REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
Ministère De L'enseignement Supérieur Et De La Recherche Scientifique
Université Yahia Farès De Médéa



Faculté de **T**echnologie
Département de **G**énie **C**ivil

Projet de Fin d'Etudes
Pour l'obtention du diplôme de Master en Génie Civil

Option : Structures

THEME

Etude d'un bâtiment RDC + 6 Etages à usage d'habitation

Réalisé par :
SKENDER Afaf
RAHMANI Soumia

Dirigé par :
M^{me}. LACHENANI Amina

Promotion: juin 2017


بسم الله الرحمن الرحيم

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, de la volonté afin de pouvoir réaliser ce modeste travail.

Nous tenons à exprimer notre profonde gratitude à notre promoteur Mme LACHENANI Amina pour l'encadrement de ce mémoire pour leurs aide, leurs patience et la confiance qu'ils nous a accordée.

Nous tenons à remercier : le président et les membres de jury pour avoir accepté de juger notre travail.

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

Nous remercions également monsieur OUELD TURKI Benaissa. pour les diverses discussions et conseils enrichissants.

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

DEDICACE

Grace a dieu tous puissant et en signe de reconnaissance à tous les sacrifices consentis pour ma réussite et la volonté pour mener a bien ce modeste travail que je dédie :

- *Aux personnes les plus chères a mon coeur et qui ont attendu avec patience les fruits de leur bonne éducation, à mes chers parents.*
- *A mon chère frère ahmed ,*
- *A mes soeurs que j'admire tant pour leurs parcours de formation que pour leurs réussites professionnelles qui m'ont soutenu et encouragé.*
- *A ma niéce nesrine*
- *A tous ceux que j'aime et qui m'aime, ma famille, mes amis et à tous ceux qui ont l'amour d'apprendre.*

Afaf

DEDICACE

DEDICACE

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

- *A celle qui a tout donnée, tout sacrifiée, à la femme qui règne sur mon cœur ,**ma vie** ma mère.*
- *A celui qui m'a toujours dirigé, guidé et encouragé afin de me voir affronter la vie avec sérénité et courage, à l'homme qui à toujours souhaité me voir à la hauteur, mon père*
- *A mes frères (Bilal ,Mohamed ,Salah aldine , Abdelhak, Adem) et mes sœurs(Amina ,Zineb ,Yasmina, Sarah) et à toute la famille.*

A mes très chers collègues et toute la promotion 2017.

- *A tous mes amis (zineb, houda ,amel…. .).*

Soumia

DEDICACE

ملخص:

إن الهدف الأساسي من هذا العمل هو دراسة عمارة متكونة من طابق ارضي+ ستة طوابق والمقترح انشاءها في ولاية تيبازة المصنفة من المناطق ذات نشاط زلزالي عالي (III). حسب القواعد الجزائرية المقاومة للزلازل .

إن مراحل هذه الدراسة كانت كالآتي

- تحديد أبعاد العناصر المقاومة(الأعمدة –العوارض –البلاط) تم طبقا لقواعد الخرسانة المسلحة (CBA93 et RPA99 version 2003)
- تمت الدراسة الزلزالية وفقا للطريقة الرقمية التي تعتمد أساسا على برنامج لدارسة الهياكل المسلحة (SAP 2000version 19.1.0).

-وأخير تم تحديد كمية التسليح اللازمة لكل العناصر المقاومة و دراسة البنية التحتية.

Résumé :

L'Objectif principale de travail consiste sur l'étude d'une construction en (R+6) implanté a Tipaza classé comme zone de forte sismicité (zone III) Selon le règlement parasismique algérienne RPA.

les étapes de cette étude sont comme suite:

- pré dimensionnement des élément structuraux (poteau-poutre-plancher), selon Le règlement de conception et de calcul des structures en béton arme (CBA93 et RPA).
- l'étude sismique été réalisé par le logiciel de calcule des structureSAP2000.v.19.1.0

-et enfin la détermination de la quantité du ferraillage nécessaire des éléments structuraux pour la stabilité de notre structure et l'etude de l'infrastructure.

