{33.02}{1x0.135} = 244$KN/m = 0.244 MPa

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

$\bar{\tau} = \left(\frac{0.2 \times 25}{1.5} = 3.33; 5\right) = 3.33\ MPA$

$\tau = 0.244\ MPA \leq \bar{\tau} = 3.33\ MPA \ldots\ldots\ldots\ldots c.v$

b) Vérification à l'E.L.S:

La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc on vérifie seulement la condition:

$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b$

$\bar{\sigma}_b = 0.6.f_{c28}$ =0.6×25 =15Mpa

En travées:

A = 7.07cm²

M_{ser}=22.39 KN.m

$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I}.y$

Cherchons la position de l'axe neutre " y ".

On a:

$by^2 + 30A.y - 30A.d = 0$

$100\ y^2 + 30\ (7.07)y - 30\ (7.07)\ .\ 13.5 = 0$

$\Rightarrow$ y = 4.39cm

$I = \frac{b}{3} y^3 + 15A'\ (y-c')^2 + 15A\ (d-y)^2 \Rightarrow I = 11621.451cm^4$

$\sigma_b = .\frac{22.39\times10^{-3}}{11621.451\times10^{-8}} \times 0.0439 = 8.46$MPa

σ_b= 8.46 MPa < $\bar{\sigma}_b$ =15Mpa…….(c.v)

Aux appuis :

A=4.52cm²

M_{ser}= =13.17KN.m

Cherchons la position de l'axe neutre " y ".

On a: $100y^2 + 30A.Y - 30A.d = 0 \Rightarrow y = 3.65\ cm^4$

$I=\frac{b}{3}\ y^3+15A'(y-c')^2+15A(d-y)^2 \Rightarrow I = 8199.022cm^4$

$\sigma_b=.\frac{13.17\times10^{-3}}{8199.022\times10^{-8}} \times 0.0365 = 5.86Mpa$

$\sigma_b = 5.86\ Mpa < \bar{\sigma}b = 15Mpa$……(c.v)

Acier: fissuration peu nuisible ⟶ aucun vérification à

$\sigma s < \bar{\sigma}s$; donc l'état limite de service est satisfait

III.3.1.4. Vérification de la flèche

Mser = 22.39 KN.m ; A=7.07 cm^2 ; L = 4.54 m

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions ci-après vérifiées :

$$\frac{h}{L} < \frac{1}{16} \quad , \quad \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \quad , \quad \frac{A}{b_0 \cdot d} \leq \frac{4.2}{f_e} \quad ,$$

$M_0=\frac{qL^2}{8} = 22.82$ avec q = 9.92

$M_t = 0.85\ M_0 = 17.11$

$\frac{h}{L} = \frac{0.15}{4.54} = 0.033 < 0.625$……(**C.V**)

$\frac{h}{L} = \frac{0.15}{4.54} = 0.033 \geq \frac{M_t}{20M_0} = \frac{22.39}{20*26.35} = 0.042$……(**C.N.V**)

$\frac{A}{b_0 \cdot d} = \frac{7.07}{100*13.5} = 0.005 \leq \frac{4.2}{400} = 0.0105$……..(**C.V**)

Une condition n'est pas vérifiée, donc la vérification de la flèche nécessaire on doit vérifier que : $\Delta f = f_v - f_i \leq f$

$$\bar{f} = \begin{cases} \frac{L}{500} & \text{si } L \leq 5m \\ 0.5 + \frac{L}{1000} & \text{si } L > 5m \end{cases}$$

D'après **le ROBOT expert BA 2010**. Il donne :

Tableau III.23 : Vérifications de la flèche.

Poutres			Solicitation à l'ELS	Armatures principals	flèche		Vérification
Section	b (cm)	h (cm)	M t (KN.m)	A_{1t} (cm²)	FCalculé (mm)	F_{adm} (mm)	Oui/non
escalier	100	15	22.39	7.90	5.60	9.60	oui

✓ **Détaille de ferraillage :**

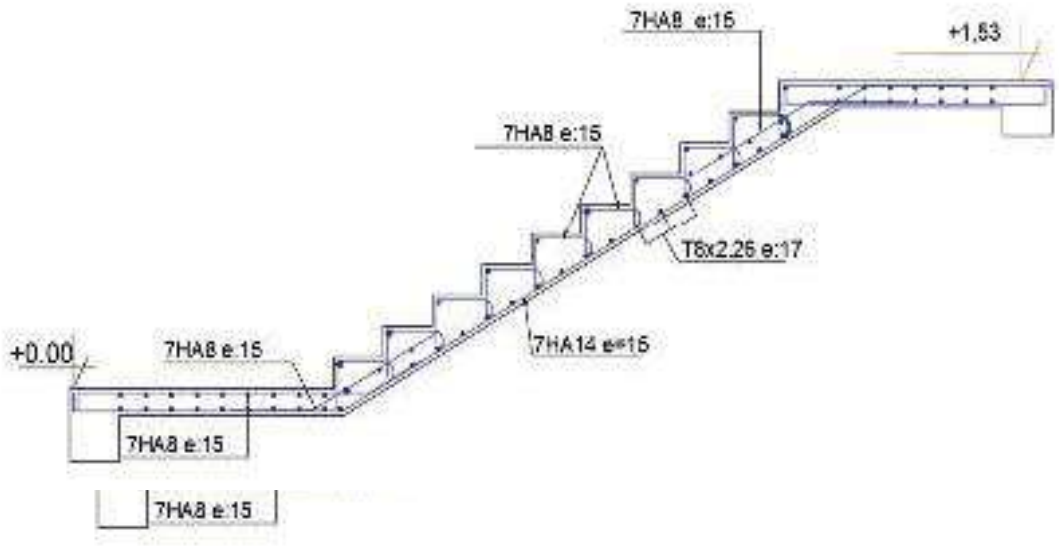


Figure III.28 : Ferraillage d'escalier en travée et aux appuis.

III.4 .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 pré dimensionnement jusqu'au ferraillage devront être remplies.

III.4.1.Pré dimensionnement :

Le pré dimensionnement de la poutre palière (Figure III.18) et les vérifications nécessairessont donnés par le tableau III.25:

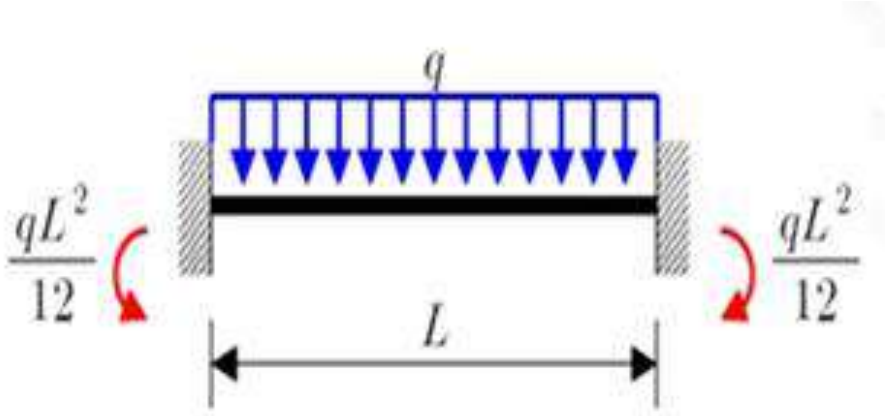


Figure III. 29 : Schéma statique équivalent de la poutre palière.

Tableau III.24 : Pré dimensionnement de la poutre palière.

Conditions de résis-tance	L_{max}= 3,35 m ⇒22.33 ≤ h≤33.5cm.On adopte : h = 30 cm ⇒ 9≤ b ≤21cm.On adopte : b = 30 cm
Vérification selon le RPA 99	h=30cm≥30cm ; b=30cm≥20cm ; h/b=1

Condition de rigidité(h/L ≥ 1/16)	(h/L=0,089) ≥ (1/16=0,0625) (CV)
Conclusion	h = 30cm ; b = 30 cm

III.4.2.Evaluation des charges :

- **Charges et surcharges:**

  - Poids propre de la poutre : 0,30×0,30×25=2,25[KN/ml] ⟶ **G= 2,25[KN/ml]**

  - Réaction du palier à l'ELU : R_A= 33,01[KN/ml]

  - Réaction du palier à l'ELS : R_A=23,82 [KN/ml].
  - **Combinaison de charges :**

A L'ELU :

P_u =1,35G+RA = (1,35×2,25) + 33,01 =36,04 [KN/ml]

A ELS:

P_s =G+ RA= 2,25 +23,82 =26,07 [KN/ml]

III.4.3.Calcul des efforts:

Le calcul s'effectue comme pour une poutre parfaitement encastrée sue les deux appuis, la méthode R.D.M. donne :

$$R_A=R_B=\frac{P.L}{2}$$

$$M_{tmax}=\frac{P.L^2}{24}$$

$$M_{amax}=\frac{p.L^2}{12}$$

- **A l'E.L.U:**

$R_A=R_B=\frac{36,04.3,35}{2}$ = 60,37 KN

$M_t=\frac{36,04.3,35^2}{24}$ = 16,85 KN m

$M_a=\frac{36,04.3,35^2}{12}$ = 33,71 KNm

- **A l'E.L.S:**

$R_A=R_B=\frac{26,07.3,35}{2}$ = 43,66 KN

$M_t=\frac{26,07.3,35^2}{24}$ = 12,19 KN m

$M_a=\frac{26,07.L3,35^2}{12}$ = 24,38 KN m

Tableau III.25 : Efforts De La Poutre Palière

	RA(KN)	Mt(KN.m)	Ma (KN .m)
ELU	60,37	16,85	33,71
ELS	43,66	12,19	24,38

III.4.4.Ferraillage de la poutre palière:

- ✓ ***Armatures longitudinales:***

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

Acier: FeE400; γ_s = 1.15; σs = 348 MPa

Béton : f_{c28}= 25 MPa ; γ_b= 1.5 ;σ_b = 14.2 MPa

$\bar{\sigma}_{bc}$=14.2Mpa ; b=30cm ; h=30cm ; d=33cm ; c=2.5cm

Tableau III.26 : Vérification des contraintes normales à l ELU de la poutre palière

	M(KN.m)	μ	β	*A(cm^2)*	*Amin (cm^2)*	*Aadp (cm^2)*	*A (cm^2)*
En travée	*16,85*	*0,036*	*0,982*	*1,49*	*1,05*	***3HA12***	*3,39*
En appuis	*33,70*	*0,072*	*0,936*	*3,04*	*1,05*	***3HA12***	*3,39*

✓ **Section minimale :**

A_{min} =0.5%*b*h (cm^2).....RPA2003 Art.7.5.2.1

Section tendu At_{min} =0.10%*b*h (cm2) …….CBA93 Art.B.6.4

III.4.5.Vérification des contraintes normales à L'ELS –CBA93 Art.A.4.5.3 :

Combinaison : **G+Q** ; type de fissuration : **peu nuisible**.

Tableau III.27. Vérification des contraintes normales à l'ELS de la poutre palière

Position	A(cm^2)	M_{ser}(KN.m)	σ_{bc} (MPa)	$\sigma_{bc\ adm}$ (MPa)	$\sigma_{bc} < \sigma_{bc\ adm}$
En Travée	3.39	12.19	1.47	15	Oui
En Appuis	3.39	-24.38	2.94	15	Oui

Donc :

Les armatures déterminées à l'état limite ultime conviennent.

III.4.6. Vérification des contraintes tangentielles de cisaillement à L'ELU-CBA93 Art.A.5.1.2.1.1 :

Combinaison : 1.35**G**+1.5**Q**

Tableau .28 : Vérification de la contrainte de cisaillement à ELU

Poutre palier		**Vérification à L'ELU**			
b (cm)	h (cm)	T_u (KN)	r_u	$\bar{\tau}u$	Vérification
30	30	-60.37	0.60	3.33	CV

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

✓ **Armatures transversales :**

$\varphi t \leq$ Min $[\frac{h}{35} = \frac{300}{35} = 8{,}57mm; 12mm; \frac{b_0}{10} = \frac{300}{10} = 30mm]$ = 8.573 mm .

On adopter: φt= 8mm

$at = \frac{\pi \times \varphi t^2}{4}$ =0.50 cm^2 ; A_t = at*nt avec **nt =4** A_t = 2.01 cm

Donc on adopter: A_t =4HA8 = 2.01 cm^2

III.4.7.Vérification solen CBA 93 :

Zone nodal :St ≤ Min [$\frac{h}{4} = \frac{30}{4} = 7{,}50$cm ; $12\varphi_l = 12 * 1.2 = 14.40$cm] =8cm

Zone courante :$\bar{S}_t \leq$ Min [0.9*d =33.75cm; 40cm] = 29.7cm

On adopte les1 valeurs suivantes :

Zone nodal: St = 10cm ≤ 10cm .....**Condition vérifié**

Zone courante : St =$\frac{h}{2}$ = 15 cm ≤ $\bar{S}t$= 29.7..... **Condition vérifié**

III.4.8. Vérification solen RPA 99 V 2003 :

A_{min} =0.5%*b*h

A_{max} = 4%*b*h..... Zone courante.

A_{max} = 6%*b*h..... Zone de recouvrement.

A_{min} =0.5%*30*30 = 4,5cm^2≤ ΣA = 6.78cm^2 ≤ A_{max} = 4%*30*30 = 36cm^2

Condition

Vérifiée

III.4.9.Vérification de la flèche :

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

h\L=30\ 335=**0,089≥ 0,06 ……..C.V**

h\L= 30\ 335=**0,089≥Mt\20Mo=0,085 ……..**

A\bo .d=3,39\ 300.33=**0,0034≤** 4,2\400 = **0,0105……. C.V**

CONCLUSION : La condition de la flèche est vérifiée.

$\overline{f} = \frac{L}{500} Si\ L \leq 5$ $\overline{f}$ =0,5cm+$\frac{L}{1000}$ $Si\ L > 5$

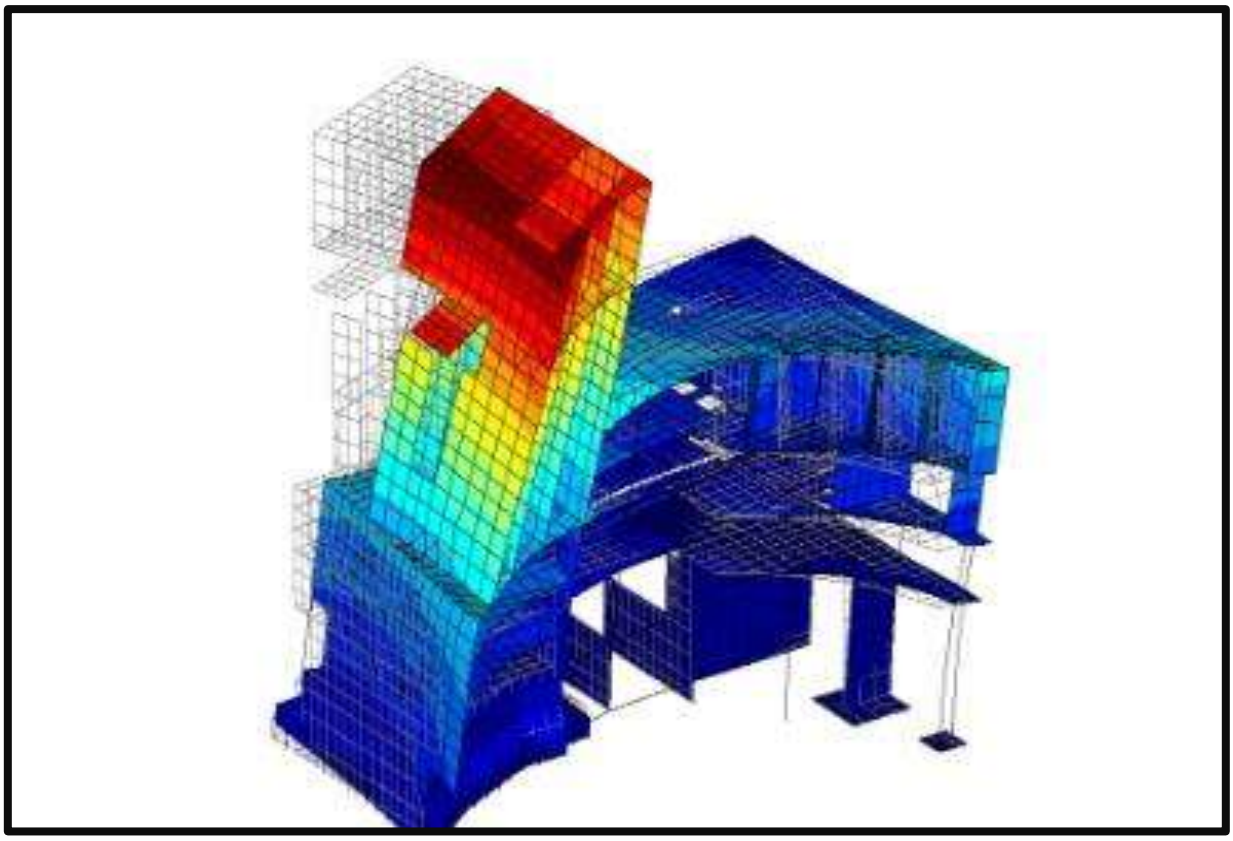
- Vérification proprement dite de la flèche pour des raisons économiques.