Abstract:

the main objective of this work is the study of construction (R+6) implanted in TIPAZA classified as an area of high seismicity (zoneIII) according to the Algerian seismic regulation R.P.A.

the steps of this study are as follows:

- resizing structural elements (beam-column-floor).C.B.A.93 and R.P.A.v.2003
- the seismic study was conducted by the sap2000v.19.1.0 structural calculation software.

-Finaly the determination of the amount of the required reinforcement of the structural elements is for the stability of our structure and studied the infrastructure.

Introduction générale

la conception d'une structure aux normes parasismique est un problème relativement complexe vu la nécessité de respecter les exigences de sécurité imposées par les règlements et selon l'importance du projet sans oublier le coté économique lié aux coûts des matériaux de construction, qui ont tendance à augmenter, pour minimiser les dépenses et obtenir ainsi le meilleur rapport sécurité/prix.

La résistance d'une structure aux actions horizontales est principalement assurée par le système de contreventement de cette dernière. Pour les structures en béton armé ce système de contreventement est constitué par des voiles et des portiques ou des deux en même temps.

Le règlement parasismique algérien évolue en parallèle avec l'activité terrestre pour déterminer les modifications et les rectifications à apporter pour subvenir aux problèmes et besoins des structures en matière de stabilité sous forme de lois.

L'étude sera menée sur un bâtiment en R+6 implanté en zone de forte sismicité (zone III), le bâtiment est constituée par des portiques (poteaux-poutres) contreventé par des voiles en béton armé. Pour ce faire, nous procéderons comme suit :

- La première étape portera sur la présentation complète du bâtiment, la définition des différents éléments et le choix des matériaux à utiliser.
- La deuxième étape sera la détermination des actions verticales affectant la structure et le pré dimensionnement des éléments structuraux et non structuraux du bâtiment.
- La troisième étape sera le calcul des éléments non structuraux (l'acrotère, l'escalier, les poutrelles et la table de compression).
- La quatrième étape consiste à l'application de la méthode dynamique pour déterminer les charges sismiques (horizontales).
- La cinquième étape sera le calcul de ferraillage des éléments résistants (poutres ; longrines ; poteaux ; voiles).
- La sixième étape sera le calcul des fondations (type ; dimensions et ferraillages).

Sommaire

Introduction Générale

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage

I.1 Présentation de l'ouvrage :....1
a-Destination :....1
b-Situation :....1
c-Description de l'ouvrage :....1
I.2. Caractéristique du bâtiment :....1
12.1 Dimensions :....1
I.2.2. Système de contreventement :....2
I.2.3. Planchers :....2
I.2.4. Maçonnerie :....2
I.2.5. Revêtement :....3
I.2.6. L'acrotère :....3
I.2.7.Les escaliers :....3
I.3. Caractéristiques mécaniques des matériaux :....3
I.3.1. Béton :....3
I.3.1.a. Caractéristiques du Béton :....3
I.3.2. Béton armé :....4
I.3.2.a. Résistance du béton :....4
I.3.2.b. Résistance caractéristique à la compression :....4
I.3.2.c. Résistance caractéristique à la traction :....5
I.3.2.d. Coefficient de POISSON (υ) :....5
I.3.2.e. Module de déformation longitudinale:....5
I.3.3. Acier :....6
I.3.3.a. Types d'acier :....6
I.3.3.b. Module d'élasticité longitudinale de l'acier :....6
I.4. Principe de calcul du CBA 93 :....6
I.4.1. E.L.U de résistance :....7
I.4.1.a. Contrainte du béton en compression :....7
I.4.1.b. Contrainte ultime de cisaillement :....7
I.4.1.c. Contrainte limite de l'acier:....8
I.4.2. A l'E.L.S :....8
I.4.2.a. E.L.S de compression de béton :....8
I.4.2.b. E.L.S de contrainte limite de l'acier :....9
I.4.3. Contrainte limite de l'acier :....9