Tableau .29 : Vérification de la flèche

Poutre palier			Solicitations à L'ELS			Armatures principles		Flèche		Vérification
b (cm)	L (m)	h (cm	$M_{a.g}$ (KN.m)	M_{tmax} (KN.m)	$M_{a.d}$ (KN.m)	A_{S1} (cm^2)	A_{S2} (cm^2)	F_t (mm)	$\overline{F}$ (mm)	Oui / Non
30	4.35	30	-24.38	12.19	-24.38	3.39	3.39	3.00	6.80	Oui

CHAPITRE IV

ETUDE DYNAMIQUE



V.1. INTRODUCTION :

Pour notre structure le système de contreventement est assuré conjointement par des voiles et des portiques dans les deux directions en plan. Pour assurer une meilleure résistance au séisme, nous devons de préférence avoir une distribution aussi régulière que possible des masses et des rigidités tant en plan qu'en élévation.

Donc le système de contreventement doit être disposé de façon à :

- Reprendre une charge verticale suffisante pour assurer sa stabilité.
- Assurer une transmission directe des charges aux fondations.
- Minimiser les effets de torsion.

IV.2. Caractéristiques géométriques de la structure :

Quel que soit le problème que l'on se propose de résoudre dans l'étude dynamique d'une structure, il est indispensable de connaître en premier lieu les caractéristiques géométriques qui interviennent dans l'évaluation des efforts horizontaux d'origine sismique. Les caractéristiques à déterminer sont :

- Le centre de Masse (G)
- Le centre de Torsion (T)

IV.2.1. Centre de masse :

Le principe de calcul est de déterminer le centre de masse de chaque niveau des éléments constructifs qui ont une influence sur la stabilité du bâtiment (planchers, maçonnerie, escaliers, voiles, poutres, poteaux).

Le centre de masse est repéré dans un système d'axes choisi, il est défini par la formule suivants :

$$\mathbf{X_G} = \frac{\sum \boldsymbol{Wi} * \boldsymbol{Xi}}{\sum \boldsymbol{Wi}} \qquad \mathbf{Y_G} = \frac{\sum \boldsymbol{Wi} * \boldsymbol{Yi}}{\sum \boldsymbol{Wi}}$$

Avec :

- Wi : Le poids total de la masse concentrée de l'élément (i) du niveau considéré.
- Xi et Yi : Les coordonnées du centre de gravité de l'élément (i) par rapport au repère global.
- XG et YG : Les coordonnées du centre de masse du niveau par rapport au repère global.

IV.2.2. Centre de torsion :

Le centre de torsion (T) est un point caractérisé par :

- Une force passant par ce point provoque une translation du plancher et donc de l'ensemble des éléments de contreventement parallèlement à cette force et sans rotation.
- Un moment autour de ce point provoque une rotation du plancher dans le même sens que le moment et sans translation.

Le centre de torsion est repéré dans le même système d'axe choisi, il est défini par les formules suivantes :

$$\mathbf{X_T}= \frac{\sum \boldsymbol{Iyi}*\boldsymbol{Xi}}{\sum \boldsymbol{Iyi}} \qquad \mathbf{Y_T} = \frac{\sum \boldsymbol{Ixi}*\boldsymbol{Yi}}{\sum \boldsymbol{Ixi}}$$

Avec :

- Ix et Iy : Les inerties suivants les axes x et y respectivement de chaque élément de contreventement (poteau, voile) ;
- Xi et Yi : Coordonnées du centre de torsion des éléments de contreventement parrapport au repère global choisi ;
- XT et YT : Coordonnées du centre de torsion du niveau par rapport au repère global choisi.

- Pour les poteaux : $\mathbf{I_X} = \frac{\boldsymbol{b}*\mathbf{h}^3}{\mathbf{12}}$; $\mathbf{I_Y}= \frac{\boldsymbol{b}^3*\boldsymbol{h}}{\mathbf{12}}$
- Pour les voiles : $\mathbf{I_X}= \frac{\boldsymbol{L}*\boldsymbol{e}^3}{\mathbf{12}}$; $\mathbf{I_Y}= \frac{\boldsymbol{L}^3*\boldsymbol{e}}{\mathbf{12}}$

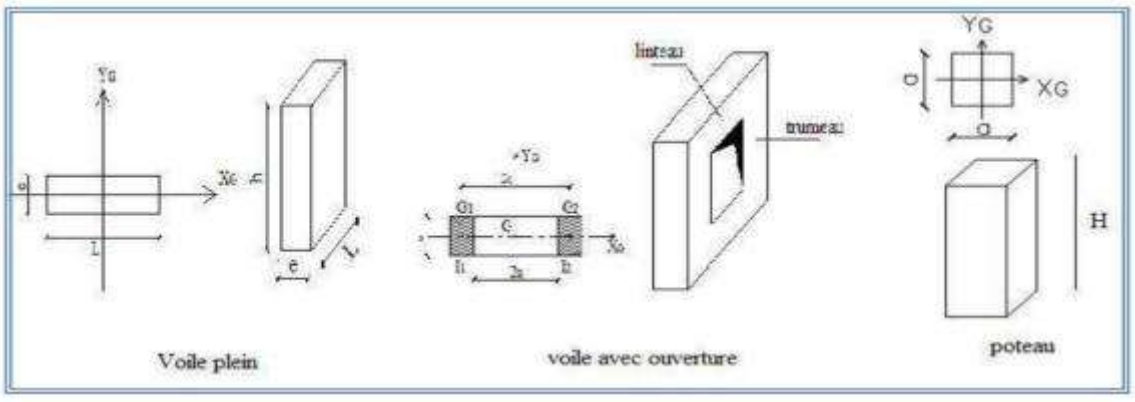


Figure IV.1 : Inerties des voiles et des poteaux

Disposition des voiles :

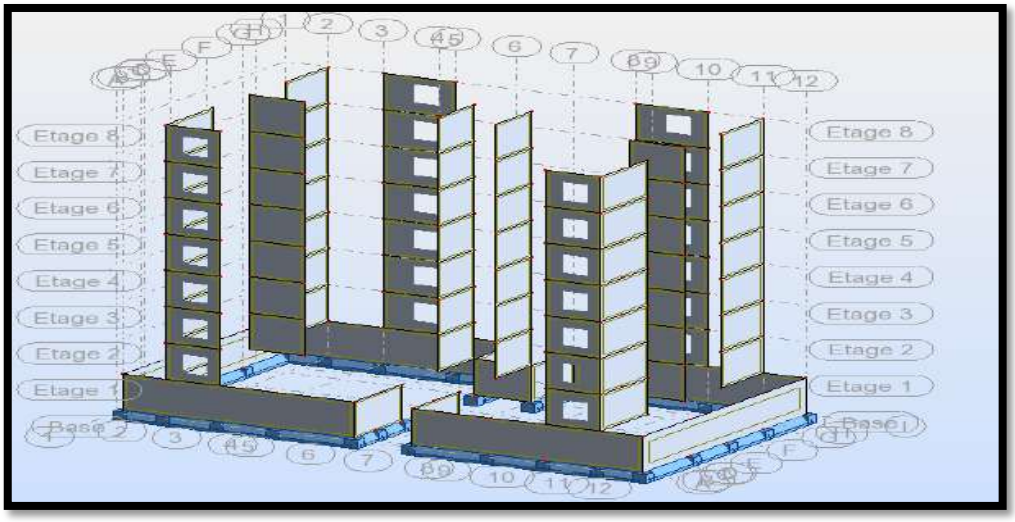


Figure IV.2 : Disposition des voiles

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

Niveau (m)	Masse et centre de Masse			Inertie et centre d'inertie	
	Poids (KN)	X_G (m)	Y_G (m)	X_R (m)	Y_R (m)
3.23	3950,48	15,12	8,59	15.15	8.81
6.46	3318,23	15,05	8,67	15.15	8.78
9.69	4115,97	15,09	8,7	15.15	8.75
12.92	3951,15	15,08	8,72	15.15	8.60
16.15	3951,15	15,08	8,72	15.15	8.60
19.38	3945,09	15,1	8,72	15.15	8.56
22.61	33799,66	15,1	8,74	15.15	8.54
25.84	3860,83	15,1	8,77	15.15	8.54

IV.2.3.Excentricité :

IV.2.3.1.Excentricité théorique (statique) :

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

$$Ex = |X_T - X_G| \quad ; \quad Ey = |Y_T - Y_G|$$

Tableau IV. 2 : Calcul de l'excentricité totale

Niveau (m)	Ex = $\|X_T-X_G\|$	Ey = $\|Y_T-Y_G\|$	Vérification
3.23	0.03	0,22	OK
6.46	0,1	0,11	OK
9.69	0,06	0,05	OK
12.92	0,07	0,12	OK
16.15	0,07	0,12	OK
19.38	0,05	0,16	OK
22.61	0,05	0,2	OK
25.84	0,05	0,23	OK

IV.2.3.2. 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 Chapitre IV : Etude dynamique -43- 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.

$$\begin{cases} Ex = 0{,}05.\ Lx \\ Ey = 0{,}05.\ Ly \end{cases}$$

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

Tableau IV.3 : Calcul de l'excentricité accidentelle

Niveau (m)	**L_X (m)**	**L_Y (m)**	**Ex (m)**	**Ey (m)**
3.23	30.31	17	1,52	0.85
6.46	30.31	17	1,52	0,85
9.69	30.31	17	1,52	0,85
12.92	30.31	17	1,52	0,85
16.15	30.31	17	1,52	0,85
19.38	30.31	17	1,52	0,85
22.61	30.31	17	1,52	0,85
25.84	30.31	17	1,52	0,85

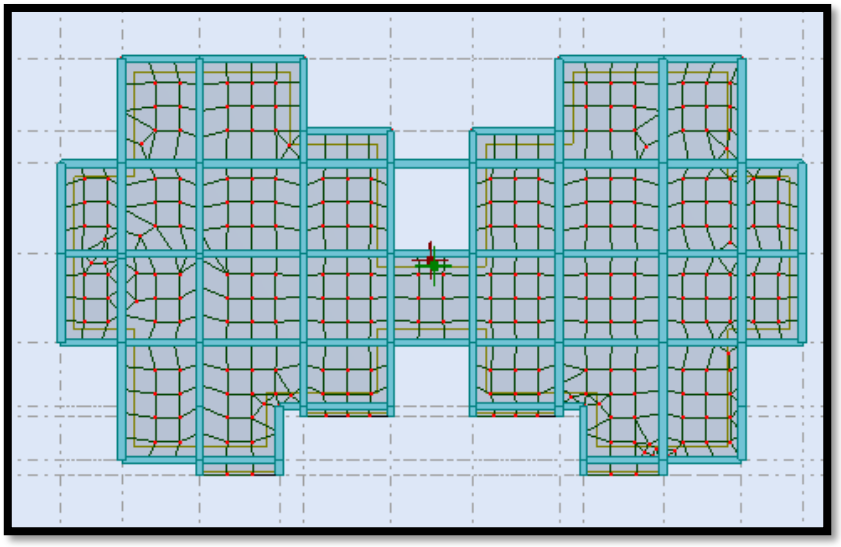


Figure IV.3 : La disposition du centre de masse et centre de torsion

IV. 3. Choix de la méthode de calcul :

IV.3.1.Introduction

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

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

Pour notre projet, les conditions d'application de la méthode statique équivalente ne sont pas toutesvérifiées (Forme irrégulière, mais la hauteur de notre bâtiment dépasse 17m), Donc on doit faire le calcul dynamique avec la méthode d'analyse modale spectrale.

Le calcul se fait par le logiciel d'analyse « **ROBOT V 2014** ».

IV.3.2.Méthode dynamique modale spectrale :

IV.3.2.1.Principe

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 structure.

IV.3.2.2. Modélisation

Le modèle choisi dans la modélisation sur le "ROBOT V 2014 " est le diaphragme rigide, la théoriedu plancher rigide. Suite à la concentration de la masse son mouvement est donné par le mouvementdu plancher.

Vue de la Structure en 3D :

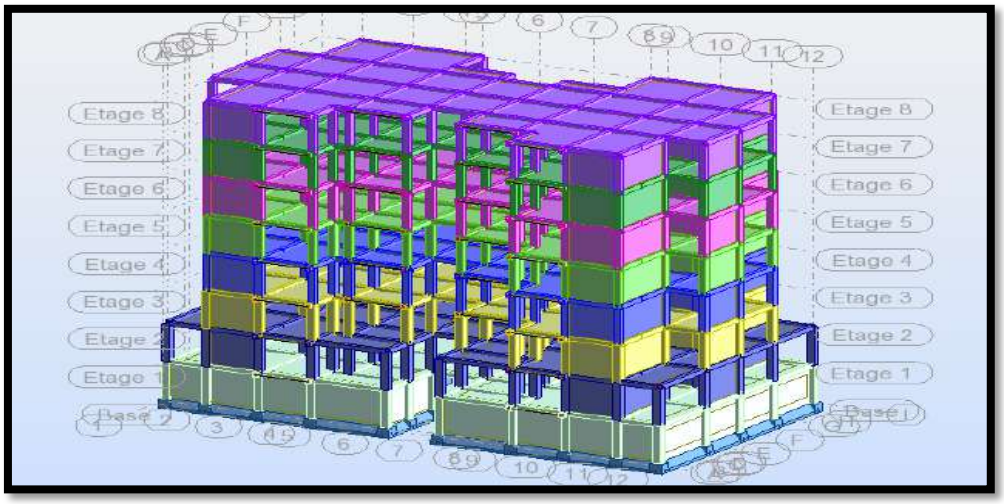


Figure IV.4: Vue de la structure en 3D

IV.3.2.3. Le spectre de réponse de calcul

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

$$\frac{Sa}{g} = \begin{cases} 1.25A\left(1+\frac{T}{T1}\left(2.5\eta\frac{Q}{R}-1\right)\right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta(1.25A)\left(\frac{Q}{R}\right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(1.25A)\left(\frac{Q}{R}\right)\left(\frac{T2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta(1.25A)\left(\frac{Q}{R}\right)\left(\frac{T2}{T}\right)^{\frac{2}{3}}\left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3.0s \end{cases}$$