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments Structuraux

II.1. INTRODUCTION : 10
II.2. PRE DIMENSIONNEMENT DES PLANCHERS : 10
II.2.1. Plancher à corps creux : 10
II.2.2. Les dalles pleines : 11
a) Critère de résistance :[2] 12
b) Sécurité contre l'incendie :[2] 12
c) condition d'isolation acoustique : [2] 12
II.3. Évaluation des charges permanentes et surcharges d'exploitations:[3] 12
II.3.1. Maçonnerie : 12
II.3.2. Plancher terrasse : 13
II.3.2.1. Charges permanentes: 13
II.3.2.2. Charges d'exploitation : 14
II.3.3. Plancher courant : 14
II.3.3.1. Charges permanentes : 14
II.3.3.2. Charges d'exploitation : 14
II.3.4. Dalle pleine : 14
II.3.4.1. Balcons : 14
II.3.4.1.a. Charge permanente : 14
II.3.4.1.b. Surcharge d'exploitation du balcon : 15
II.4. PRE DIMENSIONNEMENT DES POUTRES : 15
II.5. PRE DIMENSIONNEMENT DES POTEAUX : 16
II.5.1. Dimensions des poteaux : 17
II.5.2. Calcul de la longueur de flambement L_f : 17
II.5.3. Calcul de l'effort $\overline{Nu}$: 18
II.5.4. Détermination des charges et surcharges : 19
II.5.5. Descente des charges : 20
II.5.5.1. Charges d'exploitation : 20
II.5.5.2.Charges permanentes et Nu : 20
II.5.6. Vérification selon le RPA9 (version 2003) ►► [Art 7.5]: 22
II.5.7. Vérification aux zones nodales: 22
II.6. PRE DIMENSIONNEMENT DES VOILES : 23

Chapitre III :Calcul des éléments secondaires

III.1. INTRODUCTION : 25
III.2. CALCUL DE L'ACROTERE : 25
III.2.1. Charges permanentes et d'exploitations : 25
III.2.2. Calcul des efforts : 26
III.2.3. Calcul du ferraillage : 26
III.2.3.a. À E L U : 26
III.2.3.b. Vérification à l'E.L.S : 28

III.2.4. Vérification de l'effort tranchant : 31
III.2.5. Vérification de la contrainte de cisaillement du béton :.....31
III.3. PLANCHER A CORPS CREUX :.....32
III.3.1. La dalle de compression : 32
III.3.2. LES POUTRELLES :.....34
III.3.2.1. Avant coulage :.....34
III.3.2.2. Après coulage :.....36
III.3.2.2.1. Méthodes de calcul :.....37
III.3.2.2.1. a. La méthode forfaitaire :.....37
III.3.2.2.1.b. Méthode de CAQUOT :.....38
III.3.2.2.1.c. Sollicitations de calcul :.....38
III.3.2.2.2. Récapitulations :.....48
III.3.2.2.3. Calcul du ferraillage :.....49
III.3.2.2.4. Vérification au cisaillement :.....51
III.3.2.2.5. Vérifications préliminaires de la flèche :.....51
III.3.2.2.6. Évaluation détaillée de la flèche :.....52
III.3. LES DALLES PLEINES :.....53
III.3.1. Définition :.....53
III.3.2. Méthode de calcul :.....53
III.3.3. Principe de calcul :.....53
a) travail externe :.....53
b) Travail interne :.....53
III.3.4. Position des lignes de rupture :.....54
III.3.4.1. Cas d'une dalle reposant sur 2 appuis :.....54
III.6.4.1.1. Calcul du ferraillage:.....56
III.4.4. Position des lignes de rupture:.....60
III.4.4.1. Cas d'une dalle reposant sur 3 appuis :.....60
III.4. 4.2.Calcul du ferraillage à l'ELU :.....62
III.4. 4.3. Vérification à l'ELS :.....64
III.4.5. Position des lignes de rupture:.....65
III.4.5.1. Cas d'une dalle reposant sur 3 appuis :.....65
III.4. 5 .2.Calcul du ferraillage à l'ELU :.....68
III.4.5. LA POUTRE DE CHAINAGE : 70
III.4.5.1. Pré dimensionnement :.....70
III.5. LES ESCALIERS:.....71
III.5.1. Introduction :.....71
III. 5.2. Pré dimensionnement :.....71
III. 5.3.1.2. Evaluation des charges et surcharges :.....73
III. 5.3.1.2.a. Charges permanentes :.....73
III.5.3.1.2.b. Charge d'exploitation :.....74
III.5.3.1.3. Détermination des efforts :.....74
III.5.3.2. Ferraillage des escaliers :.....76