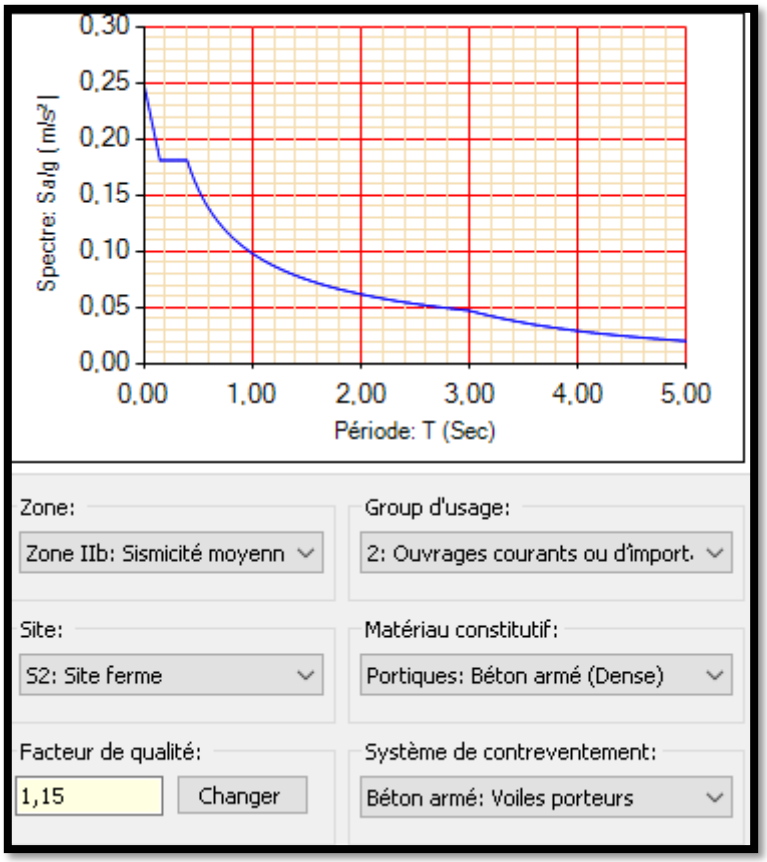


Figure IV.5 : Spectre de réponse

a. Coefficient d'accélération A :[RPA V 2003 Tab.4.1]

A : est en fonction de la zone ainsi que le groupe d'usage, pour notre ouvrage on a : (zone IIb , groupe 2) ⇒ A=0.20

b. facteur de correction d'amortissement η : [RPA : Tab.4.2]

$\eta = \sqrt{7/(2+\xi)} \geq 0.7 \Rightarrow \eta = 0.882$

c. coefficient de comportement R : [RPA V 2003 : Tab.4.3]

Les voiles de notre bâtiment reprennent plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales, ce qui nous oblige de considérer que les sollicitations horizontales est reprisent uniquement par les voiles. Donc : R=3.5

d. facteur de qualité Q : [RPA v 2003 : Tab.4.4]

La valeur de Q est déterminée par la formule suivante :

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

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

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

Critère	*Suivant X*		*Suivant Y*	
	Observé	***Valeur***	***observé***	***valeur***
Conditions minimales sur les files de contreventement	OUI	0	OUI	0
Redondance en plan	OUI	0	OUI	0
Régularité en plan	NON	0.05	NON	0.05
Régularité en élévation	NON	0.05	NON	0.05
Contrôle de la qualité des matériaux	NON	0.05	NON	0.05
Contrôle de la qualité de l'exécution	OUI	0	OUI	0

En récapitulant les résultats on trouve :

Q_X =1+0.15=1.15

Q_Y =1+0.15=1.15

e. périodes caractéristiques :[RPA V 2003 Tab4.7]

T_1=0.15s

T_2= 0.5s

} Site S3

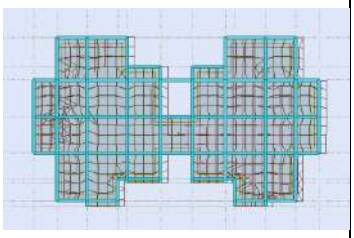
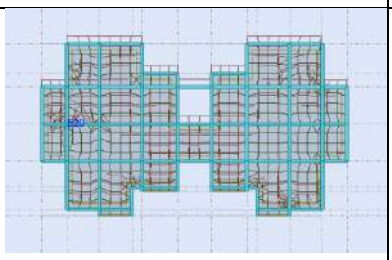
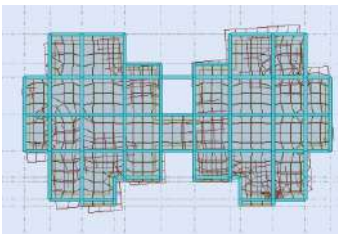
IV.4. Résultats de l'analyse dynamique

Communément aux deux méthodes de calcul (statique et dynamique), le RPA2003 exige les vérifications suivantes :

IV.4.1. Analyse modale

IV.4.1.1.Comportement modal

Tableau IV. 5 : Vérification de comportement

Modes	Masse modale Ux (%)	Masse modale Uy (%)	Masse modale Uz (%)
Mode 1	63.60	0.04	0
Mode 2	0.04	64.97	0
Mode 3	0.36	0	0
Image			
Nature	translation suivant l'axe X	translation suivant l'axe Y	Rotation suivant l'axe Z

IV.4.1.2. Participation massique

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

Tableau IV.6 : Comportement jusqu'à mode retenu

Mode N°	Période (s)	Cumulées des masses modales effectives (%)		
		U_X	U_Y	R_Z
1	0.53	63.60	0.04	0.00
2	0.45	63.64	65.01	0.00
3	0.32	64	65.01	0.00

4	0.14	81.56	65.03	0.00
5	0.13	81.58	83.13	0.00
6	0.09	81.63	83.13	0.00
7	0.08	81.63	83.58	0.00
8	0.07	89.73	83.58	0.00
9	0.07	89.74	91.85	0.00
10	0.06	89.74	91.91	0.00
11	0.05	89.74	91.91	0.00
12	0.05	93.54	91.91	0.00

La structure a été dissipé de 90 % de l'énergie stockée au 12 modes avec un temps égale à « T=0.05 sec »

IV.4.1.3. Analyse statique et dynamique

IV.4.1.3.1. Stabilité de la structure

a)Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul : (RPA2003 « Art4.3.6 »).

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

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

- **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 :

$$\mathbf{V_x} = \frac{\mathbf{A} * \mathbf{Dx} * \mathbf{Qx}}{\boldsymbol{R}} \boldsymbol{W} \qquad \mathbf{V_y} = \frac{\mathbf{A} * \mathbf{Dy} * \mathbf{Qy}}{\boldsymbol{R}} \boldsymbol{W}$$

Avec :

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

D : Facteur d'amplification dynamique moyen

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \le T \le T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \le T \le 3\text{sec} \\ 2.5\eta \left(\frac{T2}{3}\right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & T \ge 3 \text{ sec} \end{cases}$$

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

η: Facteur de correction d'amortissement.

$\eta = \sqrt{7/(2+\xi)} \ge 0.7 \Rightarrow \eta = 0.882$

T : Période fondamentale suivant les deux directions :

$T = C_T h_N^{3/4}$ [Art 4.5. RPA99 v 2003]

$T = 0.075(25.84)^{3/4} = 0.859$ s

⇒Dx = 1.53 , Dy =1.53

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

Q : Facteur de qualité. Qx = Qy = 1.15

W : Poids total de la structure.

W= $\sum_{i=1}^{n} Wi$ avec $Wi = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$, $\beta = 0.2$, W= 48868,47 KN

Tableau IV.7 : Les valeurs de la force sismique

A	Dx	Dy	R	Qx	Qy	W (KN)	Vx(KN)	Vy(KN)
0.20	1.533	1.533	3.5	1.15	1.15	48868,47	4923,01	4923,01

Les valeurs de la force sismique donnés par la fonction spectrale qu'on les a calculés par le logiciel « ROBOT V 2014 » sont :

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

	V(KN)	Vt (KN)	Vt /V	Vt /V≥ 0.8
X	4923,01	5618.92	1.14	CV
Y	4923,01	5948.91	1.20	CV

b) Vérification de la stabilité au renversement :

Le moment de renversement égale à :

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

Avec :

Fix, Fiy: Les forces distribuées à chaque niveau suivant x et y.

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

Le moment de stabilité égale à :

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

Avec :

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

Wi : La masse du plancher de chaque niveau.

- **Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur :[**Art4.2.2 RPA V 2003]

$$Fi = \frac{Wihi}{\sum_{j=1}^{n} Wjhj}(v - Ft)$$

$$Ft = \begin{cases} 0.07TV \leq 0.25V & T \geq 0.7s \\ 0 & T < 0.7s \end{cases}$$

$$F_{ix} = \frac{Wihi}{\sum_{j=1}^{n} Wjhj}(v - F_{tx}) \;,\quad F_{iy} = \frac{Wihi}{\sum_{j=1}^{n} Wjhj}(v - F_{ty})$$

Tableau IV.9 : Forces sismiques selon la hauteur suivant X et Y

hi (m)	Wi (KN)	Wi hi	Fix	Fiy	MRx	MRy	MSx	MSy
3.23	3950.48	12760.05	118.99	118.99	384.32	384.32	59731.26	33934.62
6.46	3318.23	21435.77	199.88	129.69	1291.25	839.54	49939.36	28769.05
9.69	4115.97	39883.75	371.91	241.31	3603.79	2338.29	62109.99	35808.94
12.92	3951.15	51048.86	476.02	308.86	6150.19	3990.47	59583.34	34454.03
16.15	3951.15	63811.07	595.03	595.03	9609.67	9609.73	59583.34	34454.03
19.38	3945.09	76455.84	712.61	712.61	13816.70	13810.38	59570.86	34401.18
22.61	3379.96	76420.90	712.94	712.94	16112.12	16119.57	51037.40	29540.85
25.84	3860.83	99763	930.28	930.28	24038.40	24038.44	58298.53	33859.48
SOMME		329211.71	/	/	63576.89	63578.12	2896662.48	166826.12

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

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

$$\frac{M_{Sx}}{M_{Rx}} = \frac{289662.48}{63576.89} = 4.5 \geq 1.5 \text{ CV}$$

$$\frac{M_{Sy}}{M_{Ry}} = \frac{166826.12}{63578.12} = 2.62 \geq 1.5 \text{ CV}$$

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

c) Vérification des déplacements inter-étage :[RPA2003 « Art 4.4.3 »]

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

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

Avec :

δ_k: Déplacement dû au force sismique.

R : Coefficient de comportement.

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

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

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

$$\Delta_{adm} = 0.01\ \mathbf{he}$$

Avec :

he: La hauteur d'étage k

Tableau VI.10 : Vérification des déplacements inter-étage suivant X.

Niveau (m)	**δ_e (cm)**	**$\delta_k = R.\ \delta_e$ (cm)**	**$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$ (cm)**	**$0{,}01.h_e$ (cm)**	**$\Delta_k \leq 0{,}01.h_e$**
3.23	0.09	0.31	0.10	3.23	CV
6.46	0.26	0.91	0.55	3.23	CV
9.69	0.49	1.71	0.76	3.23	CV
12.92	0.76	2.66	0.91	3.23	CV
16.15	1.03	3.60	0.97	3.23	CV
19.38	1.29	4.51	0.97	3.23	CV
22.61	1.67	5.84	0.95	3.23	CV
25.84	1.70	5.95	0.90	3.23	CV

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

Niveau (m)	δ_e (cm)	$\delta_k = R.\ \delta_e$ (cm)	$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$ (cm)	$0{,}01.h_e$ (cm)	$\Delta_k \leq 0{,}01.h_e$
3.23	0.05	0.17	0.12	3.23	CV
6.46	0.16	0.56	0.42	3.23	CV
9.69	0.30	1.05	0.57	3.23	CV
12.92	0.46	1.61	0.67	3.23	CV
16.15	0.63	2.20	0.71	3.23	CV
19.38	0.81	2.83	0.71	3.23	CV
22.61	0.97	3.39	0.70	3.23	CV
25.84	1.06	3.71	0.67	3.23	CV

- **Commentaire**

Les déplacements inter-étage sont inférieurs au déplacement admissible dans les deux directions.

d) Vérification vis à vis de l'effet P-Δ

Les effets du 2 éme 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 ".

Tableau VI.12 : Vérification de l'effet P-Δ.

Niveau (m)	P_k *(kN)*	Δ_{kx} *(cm)*	Δ_{ky} *(cm)*	V_{kx} *(kN)*	V_{ky} *(kN)*	θ_{kx}	θ_{ky}	$\theta \leq 0.1$
3.23	3761.79	0.10	0.12	118.99	118.99	0.009	0.011	CV
6.46	3199.46	0.55	0.42	318.87	248.68	0.008	0.008	CV
9.69	2726.62	0.76	0.57	690.78	489.99	0.003	0.0032	CV
12.92	2231.55	0.91	0.67	1166.8	798.85	0.001	0.001	CV
16.15	1745.09	0.97	0.71	595.03	595.03	0.001	0.0064	CV
19.38	1258.71	0.97	0.71	1307.64	1307.64	0.0005	0.0010	CV
22.61	7765.42	0.95	0.70	2020.58	2020.58	0.002	0.0027	CV
25.84	4784.47	0.90	0.67	2950.86	2950.86	0.001	0.001	CV

IV.4.1.3.2. Résistance des éléments

a) Vérification de cisaillement des éléments

- **Les poutres**

Selon CBA93 [Art A.5.1]. On doit vérifier que : $\tau \leq \bar{\tau}$ $\quad \tau = \frac{Vu}{b0 \,.d}$

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

$$\bar{\tau} = \text{Min}\left[0{,}15 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b};\ 4\ \text{Mpa}\right] \text{Fissuration préjudiciable.}$$

Tableau IV.13: Vérification de cisaillement des poutres

Eléments	Section (cm²)	V_u (kN)	Combinaison	Type de Fissuration	τ (MPa)	$\bar{\tau}$ (MPa)	$\tau \leq \bar{\tau}$
Poutres principales	30*40	129.34	1.35G+1.5Q	Fissuration peu nuisible	1.15	3,33	Vérifiée
Poutres secondaires	30×35	110.32	G+Q-Vty	Fissuration préjudiciable	1,34	2,50	Vérifiée

➢ **Commentaire :**

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

- **Les poteaux**

D'appris **(RPA2003 « Art 3.4.b »).** On considère que les portiques ne reprennent que les charges verticales. Toute fois, en zone sismique IIb et III, il y a lieu de vérifier les portiques sous un effort horizontal représentant 25% de l'effort horizontal global.

$$\bar{\tau} = \rho \times \mathbf{F_{c28}}\text{ro} = \begin{cases} 0{,}075 & \text{si } \lambda \geq 5 \\ 0{,}040 & \text{si } \lambda < 5 \end{cases} \boldsymbol{\lambda} = \frac{\mathbf{L_f}}{\mathbf{i}} = \frac{\mathbf{0{,}7 \times L}}{(\mathbf{b}/\sqrt{\mathbf{12}})}$$

Tableau IV.14: Vérification de cisaillement des Poteaux

Section(cm²)	L(m)	Combinaison	$\mathbf{V_u(kN)}$	$\boldsymbol{\tau}$**(MPa)**	$\bar{\boldsymbol{\tau}}$**(MPa)**	$\boldsymbol{\tau \leq \bar{\tau}}$
Poteau 35×35	1.02	G+Q-V_{ty}	56.32	0,375	1,875	Vérifiée
Poteau 40×40	1.02	G+Q-V_{ty}	66.04	0,345	1,875	Vérifiée
Poteau 45×45	1.02	G+Q+V_{ty}	85,95	0,362	1	Vérifiée

➢ **Commentaire :**

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

➢ **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.15: Vérification de cisaillement des voiles suivant X

Type des voiles	B (cm)	L (m)	$\|V_{max}\|$ (kN)	Combinaison	τMax (MPa)	$\bar{\tau}$ (MPa)	$\tau \leq \bar{\tau}$
De contreventement	20	4	1500.16	G+Q+Vtx	2.916	5	Vérifiée
Périphériques	20	4	1438.03	G+Q-Vty	2.796	5	Vérifiée

Tableau IV.16: Vérification de cisaillement des voiles suivant Y

Type des voiles	B (cm)	L (m)	$\|V_{max}\|$ (kN)	Combinaison	τMax (MPa)	$\bar{\tau}$ (MPa)	$\tau \leq \bar{\tau}$
De contreventement	20	4	1500.16	G+Q+Vtx	2.916	5	Vérifiée
Périphériques	20	4	1438.03	G+Q-Vty	2.796	5	Vérifiée

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

On doit vérifier que : $\nu = \frac{N_d}{B_c f_{c28}} \leq 0.3$

N_d : Effort normal réduit

B_c : Section brute du béton

Tableau VI.17 :Vérification de l'effort normal réduit.