III.5.3.3. Condition de non fragilité : [2] 77
III.5.3.4. Les armatures de répartition : [2] 77
III.5.3.5. Vérification de l'espacement : [2] 77
III.5.3.6. Vérification de l'effort tranchant : 77
III.5.3.7. Vérification à l'E.L.S : 78
III.5.3.8. Vérification de la flèche : 78
III.6.Calcul de la poutre palière : 79
III.6.1.Pré dimensionnement : 79
III.6.2. Evaluation des charges : 79
III.6.3. Calcul des efforts: 80
III.6.4. A. Ferraillage de la poutre palière: 81
III.6.4. B. Vérification de l'effort tranchant : 81
III.6.4.C. Vérification de compression dans la bielle de béton : 81
III.6.4.D. Vérification au voisinage de l'appui : 81
III.6.4.E. Armatures transversales : 81
III.6.4.E.1.Vérification du R.P.A 99 : [1] 82
III.6.4.F. Vérification à l'E.L.S : 83
III.6.4.G.Vérifications préliminaires de la flèche : 83

Chapitre IV : Etude sismique

IV.1. INTRODUCTION : 84
IV.2. Caractéristiques géométriques de la structure : 85
IV.2.1. Centre de masse : 85
IV.2.2. Centre de torsion : 86
IV.2.3. Excentricité : 88
IV.2.3.1. Excentricité théorique (statique) : 88
IV.2.3.2. Excentricité accidentelle : 88
IV.2.3.3. Effet de la torsion accidentelle : 89
IV.3. Choix de la méthode de calcul : 89
IV.3.1. Introduction : 89
IV.3.2. Méthode dynamique modale spectrale : 90
IV.3.2.1. Principe de la méthode : 90
IV.3.2.2. Modélisation : 90
IV.3.2.3. Le spectre de réponse de calcul : 90
a. Coefficient d'accélération A : 90
b. facteur de correction d'amortissement η : 90
c. coefficient de comportement R : 91
d. facteur de qualité Q : selon le RPA 2003 ►► [Tab.4.4] ◄◄ 92
e. périodes caractéristiques : selon le RPA 2003 ►► [Tab.4.7] ◄◄ 92
IV.4. Résultats de l'analyse dynamique : 93
IV.4.1. Vérification de comportement : 94
IV. 4.2. Vérification de participation massique : 94

IV. 4.3. Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul :……94
a. Calcul de la force sismique totale : 95
IV. 4.4. Vérification de la stabilité au renversement : 96
IV.4.4.1. Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur : 97
IV.4.4.2. Moment de renversement : 100
IV.4.4. 3. Moment stabilisant : 101
IV.4.5. Vérification des déplacements inter-étages : 101
IV.4.6.Vérification des déplacements en tête : selo 103
IV.4.7. Vérification de cisaillement des éléments : 103
IV. 4.9. Vérification de l'effort normal réduit à la base : 105
IV. 4.10. Vérification vis à vis de l'effet P-Δ : 105
IV.5.Conclusion général : 107

Chapitre V: Calcul des éléments résistants

V.1. Introduction : 108
V.2. Ferraillage des poutres : 108
V.2.1. Introduction : 108
V.2.2. Recommandations du R.P.A99 :…… 109
V.2.2. a Selon le CBA93 ►► [A.7.1.2] ◄◄ [2]: 109
V.2.2.b. Armatures transversales : 109
V.2.3. Vérification des contraintes à l'état limite de service : 110
V.2.4. Vérification des poutres selon les conditions RPA et CBA : 111
V.2.4. Justification des poutres sous sollicitations des efforts tranchants : 115
V.2.5.Calcul des armatures transversales :……116
V.2.6. Vérification de la flèche des poutres : 117
V.3.1. Introduction : 118
V.3.2.Recommandation du règlement RPA99 version 2003 [1] : 118
V.3.3. Sollicitations extrêmes de ferraillage : 119
V.3.4. Etat Limite Ultime de stabilité de forme : 119
V.3.5. Détermination des sections d'acier : 120
V.3.6. Vérification à l'Etat Limite Service : 122
V.3.7. Justification des poteaux vis-à-vis de l'effort tranchant : 123
V.3.8. Armatures transversales : 127
V.3.8.Vérification de la quantité d'armatures transversales minimale (At / St. b) : 129
V.4.1.Introduction : 131
V.4.2. Les voiles pleins : 131
V.4.3.Voiles avec files d'ouvertures : 131
V.4.3.1. Les trumeaux : 131
V.4.3.2. Les linteaux : 131
V.4.4. Méthode de calcul : 132
V.4.4.1. Recommandations des règlements : 132
V.4.4.2. Recommandations pour les voiles et les trumeaux : 133