Section (cm^2)	*Combinaison*	$N_d(kN)$	$B_c(cm^2)$	ν	$\nu \leq 0.3$
Pot 35*35	G+Q-Ey	400.92	1225	0.13	**CV**
Pot40*40	G+Q-Ey	677.24	1600	0.17	**CV**
Pot45*45	G+Q-Ey	966.34	2025	0.19	**CV**

- **Conclusion :**

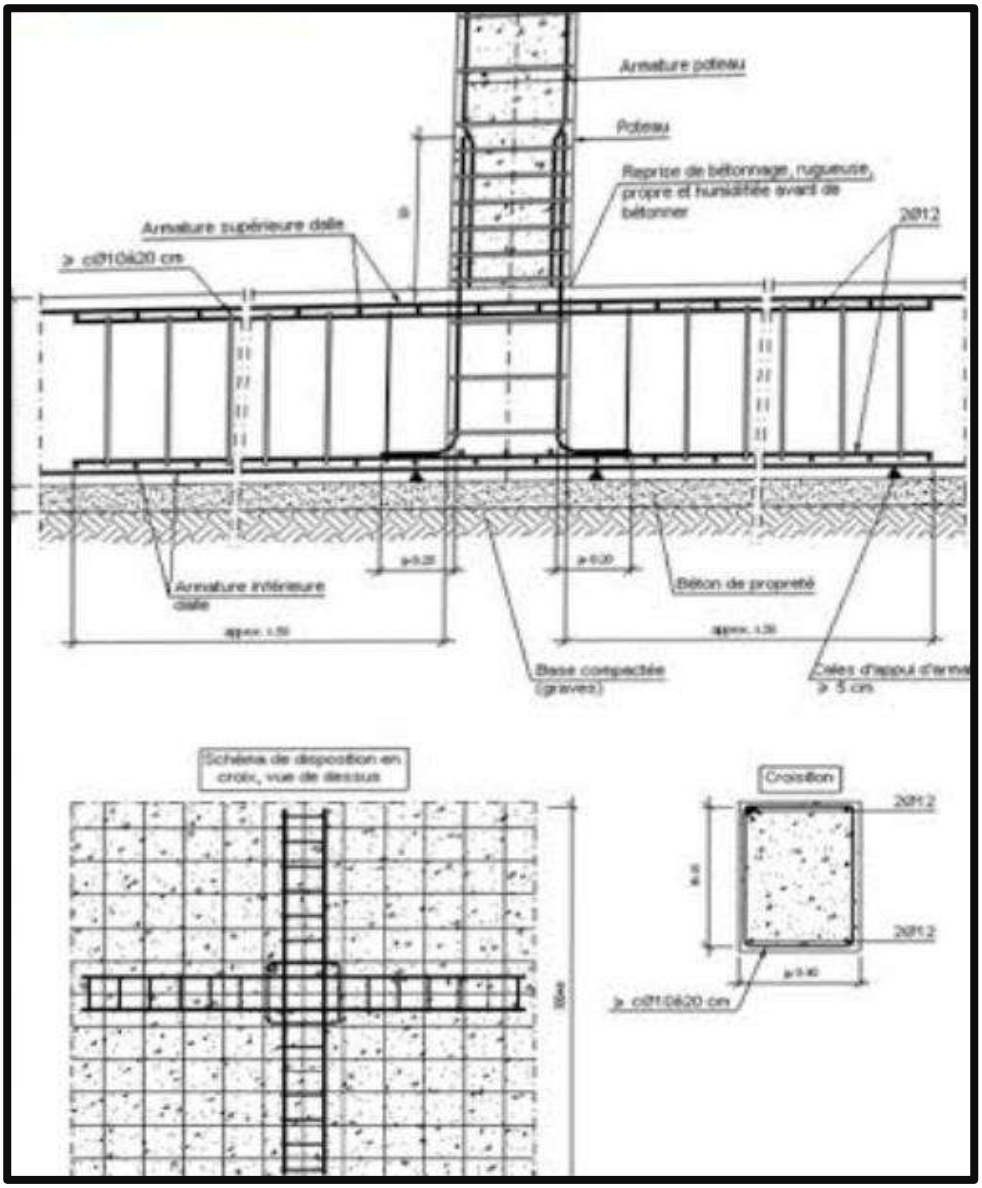
Les dimensions finales à prendre sont récapitulées dans le tableau suivant :

Tableau IV.18: Dimensions finales des éléments

Eléments		Section	Eléments	Section
Voile de contreventement		20xL	**Poutres principales**	30x40
Poteau	4émé ,5émé, 6éme étage	35x35	**Poutres secondaires**	30x35
	2émé, 3éme étage	40x40		
	S-sol ,RDC, 1er étage	45x45		

CHAPITRE V

[Ferraillage des éléments structuraux]



V.1. Introduction :

Le ferraillage des éléments résistants devra être conforme aux règlements en vigueur en l'occurrence le CBA93 et RPA 99 version 2003.

Les combinaisons sont en fonction du type de sollicitation, nous distinguons les différentes combinaisons suivantes :

- Les combinaisons données par les règles du CBA 93 :
  - ✓ **E.L.U :** 1,35G +1,5Q
  - ✓ **E.L.S :** G + Q

- Les combinaisons données par les règles du RPA99 version 2003 :
  - ✓ G +Q ± Ed
  - ✓ 0,8 G ± Ed

Avec :

G : charges permanentes.

Q : charges d'exploitations.

Ed : charges sismiques.

Dans notre cas, on a les combinaisons suivantes :

- **ELU :**
  - ✓ 1,35G +1,5Q
  - ✓ G +Q ± Edx
  - ✓ G +Q ± Edy
- **ELS :**
  - ✓ G + Q
  - ✓ 0,8 G ± Edx
  - ✓ 0,8 G ± Edy

V.2. Ferraillage des poutres :

V.2.1. Introduction :

Les poutres sont ferraillées en flexion simple à l'état limite ultime de résistance, sous l'effet des moments les plus défavorables.

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

Tableau V.1. Les données de calcul

Situation durable		Situation accidentelle	
Béton	Acier	Béton	Acier
γ_b =1,5	γ_s =1,15	γ_b = 1, 15	γ_s =1,00
σ_b = 25 **Mpa**	FeE 400	σ_b =25 Mpa	FeE 400
$\overline{\sigma_b}$ =14,2 **Mpa**	$\sigma_s = 348$ Mpa	$\overline{\sigma_b}$ =18,48 Mpa	$\sigma_s = 400$ Mpa

V.2.1. Recommendations duRPA99

V.2.1.1.Armatures longitudinales

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux pour toute la poutre est de 0,5%en toute section.[**Art7. 5. 2. 1**]

- $Asmin$ = 0.5% (b x h) = 0.005x (30x40) = **6cm2**
- $Asmin$= 0.5% (b x h) = 0.005x (30x35) = **5.25 cm2**
  Le pourcentage maximum des aciers longitudinaux est de:
- 4%en Zone courante.
- 6%en Zone nodale.
- **Poutre principales de section(30x40)**

$$\begin{cases} \text{4\% en zone courante} & \begin{cases} ASmax = 0.04 \text{ x}(30 \text{ x } 40) = 48cm2 \end{cases} \\ \text{6\% en zone nodale} & \begin{cases} ASmax = 0.06 \text{ x}(30 \text{ x } 40) = 72cm2 \end{cases} \end{cases}$$

- **Poutre de section (30x35)**

$$\begin{cases} \text{4\% en zone courante} & \begin{cases} ASmax = 0.04 \text{ x}(30 \text{ x } 35) = 42cm2 \end{cases} \\ \text{6\% en zone nodale} & \begin{cases} ASmax = 0.06 \text{ x}(30 \text{ x } 35) = 63cm2 \end{cases} \end{cases}$$

A. Poutre principale :

A.1 Calcul de Ferraillage de Poutre principale à l'ELU ou l'ELACC :

Tableau. V.2. Calcul des sections d'armatures de la poutre principale

Poutre principale		Sollicitations			Sections d'armatures calculées			
B	**H**	**N°**	**M travée**	**M appui**	**As1**	**As2**	**A's1**	**A's2**
[cm]	[cm]		[KN.m]	[KN.m]	[cm^2]	[cm^2]	[cm^2]	[cm^2]
30	40	873	0.8+Edx	-108.093	/	/	0.00	7.94
		518	53.293	G+Q+Edy	3.74	0.00	/	/

Tableau. V.3. Sections d'armatures choisies de la poutre principale

Poutre principale				Sections d'armatures longitudinales choisies			
B	**h**	A_{min}		**As1**	**As2**	**A's1**	**A's2**
[cm]	[cm]	[cm^2]		[cm^2]	[cm^2]	[cm^2]	[cm^2]
30	40	6.00		3HA 14	3HA14	3HA14	3HA12+ 3 ch HA14
				4,62	4,62	4,62	8,01

Section minimale :

A_{min} =0.5%*b*h (cm^2) ……..RPA2003 Art.7.5.2.1

Section tendu At_{min} =0.10%*b*h (cm2) …….CBA93 Art.B.6.4

A.2. Vérification des contraintes normales à L'ELS –CBA93 Art.A.4.5.3 :

Combinaison : **G+Q** ;

Tableau .V.4. Vérification des contraintes normales à l'ELS de la poutre principale

Sollicitation à l'ELS(**kN. m**)		Contraintes en travée (MPa)			Contraintes en appui (MPa)			Contraintes admissible (MPa)		vérification
$\mathbf{M_{tmax}}$	M_{amax}	σ_b	σ_s	σ'_s	σ_b	σ_s	σ'_s	$\overline{\sigma_b}$	$\overline{\sigma_s}$	
	-51.01	**T.F :**peu nuisible			7.67	188.8	74.8	15	400	Vérifiée
29.69		5.46	185.8	109,5	T.F : peu nuisible			15	400	Vérifiée

Commentaire :

Les armatures déterminées conviennent.

A. 3. Vérification des contraintes tangentielles de cisaillement à L'ELU ou L'ELACC :

Contrainte d'admissibles-CBA93 [Art.A.5.1.2.1.1] :

Fissuration peu préjudiciable : $\rightarrow \tau_u \leq \overline{\tau_u} = \min(0.20.F_{C28}/ \gamma_b ; 5\ MPa)$

$\begin{cases} \text{Fissuration préjudiciable:} \\ \text{Fissuration très Fissuration:} \end{cases} \rightarrow \tau_u \leq \overline{\tau_u} = \min(0.15.F_{C28}/ \gamma_b ; 4\ MPa$ **Combinaison** : ELU

Tf : peu nuisible

Tableau.V.5.Vérification de la contrainte de cisaillement à ELU

Elément		CBA93		RPA99			$S_{tadopté}$(cm)		**$A_{tchoisie}$**(cm^2)
Section	**τ_u** (MPa)	S_t (cm)	A_t (cm^2)	S (ZN) (cm)	S' (ZC) (cm)	A_t (cm^2)	S (ZN) (cm)	S' (ZC) (cm)	
PP(30 x40)	0.89	33.3	1	10	20	1.8	10	15	**4**HA**8= 2.01**

V.2.5. Vérification de la flèche

Il n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche si les poutres considérées répondent aux conditions suivantesdansl'**annexe7**

TableauV.6.Vérification de la flèche des poutres principales.

Section	1ere condition			2eme condition			3eme condition		
	$\frac{h}{L}$	$\frac{1}{16}$	$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$	$\frac{h}{L}$	$\frac{Mt}{10M_0}$	$\frac{h}{L} \geq \frac{Mt}{10M_0}$	$\frac{A}{b_0*d}$	$\frac{4.2}{f_e}$	$\frac{A4.2}{b_0*d}$
PP (30x40)	0.15	0.063	Vérifiée	0.15	0.075	Vérifiée	0.004	0.011	Vérifiée

V.2.6. Schémas des armatures des poutres

Les Poutres principales

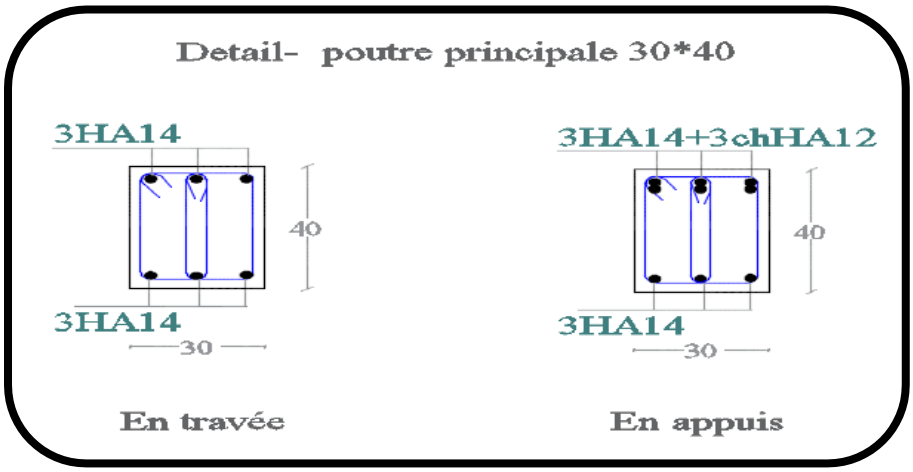


Figure V.1. Disposition des armatures des poutres principales(30x40)

B. Poutre secondaire :

B.1 Calcul de Ferraillage de Poutre secondaire à l'ELU ou l'ELACC :

Tableau. V.7. Calcul des sections d'armatures de la poutre secondaire01

Poutre secondaire 01		Sollicitations			Sections d'armatures calculées			
B	**H**	**N°**	**M appui-**	**M appui+**	**As1**	**As2**	**A's1**	**A's2**
[cm]	[cm]		[KN.m]	[KN.m]	[cm^2]	[cm^2]	[cm^2]	[cm^2]
30	35	986	0.8G+Edx	-86.009	/	/	0.00	7.35
		986	72.924	G+Q+Edx	7.35	0.00	/	/

Tableau. V.8. Calcul des sections d'armatures de la poutre secondaire02

Poutre secondaire 02		Sollicitations			Sections d'armatures calculées			
B	**H**	**N°**	**M appui-**	**M appui+**	**As1**	**As2**	**A's1**	**A's2**
[cm]	[cm]		[KN.m]	[KN.m]	[cm^2]	[cm^2]	[cm^2]	[cm^2]
30	35	989	0.8G+Edx	-145.236	/	/	0.00	13.44
		989	120.218	G+Q-Edx	10.73	0.00	/	/

Tableau. V.9. Sections d'armatures choisies de la poutre secondaire01

Poutre secondaire				Sections d'armatures longitudinales choisies			
B	**h**	A_{min}		**As1**	**As2**	**A's1**	**A's2**
[cm]	[cm]	[cm^2]		[cm^2]	[cm^2]	[cm^2]	[cm^2]
30	35	5,25		4HA12+2HA14	4 HA12	4HA12	4HA12+2HA14
				7,61	4,52	4,52	7,61

Tableau. V.10. Sections d'armatures choisies de la poutre secondaire02

Poutre secondaire				Sections d'armatures longitudinales choisies			
B	**h**	A_{min}		**As1**	**As2**	**A's1**	**A's2**
[cm]	[cm]	[cm^2]		[cm^2]	[cm^2]	[cm^2]	[cm^2]
30	35	5,25		4HA16+2HA14	4HA16	4HA16	4HA16+4HA14
				11,12	8,04	8,04	14,19

Section minimale :

A_{min} =0.5%*b*h (cm²) ……RPA2003 Art.7.5.2.1

Section tendu At_{min} =0.10%*b*h (cm2) …….CBA93 Art.B.6.4

B.2. Vérification des contraintes normales à L'ELS –CBA93 Art.A.4.5.3 :

Combinaison : **G+Q** ;

Tableau .V.11. Vérification des contraintes normales à l'ELS de la poutre secondaire01.

Sollicitation à l'ELS(**kN. m**)		Contraintes en travée (MPa)			Contraintes en appui (MPa)			Contraintes admissible (MPa)		vérification
$\mathbf{M_{tmax}}$	M_{amax}	σ_b	σ_s	σ'_s	σ_b	σ_s	σ'_s	$\overline{\sigma_b}$	$\overline{\sigma_s}$	
	-32.90	**T.F :**peu nuisible			5.2	148.7	60	15	400	Vérifiée
20.31		3.2	91.8	37	T.F : peu nuisible			15	400	Vérifiée

Tableau .V.12. Vérification des contraintes normales à l'ELS de la poutre secondaire02.

Sollicitation à l'ELS(**kN. m**)		Contraintes en travée (MPa)			Contraintes en appui (MPa)			Contraintes admissible (MPa)		Vérification
$\mathbf{M_{tmax}}$	M_{amax}	σ_b	σ_s	σ'_s	σ_b	σ_s	σ'_s	$\overline{\sigma_b}$	$\overline{\sigma_s}$	
	-32.90	**T.F :**peu nuisible			3.80	81	46 .7	15	400	Vérifiée
20.31		2.51	63.1	30.1	T.F : peu nuisible			15	400	Vérifiée

Commentaire :

Les armatures déterminées conviennent.

V.2.4. Calcul des armatures transversales

Les valeurs des sections d'armatures transversales(A_t) ainsi que leurs espacements (S_t) pour chaque poutre sont résumés dans le tableau suivant voir**annexe9** :

TableauV.13.Calcul des armatures transversales et leur espacement

Elément		CBA93		RPA99			$S_{tadopté}$(cm)		$A_{tchoisie}$(cm^2)
Section	τ_u (MPa)	S_t (cm)	A_t (cm^2)	S (ZN) (cm)	S' (ZC) (cm)	A_t (cm^2)	S (ZN) (cm)	S' (ZC) (cm)	
PS (30x35)	0.73	28.8	0.864	8.75	17.5	1.57	10	15	**4HA8= 2.01**
PS (30x35)	1.1	28.8	0.864	8.75	17.5	1.57	10	15	**4HA8= 2.01**

V.2.5. Vérification de la flèche

Il n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèches iles poutres considérées répondent aux conditions suivantesdansl'**annexe7.**

Tableau V.14Vérification de la flèche des poutres.

Section	1ere condition			2eme condition			3eme condition		
	$\frac{h}{L}$	$\frac{1}{16}$	$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$	$\frac{h}{L}$	$\frac{Mt}{10M_0}$	$\frac{h}{L} \geq \frac{Mt}{10M_0}$	$\frac{A}{b_0*d}$	$\frac{4.2}{f_e}$	$\frac{A}{b_0*d} \leq \frac{4.2}{f_e}$
PS01 (30x35)	0.094	0.063	Vérifiée	0.094	0.075	Vérifiée	0.007	0.011	Vérifiée
PS02 (30x35)	0.125	0.063	Vérifiée	0.125	0.075	Vérifiée	0.009	0.011	Vérifiée

V.2.6. Schémas des armatures des poutres

Les Poutres secondaires

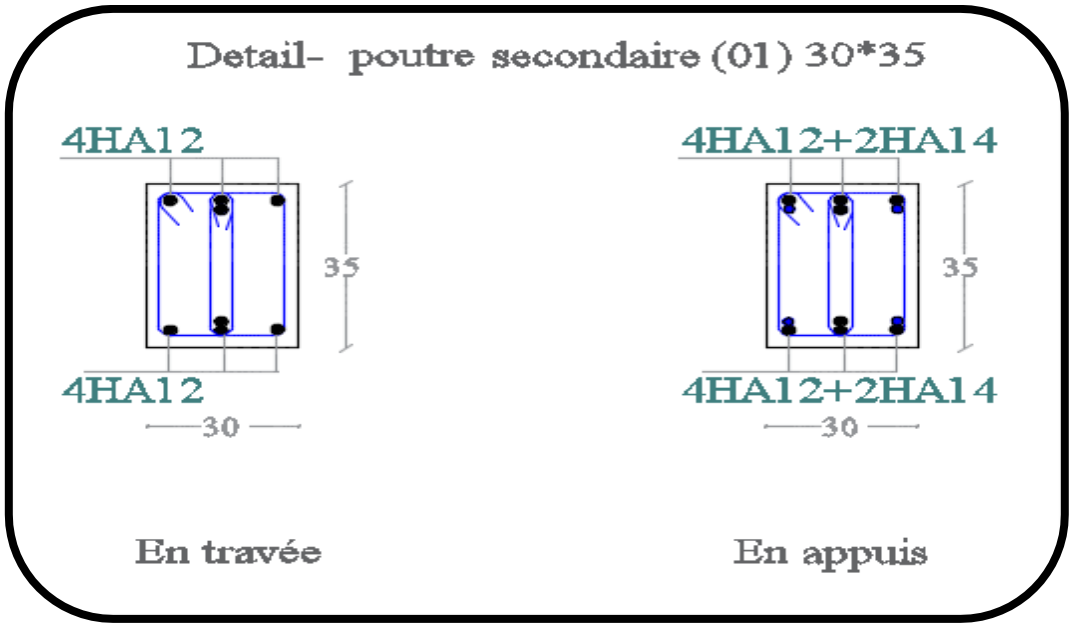


Figure V.2. Disposition des armatures des poutres secondaires01.

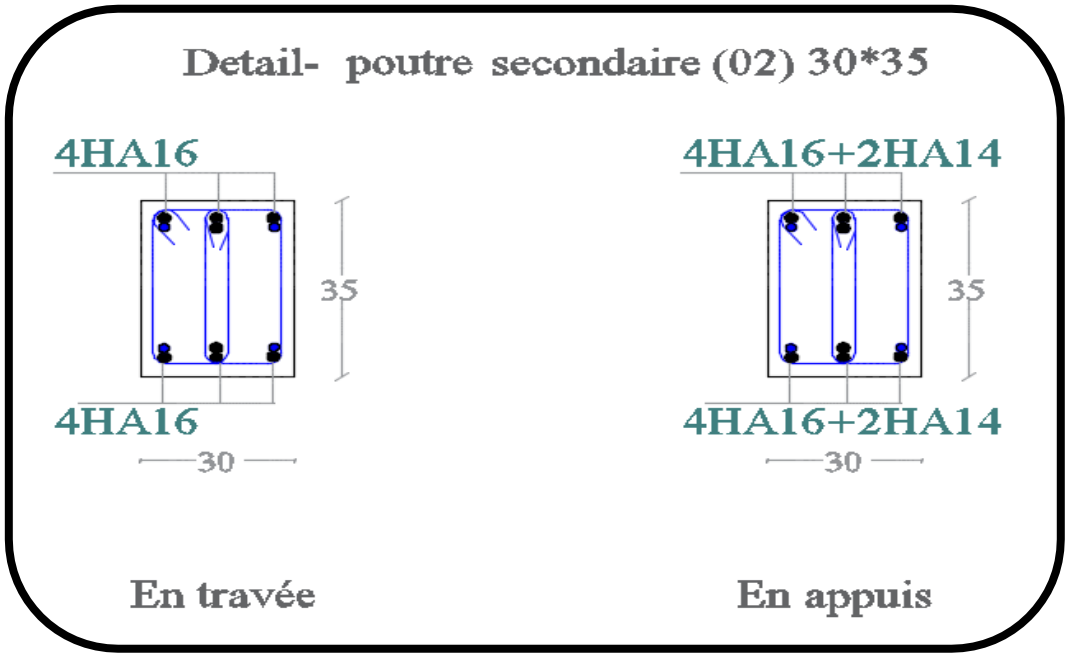


Figure V.3. Disposition des armatures des poutres secondaires02.

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 :

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

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

Selon le 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 :

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

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

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

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

h_e : la hauteur d'étage.

V.3.1.2 Sollicitations extrêmes pour le ferraillage :

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

- $N_{max}\ et\ M_{x\ correspendant}\ et\ et\ M_{y\ correspendant}$
- $N_{min}\ et\ M_{x\ correspendent}\ et\ et\ M_{y\ correspendant}$
- $M_{x\ max}\ et\ et\ M_{y\ correspendant}\ et\ N_{correspendent}$
- $M_{y\ max}\ et\ et\ M_{x\ correspendant}\ et\ N_{correspendent}$

Remarque :

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

Tableau V.15.Ferraillage des poteaux à l'ELU ou ACC

Etage	Section	cas	combinaisons	N (kN)	M (kN.m)	A (cm^2)	Amin (cm^2)	Achoisi (cm^2)
Sous sol	PT 45x45	Nmax -->Mcorr	1,35G+1,5Q	-459,977	6,5368	0	18.23	12HA14= 18,47
	PT 45x45	Mmax --> Ncorr	1,35G+1,5Q	-1212,871	-37,0483	0		
	PT 45x45	Nmin --> Mcorr	1,35G+1,5Q	-1420,517	-3,648	0		
RDC	PT 45x45	Nmax --> Mcorr	1,35G+1,5Q	198,021	52,4686	5,78	18.23	12HA14= 18,47
	PT 45x45	Mmax --> Ncorr	1,35G+1,5Q	-954,597	-89,6207	0		
	PT 45x45	Nmin --> Mcorr	1,35G+1,5Q	1217,082	1,1514	0		
1ere	PT 45x45	Nmax --> Mcorr	1,35G+1,5Q	1100.16	11,40	7,2	18,23	12HA14= 18,47
	PT 45x45	Mmax --> Ncorr	1,35G+1,5Q	-4446,91	2,56	11,4		
	PT 45x45	Nmin --> Mcorr	1,35G+1,5Q	589,52	84,38	7,2		
2eme	PT40x40	Nmax --Mcorr	1,35G+1,5Q	740,543	3,5004	9,51	14,40	4HA14+ 8HA12= 15,21
	PT40x40	Mmax --Ncorr	1,35G+1,5Q	-823,484	-56,3158	0		
	PT40x40	Nmin --Mcorr	1,35G+1,5Q	-1022,719	1,4765	0		
3eme	PT 40x40	Nmax --Mcorr	1,35G+1,5Q	170,206	83,7284	8,07	14,40	4HA14+ 8HA12= 15,21
	PT 40x40	Mmax --> Ncorr	1,35G+1,5Q	84,274	86,9582	7,21		
	PT 40x40	Nmin --> Mcorr	1,35G+1,5Q	-840,061	3,1845	0		
4eme	PT 40x40	Nmax --> Mcorr	1,35G+1,5Q	245	62,82	0		4HA14+ 8HA12= 15,21
	PT 40x40	Mmax --> Ncorr	1,35G+1,5Q	-1111,6	37,25	0		
	PT 40x40	Nmin --> Mcorr	1,35G+1,5Q	-454,8	126	0		
5eme	PT 35x35	Nmax --> Mcorr	1,35G+1,5Q	132,645	68,212	7,3	11,03	12HA12= 13,57
	PT 35x35	Mmax --> Ncorr	1,35G+1,5Q	65,743	70,8931	6,69		
	PT 35x35	Nmin --> Mcorr	1,35G+1,5Q	-662,739	3,0996	0		
6eme	PT 35x35	Nmax --> Mcorr	1,35G+1,5Q	169,761	7,0338	2,73	11,03	12HA12= 13,57
	PT 35x35	Mmax --> Ncorr	1,35G+1,5Q	43,175	89,4017	8,06		
	PT 35x35	Nmin --> Mcorr	1,35G+1,5Q	-493,72	4,7485	0		

V.3.1.3 Vérification des contraintes à l'ELS

$\overline{\sigma_b}$=15 MPa ; $\overline{\sigma_s} = 201.63\ MPa$

Tableau V.16*Vérification des contraintes à l'ELS.*

Etage	N°	Section	Cas	Combinaisons	N (kN)	Mx (kN.m)	My (kN.m)	σb (MPa)	σs (MPa)	σs' (MPa)	$\overline{\sigma b}$ (Mpa)	$\overline{\sigma s}$ (Mpa)
Sous-sol+ RDC +1ere	267	PT 45x45	Nmax --> Mcorr	G+Q	-253,56	-7,67	-1,19	1,88	0.00	26,8	15	400
	257	PT 45x45	Mmax --> Ncorr	G+Q	26,19	-846,77	3,07	6,31	0.00	27,9		201.63
	222	PT 45x45	Nmin --> Mcorr	G+Q	-887,14	-8,02	0,83	5,5	0.00	79,6		
2eme +3eme 4eme	295	PT 40x40	Nmax --> Mcorr	G+Q	-179,99	-10,72	-4,46	2,19	0.00	**0**	15	400
	256	PT 40x40	Mmax --> Ncorr	G+Q	-25,40	-517,13	-2,24	6,02		0		201.63
	341	PT 40x40	Nmin --> Mcorr	G+Q	-612,46	-12,03	2,31	5,39	0.00	76,7		
5eme + 6eme étage	291	PT 35x35	Nmax --> Mcorr	G+Q	-48,72	-0,58	-7,47	0,53	0.00	7,56	15	400
	213	PT 35x35	Mmax --> Ncorr	G+Q	-23,67	-309,96	-3,34	5,87	0.00	0		201.63
	335	PT 35x35	Nmin --> Mcorr	G+Q	-360,21	-13,37	3,45	5,04	0.00	69,8		

V.3.2 Armatures transversales :

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule donnée par le RPA2003 « Art 7.4.2.2 » :

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

T_u : Effort tranchant.

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

2.50 si : $\lambda \geq 5$

3.75 si : $\lambda < 5$

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

t : est l'espacement des armatures transversales

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

$\emptyset_l$: Diamètre minimal des armatures longitudinales.

h_1 : Hauteur totale de la section brute.

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

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

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

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

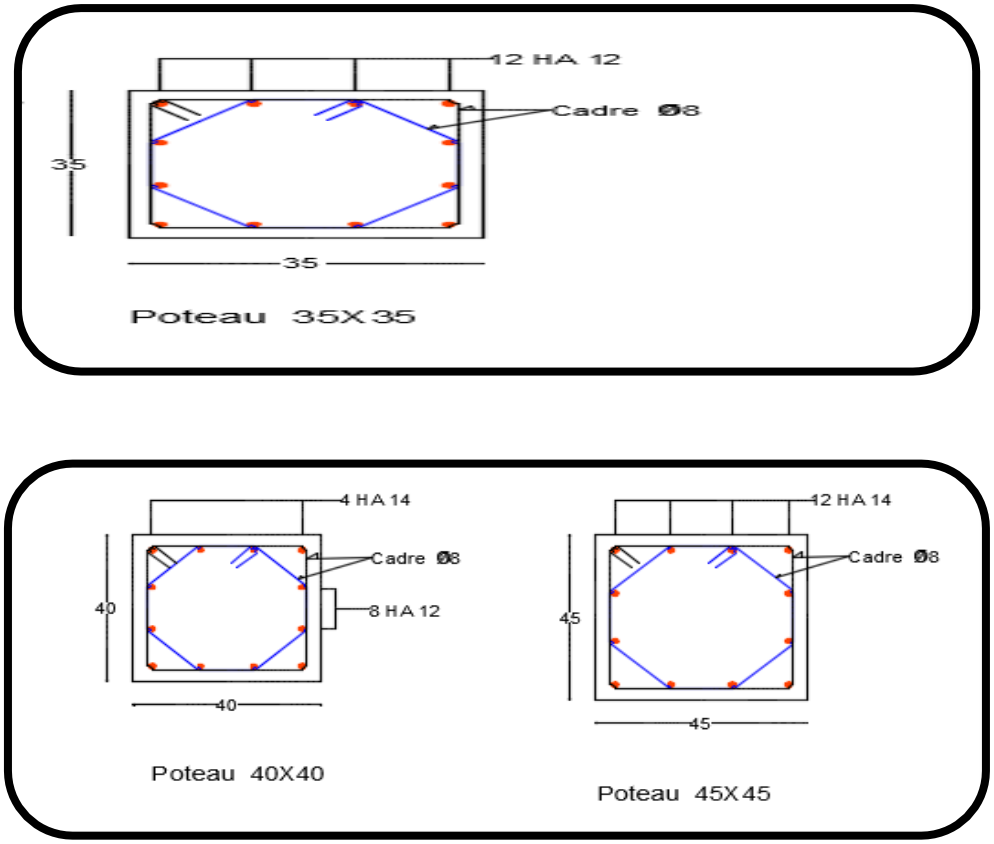
Dans notre projet, l'effort tranchant dans les poteaux est nul (R=3.5), donc :

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

Tableau V.17 *La section d'armatures transversales des poteaux.*

Poteaux	Vu (KN)	At (cm²)	λg	p	Zone	St choix	A choix (cm²)
45x45	45,037	4,52	4,98	3,75	Courante	15	4HA8=2.01
					Nodale	10	4HA8=2.02
40x40	53,676	4,15	5,6	2,5	Courante	15	4HA8=2.03
					Nodale	10	4HA8=2.04
35x35	45,378	3,14	6,4	3,5	Courante	15	4HA8=2.05
					Nodale	10	4HA8=2.06

V.3.6. Schémas des armatures des poteaux



FigureV.4. Disposition des armatures dans le poteau

V.4. FERRAILLAGE DES VOILES :

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

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

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

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

V.4.1 Ferraillage des trumeaux :

V.4.1.1Calcul d'armatures verticales :

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

Tableau V.18 *La section calculée d'armatures verticales des voiles Zone Nodale (Suivant Y).*

Image	Voile	L (m)	N (kN)	M (kN. m)	T (kN)	Combinaison	$A_{calculer}$ (cm^2)	$A_{choisie}$ (cm^2)
							A_{s1}	A_{s2}
V1	Voile axe1 file C-D	4,80	3820,98	1148,40	1074,17	0.8G-Edx	19	19
V2	Voile axe 2 file A-B	4,30	1648,75	655,01	918,11	0.8G-Edx	18,6	18,6
V3	Voile axe5 file B-C	3,60	2570,29	870,68	449,34	0.8G-Edx	12,8	12,8
V 4	Voile axe2fille D-E	3,65	3132,19	1421,01	819,77	0.8G-Edx	14,4	14,4

Tableau V.19 La section calculée d'armatures verticales des voiles Zone Nodale (Suivant X).