V.5. les voiles pleins :…….. ……134
V.5.1.les armatures verticale : ……134
V.5.2. Calcul des armateurs horizontaux : ……137
V.5.3. Armatures transversales : ……138
V.5.4.Ferraillage des voiles avec ouverture : ……140
V.5.5.1.les trumeaux : ……140
A.2. Vérification des armatures à ELS : ……140
V.5.6.2. Les linteaux : ……141

CHAPITRE VI : CALCUL DES FONDATIONS

VI.1. Introduction : ……148
VI.2. Type de la fondation : ……148
VI.3. Connaissance du site et du sol : ……148
VI.4. Choix du type de fondation : ……149
VI.4.1 calcul des semelle filante :…… 149
VI.4.1.1. semelles filantes :……..…..150
VI.4.1.1.a. dimensionnement :…. ……150
VI.4.1.1.b. ferraillage :……151
VI.4.1.1.c. Vérification des longueurs de scellement :……..……152
VI.4.1.2.ferraillage longitudinal :……..……153
VI.4.1.2.a.dimensionnement :……..……...153
VI.4.1.3.b.calcul des moment :……..155
VI.4.1.3.c.calcul du ferraillage :……157
VI.5. Les longrines :……158
VI.5.1. Prédimensionnement :……158
Conclusion générale

Sommaire

Liste des tableaux

Tableau I.1 : Dimensions du Bloc: 1
Tableau I.2 : Dimensions des acrotères :.....3
Tableau I.3 : Les types d'aciers utilisés et leurs nuances: 6
Tableau II.1 : Charge permanente du mur simple cloison: 12
Tableau II.2 : Charge permanente du mur double cloisons: 13
Tableau II.3 : Charge permanente du plancher terrasse: 13
Tableau II.4 : Charge permanente du plancher courant: 14
Tableau II.5 : Charge permanente d'un balcon terrasse: 14
Tableau II.6 : Charge permanente d'un balcon courant: 15
Tableau II.7 : Pré dimensionnement des poutres: 16
Tableau II.8 : Pré dimensionnement des poteaux: 17
Tableau II.9 : Détermination de la longueur de flambement: 17
Tableau II.10 : Calcul de $\overline{N_U}$ 19
Tableau II.11 : Charges d'exploitation des niveaux: 20
Tableau II.12 : Vérification de l'effort normal: 21
Tableau II.13 : Vérifications de coffrage des poteaux: 22
Tableau II.14 : Vérification aux zones nodales: 23
Tableau III-1 : Les charges: 25
Tableau III-2 : Les efforts : 26
Tableau III-3 : Les données: 26
Tableau III-4 : les charges de la poutrelle avant collage: 35
Tableau III.5 : Calcul des moments :.....35
Tableau III.6 :Détermination du nombre d'étaiements :.....36
Tableau III.7 : Actions de calcul des poutrelles après coulage: 38
Tableau III-8 : Méthode de CAQUOT : 38
Tableau III.9. Différentes sollicitations dans la poutrelle à un seul travées (ELU): 39
Tableau III.10. Différentes sollicitations dans la poutrelle à un seul travées (ELS): 39
Tableau III-11 : Différentes sollicitations dans la poutrelle à deux travées (ELU): 41
Tableau III-12 : Différentes sollicitations dans la poutrelle à deux travées (ELS): 41
Tableau III-13 : Différentes sollicitations dans la poutrelle à quatre travées (ELU): 43
Tableau III-14 : Différentes sollicitations dans la poutrelle à quatre travées (ELS): 43
Tableau -III.21- : Récapitulations des efforts internes: 48
Tableau III-22- : Calcul des armatures: 50
Tableau III.23. Vérification des poutrelles à l'E.L.S :.....50
Tableau III.24. : ferraillages longitudinaux des poutrelles: 51
Tableau III-25- : les armatures transversales dans les poutrelles et leur espacement: 51
Tableau III-26- : vérifications préliminaires de la flèche des poutrelles: 52
Tableau III.27- : Vérification de la flèche de l'escalier :.....52
Tableau III-28: Travail externe: 55

Tableau III-29 : Travail interne:..... 55
Tableau III 30: Calcul des sections d'acier de la dalle:.....57
Tableau III 31 : vérification a ELS:.....58
Tableau III-32: vérification de l'effort tranchant:.....58
Tableau III-33. Vérification de flèche de la dalle pleine:.....59
Tableau III.34.les valeurs du travail externe:.....60
Tableau III.35. les valeurs du travail interne: 61
Tableau III.36 .Les actions sur la dalle:.....61
Tableau III.37 : Ferraillage de la dalle pleine:.....62
Tableau III.38. Vérification a l'ELS: 63
Tableau III-39 : Vérification au cisaillement:.....64
Tableau III-40- Vérification de flèche de la dalle pleine :.....64
Tableau III.41.les valeurs du travail externe : 66
Tableau III.42. les valeurs du travail interne. :.....67
Tableau III.43 : Ferraillage de la dalle pleine. :.....68
Tableau III-44-: vérification a ELS. :.....69
Tableau III-45: vérification de l'effort tranchant. :.....69
Tableau III-45- Vérification de flèche de la dalle pleine :.....70
Tableau III.46. Pré dimensionnement de la poutre de chainage. :.....70
Tableau III-:47.Poids propre du palier de repos de l'escalier:..... 73
Tableau III-48: Poids propre de la paillasse de l'escalier: 74
Tableau III-49: Combinaison des charges de l'escalier:..... 74
Tableau III-50: Tableau III.50: calcul les moments et les efforts (ELU) :..... 74
Tableau III.51: calcul les moments et les efforts (ELS). :.....75
Tableau III-51: les données. :.....76
Tableau III-52 : Calcul des sections d'acier de l'escalier. :.....77
Tableau III-.53 : Les armatures de répartition. :.....77
Tableau III-54 : Vérification de l'espacement. 77
Tableau III-55: Vérification à l'E.L.S. :.....78
Tableau III-56 : Vérification de la flèche de l'escalier. :.....79
Tableau III-57 : pré dimensionnement de la poutre palière. :.....79
Tableau III-58: Evaluation des charges et surcharges de la poutre palière. :.....80
Tableau III-59: Les efforts agissants sur une poutre palière. :.....80
Tableau III-60 : les données.....81
Tableau III-61 : Calcul des sections d'acier de la poutre palière.....81
Tableau III-62 : Vérification à l'E.L.S.....83
Tableau III-63: vérifications préliminaires de la flèche de la poutre palière.....83
Tableau .IV-1 : Calcul du centre de Masse:..... 86
Tableau IV-2 : Calcul du centre de torsion:..... 87
Tableau IV-3 : Calcul de l'excentricité théorique:..... 88
Tableau IV-4 : Calcul de l'excentricité accidentelle:..... 89