Image	Voile	L (m)	N (kN)	M (kN. m)	T (kN)	Combinaison	$A_{calculer}$ (cm²)	$A_{choisie}$ (cm²)
							A_{s1}	A_{s2}
V3	Voile axeC file 2-3	3,20	2558,71	1665,64	1183,44	0.8G-Edx	14,8	14,8

Av(zone courant)=0.10%(e × L).

St(zone courant)=2 × St (zone nodale).

Tableau V.20 *La section calculée d'armatures verticales des voiles Zone Courant (Suivant Y ET X).*

	la section (cm²)	L/10	D/2	A cal (cm²)	A cal (cm²)	A min (cm²)	A ch (cm²)	A ch (cm²)	A global (cm²)	D (cm)
Y	480*15	48.0	5,11	19	19	6,9	18HA12= 20,36	18HA12= 20,36	2*(18HA12)= 40,72	10,22
	430*15	43,0	5,3	18,6	18,6	6,76	17HA12= 19,23	17HA12= 19,23	2*(17HA12)= 38,46	10,6
	360*15	36,5	5,08	12,8	12,8	4,58	12HA12= **13,570**	12HA12= **13,570**	2*(12HA12)= 27,14	10,16
	365*15	36,5	4,92	14,4	14,4	5,18	14HA12= **15,830**	14HA12= **15,830**	2*(14HA12)= 31,66	9,84
X	320*15	32,0	5,07	14,8	14,8	5,33	14HA12= **15,830**	14HA12= **15,830**	2*(14HA12)= 31,66	10,14

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

Les résultats de vérification seront représentés dans les tableaux suivants :

TableauV.21.Vérificationdes contraintes normales des voiles

	la section	Nser	Mser	Type de	σb	σs	σs'	Vérification
	(cm²)	(kN)	(Kn.m)	Fissuration	(Mpa)	(Mpa)	(Mpa)	
Y	480*15	1106,791	-137,649	Préjudiciable	1,7	0	25,2	Vérifier
	430*15	490,8	-184,927	Préjudiciable	1	0	14,3	Vérifier
	360*15	607,448	22,833	Préjudiciable	1,3	0	19,4	Vérifier
	365*15	564,334	-21,776	Préjudiciable	1,1	0	15,8	Vérifier
X	320*15	604,935	42,208	Préjudiciable	1,2	0	17,2	Vérifier

V.4.1.3.Armatures horizontales

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

TableauV.22. Les armatures horizontales des voiles

	la section	He	T (kN)	τ(Mpa)	K	St Ch	St Ch	Ah	Ah Ch
	(cm²)	(cm)				(cm)	(cm)		
Y	480*15	2,85	1074,174	2,422	1,18	22,5	30	2,26	3,14=4HA10
	430*15	2,85	918,117	2.111	1,16	22,5	30	2,26	3,14=4HA11
	360*15	2,85	449,343	1,528	1,12	22,5	30	2,26	3,14=4HA12
	365*15	2,85	819,775	2,464	1,19	22,5	30	2,26	3,14=4HA13
X	320*15	2,85	1183,445	3,457	1,27	22,5	30	2,26	3,14=4HA17

V.5.1.4.Armatures transversales

Les deux nappes d'armatures des voiles seront reliées par des aciers de coutures(Épingles)dont le diamètre des armaturesφ_t est tel que $\varphi_t \geq \frac{\varphi_v}{3}$.

φ_v étantle diamètre des armatures verticales maintenues parles épingles. **TableauV.23.**Diamètre des armatures transversales

Armatures longitudinal φ_v	Épingles φ_t
HA8 àHA20	HA6

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

En zone courante ,les quadrillages d'armatures disposés sur chaque face doivent être maintenus par des armatures transversales ,disposées en quinconce, composées d'épingles au nombre4parm^{2}au moins

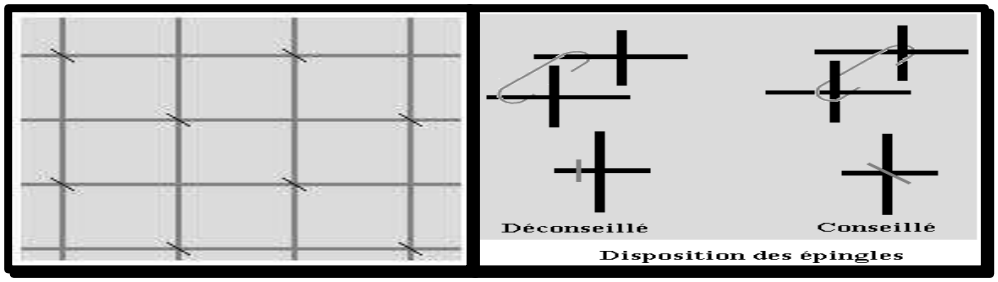


Figure V.5. Les armatures transversales et les épingles des voiles.

V.4.1.5. Schémas des voiles

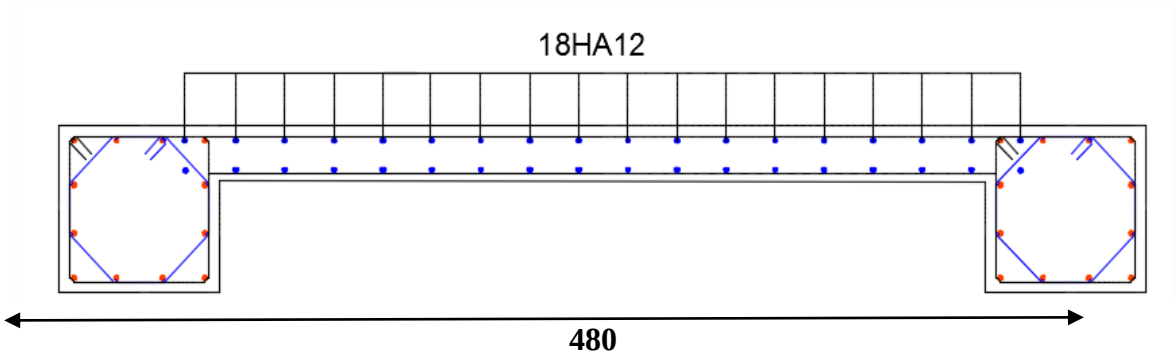


Figure.6. Disposition des armatures dans les voiles (15x480)

V.4.2 Ferraillage des linteaux :

Dans le calcul des linteaux, on a deux cas :

$$\tau_b \leq 0.06 f_{c28} \text{Flexion si0mple}$$

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

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

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 :

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

a) Aciers transversaux :

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

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

Linteau long :

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

S : Espacement des cours d'armatures transversales.

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

$Z = h - 2d'$

$\bar{V} = 1.4V_u$

Linteau court :

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

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

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

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

$$M_c = V_l * f_e * Z$$

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

Aciers diagonales :

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

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

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

Ferraillage minimal :RPA2003 « Art 7.7.3.3 »

- **Armatures longitudinales :**

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

- **Armatures transversales :**

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

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

s : Espacement entre les cadres

- **Armatures de peau :**

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

Les résultats de calcul sont dans les tableaux suivants :

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

Tableau V.24 *Choix de la méthode de calcul.*

E (cm)	L (m)	H (m)	V	V'	τ (MPa)	M	$0.06 f_{c28}$	$\tau \leq 0.06 f_{c28}$	Choix de la méthode
15	1,62	1 ,80	547,2981	766,21734	3.21	369,8374	1.5	**Non**	Traction/Compression

Tableau V.25 *La section d'armatures des linteaux (Suivant X)*

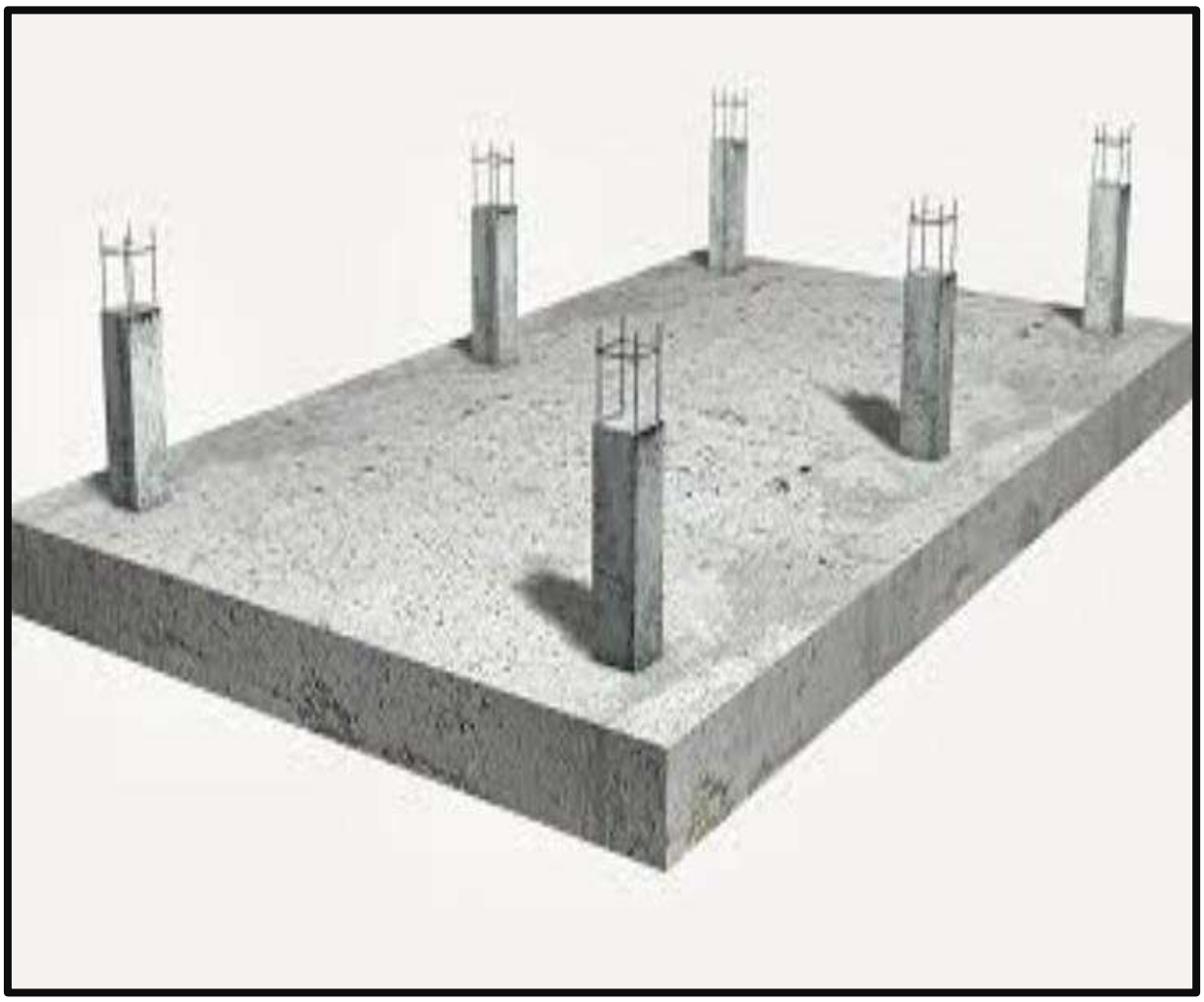
	Acal				Amin			
	Ad	Al	Scal	Sch	Ad	Al	At	Ap
Type 2	12,23	/	/	15	2,7	2,7	0,5625	3,6
	Ach (cm)			
	Ad	Al	At	Ap
Type 2	2x[6HA12]	2x(2HA10)	2HA8	2x(2HA12)

V.5.Conclusion

A la fin de ce chapitre, on a déterminé le ferraillage de tous les éléments structuraux soit les poteaux, les poutre sou les voiles, mais cette tâche à était délicate vue le nombre importantdechacundecesélémentsdonconafaitrecourtaumatérielinformatiquequi même ce dernier prenait du temps assez important .On pourra ainsi entamer le prochain chapitre qui traite de l'infrastructure.

CHAPITRE VI

[Calcul 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 nous connaissons 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-profondes (les puits).

-Fondations profondes (les pieux).

VI.3.Caractéristiques du sol

Pour projeter correctement une fondation, Il est nécessaire d'avoir une bonne connaissance de l'état des lieux, au voisinage de la construction à édifier, mais il est surtout indispensable d'avoir des renseignements aussi précis que possibles 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 laboratoire BEN ABDI Ahmed ».

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

D'après le rapport géotechnique nous avons :

$$\overline{\sigma_{sol}} = 1\text{bar}$$

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

$$D = 2.5\ m$$

$$\gamma_h = 17{,}3\ kN/m^3\ ,\quad \varphi = 18°\ ,\quad C = 0{,}5\ bar\ ,\quad \Delta H = 2.4\ cm$$

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.4.Choix du type de fondations

Le choix du type de fondation dépend de :

-Type d'ouvrage à construire.

-La nature et homogénéité du bon sol.

-La capacité portante du terrain de fondation.

-La raison économique.

-La facilité de réalisation.

-La distance entre les axes des poteaux.

VI.4.1.Semelle isolée sous poteau

- **Méthode de calcul**

VI.4.1.1.Répartition trapézoïdale

$$e_{0b} = \frac{M_b}{N} \leq \frac{B}{6}$$

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

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_2 + \sigma_1}{4} = \frac{N}{A * B}\left(1 + \frac{3 \times e_{0b}}{B}\right)$$

Cette contrainte moyenne doit être toujours inférieure ou égale àla contrainte admissible du sol $\overline{\sigma_{sol}}$.

$$\sigma_m \leq \overline{\sigma_{sol}} \quad \Rightarrow \quad \frac{N}{A \times B}\left(1 + \frac{3 \times e_{0b}}{B}\right) \leq \overline{\sigma_{sol}}$$

Si on remplace A par : $A = \left(\frac{a}{b}\right) B \quad \Rightarrow \quad \frac{N}{\left(\frac{a}{b}\right) \times B^2}\left(1 + \frac{3 \times e_{0b}}{B}\right) \leq \overline{\sigma_{sol}}$

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

- **Remarque :** Suivant la direction A, il faut vérifier la deuxième inégalité :

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

La hauteur utile « d », doit être au moins égale au demi-débord de la semelle : $d \geq \frac{B-b}{4}$

$$\Rightarrow h = d + c$$

La hauteur « e » du patin doit être suffisante pour que le bétonnage de la semelle puisse se faire de manière homogène et pour que les crochets d'ancrage des armatures soient bien enrobés, nous prendrons :

$$e \geq 6\emptyset + 6$$

Données :

$$\overline{\sigma_{sol}} = 1bar = 0{,}1MPa \quad , \quad a = b = 45cm \quad , \quad c = 3cm$$

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

Semelle	N (kN)	M_x (kN.m)	M_y (kN.m)	A (m)	B (m)	h (cm)	A_{ch} (m)	B_{ch} (m)	h_{ch} (cm)
S1	1398.62	-0.44	5.78	3.74	3.74	87	3.8	3.8	90
S2	886.87	-3	-5.09	2.98	2.98	67	2.8	2.8	70
S3	735.99	-19.15	4.89	2.71	2.71	62	2.8	2.8	65

VI.4.1.2.Vérification du chevauchement entre Les bulbes de pression sous les semelles:

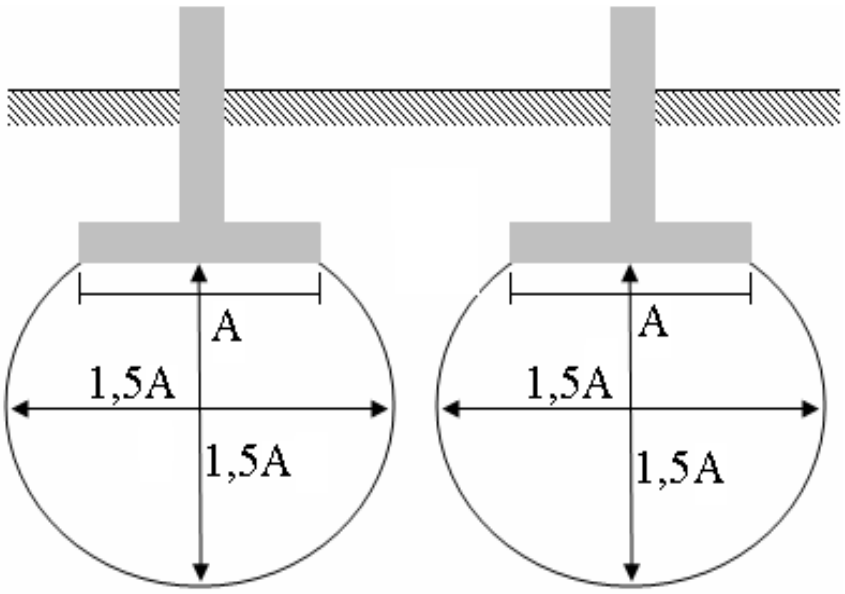


Figure VI.1:Les bulbes de pression sous la semelle

$$l \geq \frac{1,5}{2}(A + A')$$

Avec :

A et A' sont les dimensions des deux semelles agacent

L=3.20m , 1,5 2 (3.74+3.74) = 5,86 ≥ 5,55 CNV

Il y a un risque de chevauchement entre les bulbes de pression des semelles suivant les deux axes(X, Y), ce qui nous oblige à passer aux semelles filantes.

VI.4.2.Semelle filante (continue)

Nous avons deux cas des semelles filantes :

-Semelle filante sous un voile.

-Semelle filante sous plusieurs poteaux.

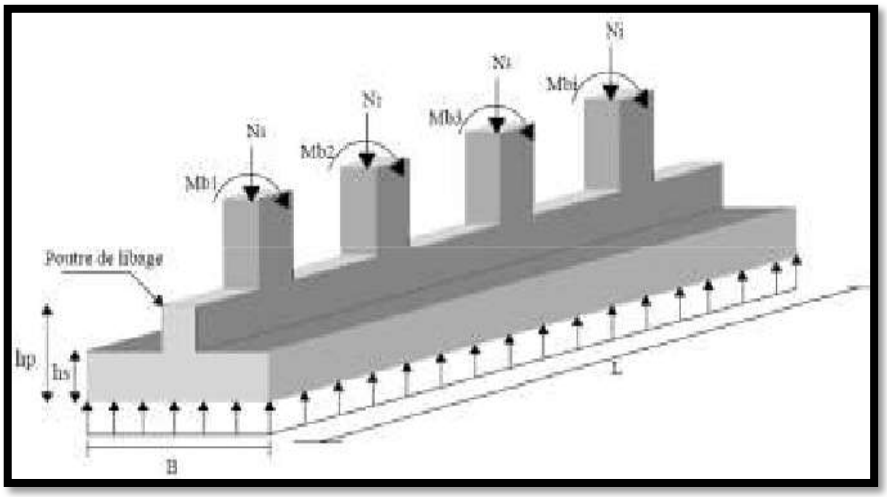


Figure VI.2 : schéma semelle filante

VI.4.2.1.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.

$$\sigma \leq \overline{\sigma_{sol}} \Longrightarrow \sigma = \frac{\sum N_{ser}}{S} \Longrightarrow B \geq \frac{\sum N_{ser}}{L \times \overline{\sigma_{sol}}}$$

$$\Longrightarrow S = B \times L \Longrightarrow h \geq \frac{B_{ch-b}}{4} + c$$

$$L = d_G + \sum l_i + d_D$$

d_G: débord gauche de la semelle isolée

d_D: débord droit de la semelle isolée

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

Semelle	L (m)	N poteaux (kN)	$\overline{\sigma_{sol}}$ (bars)	B_{cal} (m)	$B_{adopté}$ (m)	$h_{adopté}$ (cm)
SF1	15.40	3268.9	1	2.12	2.50	60
SF2	15.40	4049.03		2.63	2.70	60
SF3	15.40	4499.42		2.92	2.95	70
SF4	2.2	823.49		3.74	3.80	90
SF5	13.2	4372.53		3.31	3.50	80
SF6	15.40	5826.14		3.78	3.80	90

- **Conclusion**

À partir de ces résultats, nous pouvons en conclure que la stabilité au renversement est vérifiée.

VI.4.2.2.Vérification du chevauchement entre les semelles filantes

Tableau VI.3 : Vérification du chevauchement entre les semelles filantes

Semelle	B(m)	B'(m)	$\frac{B+B'}{2}*1.5$	L(m)	$L > \frac{B+B'}{2}$
SF1	2.12	2.50	3.46	4.30	CN
SF2	2.63	2.70	3.99		CN
SF3	2.92	2.95	4.39	3.65	CNV
SF4	3.74	3.80	5.7	3.65	CNV
SF5	3.31	3.50	5.15	4.80	CNV
SF6	3.78	3.80	5.68		CNV

.

- **Conclusion**

D'après ces résultats, nous constatons qu'il n'y a de chevauchement entre les semelles filantes.

VI.4.3.Semelle filante croiser

VI.4.3.1.Dimensionnement des semelles filantes croiser (à l'ELS)

Tableau VI.4: Dimensionnement des semelles filantes croiser suivant X

Semelle	L (m)	N poteaux (kN)	$\overline{\sigma_{sol}}$ (bars)	B_{cal} (m)	$B_{adopté}$ (m)	$h_{adopté}$ (cm)
SF1	19.45	3676.31	1	1.89	1.90	40
SF2	15.15	2141.06		1.41	1.45	30
SF3	13.48	2488.01		1.85	1.90	40
SF4	12.49	1858.54		1.38	1.40	30
SF5	4.2	717.8		1.71	1.75	40
SF6	17.73	3145.84		1.77	1.80	40

Tableau VI.5: Dimensionnement des semelles filantes croiser suivant Y

Semelle	L (m)	N poteaux (kN)	$\overline{\sigma_{sol}}$ (bars)	B_{cal} (m)	$B_{adopté}$ (m)	$h_{adopté}$ (cm)
SF1	15.40	1634.45	1	1.06	1.10	20
SF2	15.40	2024.51		1.31	1.35	30
SF3	15.40	2249.71		1.46	1.50	30
SF4	2.2	411.74		1.87	1.90	40
SF5	13.2	2186.26		1.66	1.70	40
SF6	15.40	2913.07		2.21	2.25	50

VI.4.3.2.Vérification du chevauchement entre les semelles filantes croiser

Tableau VI.6 :Vérification du chevauchement entre les semelles filantes croiser suivant X

Semelle	B(m)	B'(m)	$\frac{B+B'}{2}*1.5$	L(m)	$L > \frac{B+B'}{2}$
SF1	1.50	1.55	2.28	2.48	Vérifiée
SF2	1.41	1.45	2.14		Vérifiée
SF3	1.85	1.90	2.81	3.20	Vérifiée
SF4	1.38	1.40	2.08	34.25	Vérifiée
SF5	1.71	1.75	2.59	3.55	Vérifiée
SF6	1.77	1.80	2.67		Vérifiée

Tableau VI.7 : Vérification du chevauchement entre les semelles filantes croiser suivant Y

Semelle	B(m)	B'(m)	$\frac{B+B'}{2}*1.5$	L(m)	$L > \frac{B+B'}{2}$
SF1	1.06	1.10	1.62	4.30	Vérifiée
SF2	1.31	1.35	1.99		Vérifiée
SF3	1.46	1.50	2.22	3.65	Vérifiée
SF4	1.87	1.90	2.82	3.65	Vérifiée
SF5	1.66	1.70	2.52	4.80	Vérifiée
SF6	2.21	2.25	3.34		Vérifiée

- **Conclusion**

D'après ces résultats, nous constatons qu'il n'y a pas de chevauchement entre les semelles filantes

VI.4.3.3.Vérification de la stabilité au renversement RPA 2003 Art 10.1.5

Quel que soit le type de fondations (superficielles ou profondes), 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.8: Vérification de la stabilité au renversement suivant X

Semelle	N_{ser} (kN/ml)	M_{ser} (kN.m)	e_0 (cm)	B(m)	$\frac{B}{4}$ (cm)	$e_0 \leq \frac{B}{4}$
SF1	3676.31	25.21	0.68	1.90	47.5	Condition Vérifiée
SF2	2141.06	-15.53	0.72	1.45	36.25	
SF3	2488.01	-12.16	0.48	1.90	47.5	
SF4	1858.54	-6.71	0.36	1.40	35	
SF5	717.8	4.4	0.6	1.75	43.75	
SF6	3145.84	-1.5	0.47	1.80	45	

Tableau VI.9:Vérification de la stabilité au renversement suivant Y

Semelle	N_{ser} (kN/ml)	M_{ser} (kN.m)	e_0 (cm)	B(m)	$\frac{B}{4}$ (cm)	$e_0 \leq \frac{B}{4}$
SF1	1634.45	-31.11	0.01	1.10	27.5	Condition Vérifiée
SF2	2024.51	-13.23	1.14	1.35	33.75	
SF3	2249.71	1.43	0.63	1.50	37.5	
SF4	411.74	2.42	0.58	1.90	47.5	
SF5	2186.26	29.85	0.01	1.70	42.5	
SF6	2913.07	-1.83	0.62	2.25	56.25	

VI.4.3.4.Vérification de poinçonnement à l'ELU

Tableau VI.10 : Vérification de poinçonnement à l'ELU suivant Y

semelle	ɣb	Fcj (Mpa)	h	L	F(ELU) (kN)	F(limit) (kN)	F(ELU)<Flimt
Y/A	1.5	25	45	4.30	1739.54	19125	Vérifiée
Y/B			45		1827.77	23730	Vérifiée
Y/C			45	3.65	1908.57	22275	Vérifiée
Y/D			45	3.65	835.59	23730	Vérifiée
Y/E			45	4.80	1799.26	23730	Vérifiée
Y/F			45		1872.99	19125	Vérifiée

Tableau VI.11 : Vérification de poinçonnement à l'ELU suivant X

semelle	ɣb	Fcj (Mpa)	h	L	F(ELU) (kN)	F(limit) (kN)	F(ELU)<Flimt
X/1	1.5	25	45	2.48	2644.85	4592.2	Vérifiée
X/2			45	3.20	1787.58	3291.7	Vérifiée
X/3			45	4.25	1638.69	2466.7	Vérifiée
X/4			45	3.55	2787.37	3727.5	Vérifiée

VI.4.3.5.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 :

$$L_{max} \leq \frac{\pi}{2} l_e \quad ; \qquad l_e = \sqrt{\frac{4.E.I}{k.b}} \qquad \Rightarrow \qquad h_p \geq \sqrt[3]{\frac{0{,}5.k.{L_{max}}^4}{E}}$$

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

L : La plus grande travée dans la fille;

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

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

hp: la hauteur de la poutre de libage .

Tableau VI.12: Dimensionnement de la poutre de libage.

Poutre de libage	**B (cm)**	$\mathbf{L_{max}}$ **(m)**	$\mathbf{h_{p\ calculé}}$ **(cm)**	$\mathbf{h_{p\ adopté}}$ **(cm)**	$\frac{\pi}{2}\mathbf{l_e}$	$\mathbf{L_{max} \leq \frac{\pi}{2} l_e}$
SF6	45	4.45	62.47	65	5.7	Vérifiée

VI.4.3.6.Calcul de Ferraillage

VI.4.3.6.1. Semelle filante 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 (Ab) parallèle a B**.**

$$A_b = N_u \times \left(1 + \frac{3 \times e_0}{B}\right) \times \frac{(B-b)}{8 \times d_b \times \sigma_s}$$

Tout au long du mur, nous prévoyons prévoit des armatures de répartition tel que :

$$A_a = A_{rép} = \frac{A_b \times B_{adopté}}{4}$$

Tableau VI.13:Vérification l'excentricité des semelles filantes sous un voile

semelle	N_u (kN/ml)	M_u (kN.m)	$e_0 = \frac{M_u}{N_u}$ (cm)	$\frac{B}{6}$ (cm)	$e_0 \leq \frac{B}{6}$
SF6	435.975	19.95	4.57	38	Diagramme trapézoïdal

- **Remarque** :

Le calcul de ferraillage est fait par la méthode des bielles à l'ELU

- **Armatures principales**

Tableau VI.14: Ferraillages des semelles filantes sous un voile

semelle	N_u (kN/ml)	M_u (kN.m)	B (m)	$A_{b.calculée}$ (cm^2)	$A_{b.adoptée\ /ml}$ (cm^2)	S_t (cm)
SF6	435.975	19.95	1.8	11.11	10HA12=11.31	10

- **Armature de repartitions**

-$A_{a,rép} = (11.31x2.7)/4 = 7.63\ cm^2 \Rightarrow \quad A_{a,rép} = 7HA12 = 7.92cm^2$St=15cm

VI.4.3.6.2.Sous plusieurs poteaux

Le calcul de ferraillage se divisera en deux parties, transversalement pour la semelle, et longitudinalement pour la poutre de libage.

➢ **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 :

$$A = \frac{l_i + l_{i+1}}{2} + b$$

Une fois A déterminée, en fonction des valeurs N et M_b, on déterminera la quantité de ferraillage (A_b) parallèle à B et les armatures de répartition$A_{rép}$ parallèle à A.

Tableau VI.15:Vérification l'excentricité des semelles filantes sous un poteau

semelle	N_u (kN/ml)	M_u (kN.m)	$e_0 = \frac{M_u}{N_u}$ (cm)	$\frac{B}{6}$ (cm)	$e_0 \leq \frac{B}{6}$
SF6	1908.57	7.86	0.41	55	Diagramme trapézoïdal

Remarque

-Le calcul de ferraillage est fait par la méthode des bielles à l'ELU

➢ **Armatures principales**

Tableau VI.16 : Ferraillages des armatures principales de la semelle

semelle	N_u (kN/ml)	M_u (kN.m)	B (m)	$A_{b.calculée}$ (cm^2)	$A_{b.adoptée}$ (cm^2)	$A_{b.adoptée\ /ml}$ (cm^2)	S_t (cm)
SF6	1908.57	7.86	2.42	48.78	46HA12=51.98	7HA12=7,92	15

➢ **Armature de repartitions**

-$A_{a,rép} = (51.98 * 2.42)/4 = 29.51\ cm^2 \Rightarrow \quad A_{a,rép} = 28HA12 = 31.64\ cm^2$

VI.4.3.6.3.Poutre de libage

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:

$$q_u = \sigma_u \times B_{adopté}$$

$$q_{ser} = \sigma_{ser} \times B_{adopté}$$

$$\sigma_u = \frac{\sum N_{ser} + 1.35 \times (P_{semelle} + P_{amorces\ poteaux} + P_{amorces\ voile} + P_{remblai})}{B_{adopté} \times L}$$

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

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

$$\tau = \frac{1064.2 \times 1000}{650X720} = 2{,}27\ MPa < \bar{\tau} = 2{,}50\ MPa \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \text{vérifiée.}$$

Tableau VI.17: Détermination des valeurs de (q) de la poutre de libage.

P.libge	L (m)	$\sum N_u$ (KN)	$P_{semelle}$ (KN)	$P_{remblai}$ (KN)	$P_{P.libage}$ (KN)	σ_u (MPa)	σ_{ser} (MPa)	q_u (KN/ml)	q_{ser} (KN/ml)
SF6	15.40	4546.64	225.90	108.48	69.03	136.61	132.82	330.59	321.42

- **Vérification du cisaillement de la poutre de libage CBA 91 Art.5.2.4.2:**

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

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

$$\tau = \frac{1064.2 \times 1000}{650X720} = 2{,}27\ MPa < \bar{\tau} = 2{,}50\ MPa \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \text{vérifiée.}$$

- Détermination des moments de la poutre de libage:

Tableau VI.18: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)
-698.22	349.11	872.78	-509.41	254.71

- **Calcul des armatures longitudinales**

Tableau VI.19: Calcul des armatures longitudinales de la poutre de libage à L'ELU

P.libag		M_u (kN.m)	A(cm^2)	A'(cm^2)	$A_{adoptée}$ (cm^2)
SF6	Travée	349.11	14.20	0,00	8HA16=16.08 cm
	Appuis	-698.22	29.30	0,00	8HA20+4HA16=33.18 cm^2

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

-Pour une fissuration préjudiciable :

$\overline{\sigma_b}$=15MPa $\overline{\sigma_S}$=201,63MPa

Tableau VI.20:Vérifications des armatures longitudinales de la poutre de libage à l'ELS

P.libage SF4		M_{ser} (kN.m)	A_{s1} (cm^2)	A_{s2} (cm^2)	σ_b (MPa)	σ_s (MPa)	σ_s' (MPa)	$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$	$\sigma_s' \leq \overline{\sigma_s}$
SF6	Travée	254.71	16.08	25.13	4.8	201,63	51.9	Vérifiée	Vérifiée
	Appuis	-509.41	8.04	33.18	9.00	201,63	110.1		

➢ **Armatures transversales**

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

Tableau VI.21: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)	S_{ZN} (cm)	S_{ZC} (cm)	
SF6	872.78	2.12	10	2.62	10	15	10	15	6HA8=3.02

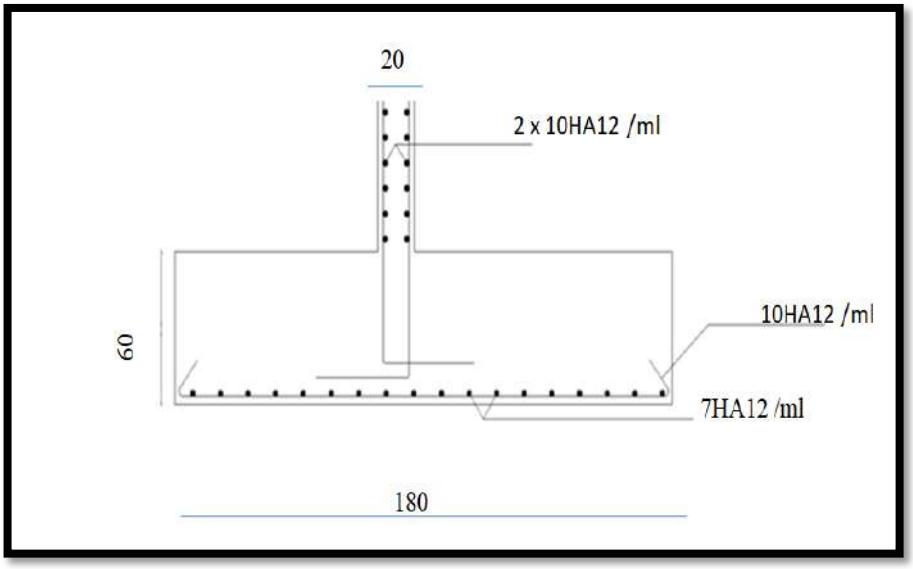


Figure VI.3:Le ferraillage des semelles filantes sous voile

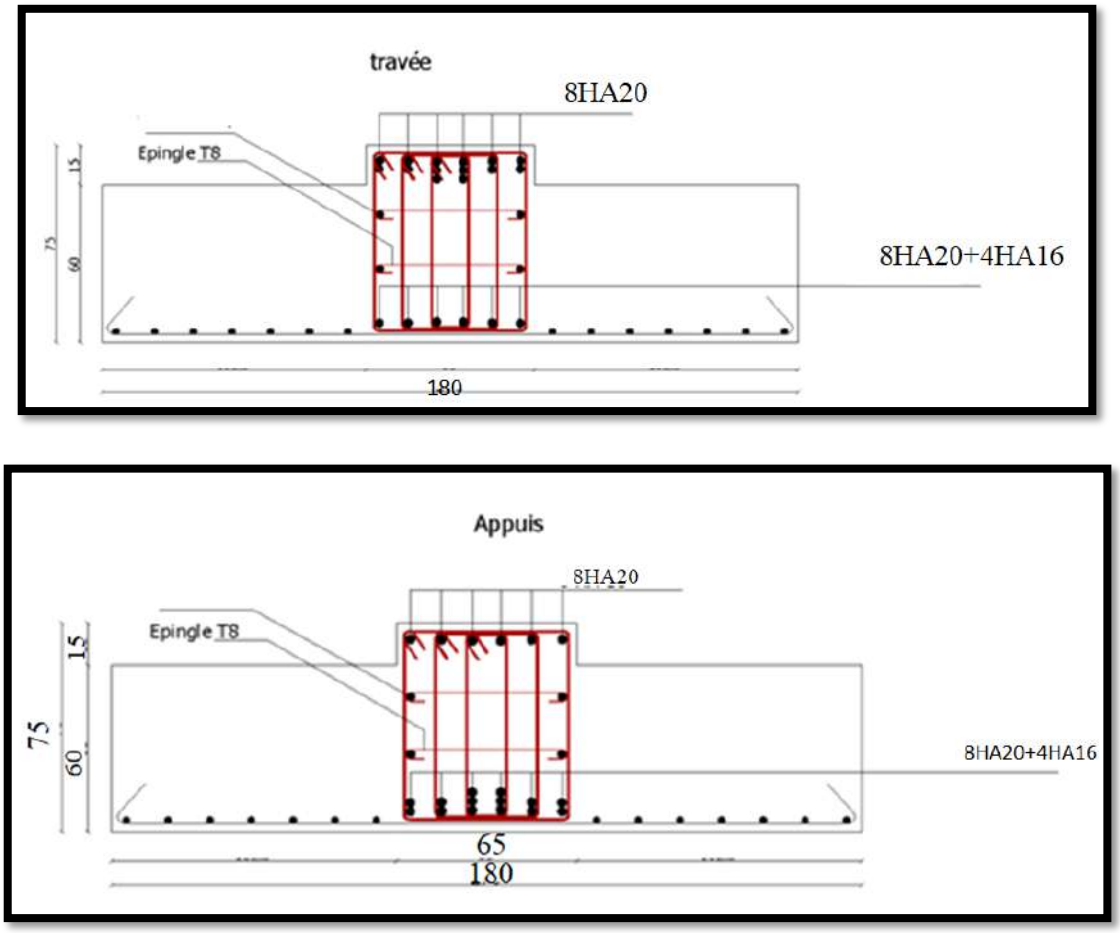


Figure VI.4:Le ferraillage des semelles filantes sous poteaux et la poutre de libage

VI.5.Ferraillage des longrines :

Les points d'appui d'un même bloc doivent être solidarisés par un réseau bidirectionnel de longrines ou tout dispositif équivalent tendant à s'opposer au déplacement relatif de ces points d'appui dans le plan horizontal.

Les dimensions minimales de la section transversale des longrines sont:

Site S2: 25cm×30cm.

Les longrines ou le dispositif équivalent doivent être calculés pour résister à la traction sous l'action d'une force égale à :

$$F = \left(\frac{N}{\alpha}\right) \geq 20\ kN$$

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

La section choisie : $25 \times 30\ cm^2$; $\alpha = 12$ (Zone III, S2)

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

- **Ferraillage à l'Etat Limite Ultime**

Les efforts pris en compte ainsi que les résultats de calcul du ferraillage sont donnés dans le tableauVI.19.

Section minimal RPA (art.10.1.1) :

Amin=0.6%xbxh

Condition de non fragilité (CBA 93) :

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

Tableau VI.22: Ferraillage longitudinal des longrines.

Section (cm^2)	N_u (kN)	F (kN)	$A_{calculée}$ (cm^2)	$A_{adoptée}$ (cm^2)	A_{min} CBA(cm^2)	A_{min} RPA(cm^2)	Vérification
30× 30	1752.297	146.02	4.19	6HA12= 6,79	0.90	5.40	Vérifiée

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

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

Tableau VI.23 :Vérification de contrainte à L'ELS des longrines.

Section (cm^2)	N_{ser} (kN)	F_{ser} (kN)	$A_{adoptée}$ (cm^2)	σ_s (MPa)	$\overline{\sigma_s}$ (MPa)	$\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$
30×30	1279.38	106.61	6,79	157.24	201,63	Vérifiée

➢ **Commentaire :**

Les contraintes normales de traction sont justifiées suffisante.

- **Vérification des contraintes tangentielle de cisaillement CBA 93.art.A.5.1.2.1.1**

Tableau VI.24:Vérification des contraintes tangentielle de cisaillement

Elément	Section	V_{max}(kN)	τ (MPa)	$\bar{\tau}$ (MPa)	$\tau \leq \bar{\tau}$
Longrines	30x30	34.66	0.42	2.5	Vérifiée

- **Calcul des armatures transversales**

Tableau VI.25:Calcul des armatures transversales des longrines.

ϕ_l (mm)	$\phi_t \geq \frac{\phi_l}{3}$	ϕ_t (mm)	A_t (cm^2)	$S_{t.cal}$ (cm)	$S_{t.adoptée}$ (cm)
12	4,66	8	3HA8=1.51	18	15

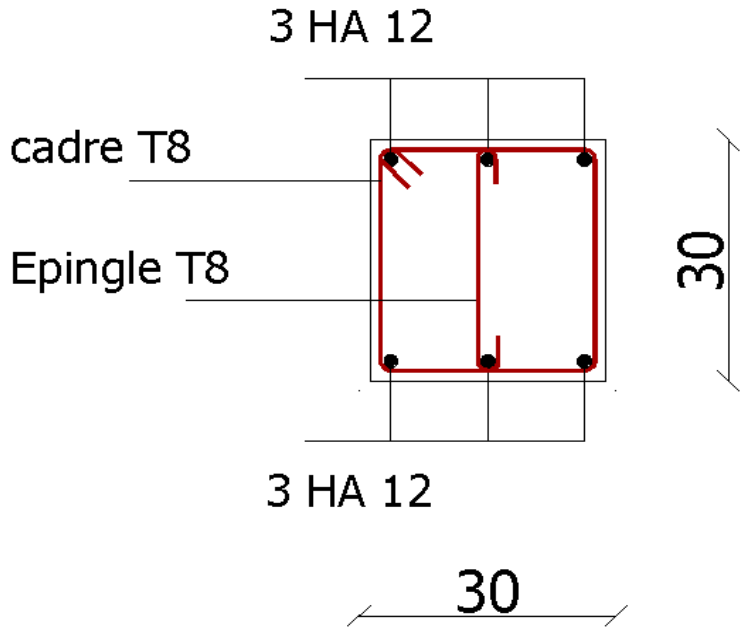


Figure VI.5: Ferraillage de longrine

Conclusion générale

CONCLUSION GENERALE

Ce projet de fin d'étude, nous a permis de mettre en pratique toutes nos connaissances acquises durant notre cycle de formation de master, d'approfondir nos connaissances en se basant sur les documents techniques et réglementaires ,de mettre en application les méthodes de calcul récentes, et de mettre en évidence les principes de base qui doivent être prises dans la conception des structures des bâtiments. D'après l'étude effectuée dans le cadre de se projet de fin d'étude, il convient de souligner que pour une bonne conception parasismique, il est très important que l'ingénieur civil et l'architecte travaillent en étroite collaboration dès le début de projet afin de prendre en charge toutes les contraintes induites par la structure adoptée par rapport à l'architecture proposée et arriver à une sécurité maximale de l'ouvrage sans surcoût important. Enfin, l'objectif principal de l'ingénieur concepteur est de réduire le risque sismique à un niveau minimal et de facilité l'exécution de l'ouvrage en adoptant une conception optimale qui satisfait les exigences architecturale et les exigences sécuritaires. Parallèlement, on a fait, autant que possible d'avoir les principaux critères admis, à savoir : l'exploitation, l'esthétique et la sécurité

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

REFERANCES BIBLIOGRAPHIQUES

REGLEMENTS :

- **[1]** : Charges permanentes et surcharges d'exploitations.
- **[2]** : Règle de conception et de calcul de structures CBA93.
- **[3]** : Règles parasismiques Algérienne R.P.A.99.
- Cours de Mr.Boukandakdji.O
- Calcul des ouvrages en Béton Armé. Mr. BELAZOUGHI.

LOGICIELS :

- Logiciel SAP2000.v20.
- Auto desk Robot 2014
- Logiciel de ferraillage ROBOT EXPERT 2010.
- WORD 2016.
- AutoCAD 2016.
- EXCEL 2016.

Annexes

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:

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

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 — شركة الدخان

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

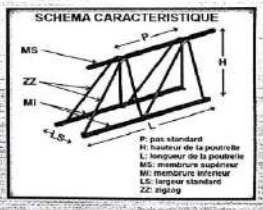


CARACTERISTIQUES MECANIQUES

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 craqué :

± 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.

$$\begin{cases} \text{Appuis de rives;} & Ma = 0,2M_0 \\ \text{Appuis intermédiaires;} & Ma = \frac{-(q_w l'^3_w + q_e l'^3_e)}{8,5(l'_w + l'_e)} \end{cases}$$

- q_w : Charge répartie à gauche de l'appui considéré.
- q_e : Charge répartie à droite de l'appui considéré.
- L' : longueurs de travée $\begin{cases} \text{Travée de rive} \quad L' = L \\ \text{Travée intermédiaire } L' = 0{,}8\ L \end{cases}$
- 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

SOCIÉTÉ DE TRÉFILAGE D'ALGER — شركة الفولاذ الجزائر

TPL

TREFAL تريفال

REGHAIA الرغاية

FICHE TECHNIQUE

TREILLIS SOUDES

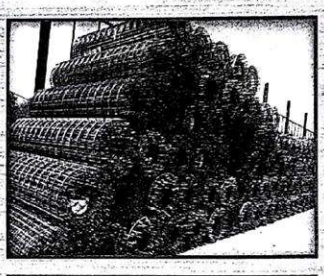
, C'est une armature fabriquée à partir de fil machine suivant la norme ISO 10544 en acier doux de 0.08% à 0.20% de carbone, soudé rigidement en mailles carrés ou rectangulaires par soudure électrique sur machines automatique.

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%



TOLERANCES

» Tolérances sur diamètre du fil tréfilé lisse :

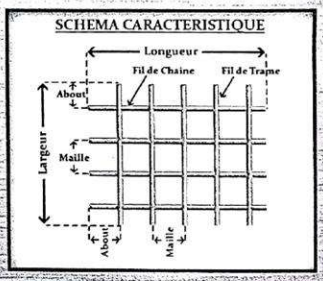
± 0.10 mm pour Ø ≤ 6mm

± 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

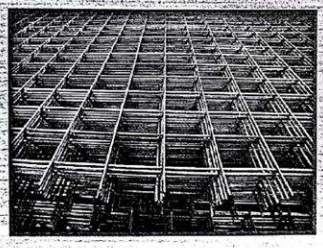
Caractéristiques mécanique minimales garanties sur tous les produits en rouleaux et panneaux (Suivant la norme NFA 35-016-2)

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 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

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

$$F_t = \begin{cases} 0{,}07\ T\ V_t \leq 0{,}25 V_t & Si: T \geq 0{,}7\ sec \\ 0 & Si: T < 0{,}7\ sec \end{cases}$$

On a: $T_x = 0{,}507\ sec$, $T_y = 0{,}553\ sec$ $\Rightarrow$ $F_t = 0$

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