Tableau IV.5 Calcul d'excentricité totale……89
Tableau .IV-6 : Justification du coefficient de comportement R suivant X: 91
Tableau .IV.7: Justification du coefficient de comportement R suivant Y:..... 91
Tableau .IV-8 : détermination du facteur de qualité Q: 92
Tableau IV-9 : Le comportement des trois premiers modes…… 94
Tableau IV-10 : vérification de participation massique:..... 94
Tableau IV-11: calcule de la force sismique (M.S.E):..... 96
Tableau IV-12 : Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul:..... 96
Tableau IV-13 : Forces sismiques selon la hauteur suivant X……..……98
Tableau IV-14 : Forces sismiques selon la hauteur suivant Y……..…99
Tableau IV -15 : calcul du moment de renversement……100
Tableau IV -16 : calcul du moment stabilisant……..……101
Tableau. IV-17 : Vérification de stabilisation……..….101
Tableau IV-18 : Vérification des déplacements inter-étages sens x:..... 102
Tableau IV-19 : Vérification des déplacements inter-étages sens Y:..... 102
Tableau IV.20. Vérification des déplacements en tête suivant les deux directions……..…103
Tableau IV-21 : Vérification de cisaillement des poutres……103
Tableau IV-22 : Vérification de cisaillement des poteaux carrée……104
Tableau IV-23 : Vérification de cisaillement des poteaux circulaires……..104
Tableau IV.24. Vérification de l'effort normal réduit a la base des Poteaux carrée.....105
Tableau IV.25. Vérification de l'effort normal réduit a la base des Poteaux circulaires 105
Tableau IV-26 : Vérification de l'effet P-Δ sens X:..... 106
Tableau IV-27 : Vérification de l'effet P-Δ sens Y:..... 106
Tableau IV.28. Dimensions finales des poutres……107
Tableau IV.29. Dimensions finales des poteaux……..107
Tableau V-1 : Les données de calcul :..... 108
Tableau V-2 : Ferraillage longitudinal des poutres principales (30*40):..... 110
Tableau V-3 : Ferraillage longitudinal des poutres principales (30*35):..... 110
Tableau V-4 :Vérification des contraintes à l'ELS des poutres principales (30*40): 111
Tableau V-5 **:**Vérification des contraintes à l'ELS des poutres secondaires (30*35)……..111
Tableau V-6: vérification de ferraillage des poutres principales avec les règlements: 112
Tableau V-7 : vérification de ferraillage des poutres secondaires avec les règlements: 112
Tableau V-8 **:**Calcul de $\overline{\tau_u}$ 115
TableauV-9 :Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres principales(30x40)..... 116
Tableau V-10 **:**Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres secondaires(30x35)…116
Tableau V-11 :Section d'armatures transversales des poutres principales et secondaires..... 117
Tableau V-12: Vérification préliminaire de la flèche des poutres..... 117
Tableau V-13 : Les données ……118
Tableau .V.14: Les Armatures longitudinaux des poteaux carrées:……..…..120
Tableau .V.15 : Valeurs des contraintes à l'E.L.S……122
Tableau .V.16 : Valeurs des contraintes limites de cisaillement……..124

Tableau .V.17: Les Armatures longitudinaux des poteaux circulaires ……124
Tableau .V.18 : Valeurs des contraintes à l'E.L.S……..126
Tableau V.19: Vérification des poteaux vis-à-vis de l'effort tranchant……..126
Tableau .V.20 : Les armatures transversales et leurs espacements des poteaux carrés……128
Tableau .V.21 : Vérification de la quantité d'armatures transversales des poteaux…….129
Tableau .V.22 : Les données ……...….134
Tableau v-23 : Calcul des armateurs verticaux des voiles pleins st=15……..……135
Tableau V-24 : Vérification des armatures a ELS des voiles plains……..…….136
Tableau V.25. Vérification selon les règlements CBA93 et RPA99 version2003……..……136
Tableau .V.26. Verification des voiles a l'effort tranchant……..…….....137
Tableau V.27. Calcul des armatures horizontales des voiles……138
Tableau V-28: diamètre des armatures transversales……..……..138
Tableau V-29 : calcul des armatures verticales st=15…… ……...…140
Tableau V-30 : Vérification des armatures a ELS des trumeaux…… …….140
Tableau V-31 : Calcul des armateurs horizontaux des trumeaux……141
Tableau .V.32: Détermination de la sollicitation de calcul des linteaux……..…144
Tableau .V.33 : Calcul d'armatures longitudinales et transversales des linteaux……..…….146
Tableau VI-1 dimensions des semelle filantesous voiles et poteaus :…….151
Tableau VI-2 armatures pruncipales des semelless filantes ……...…..154
Tableau VI-3 longueurde scellement :……..……..….…153
Tableau VI-4 dimensionnement de la poutre de libage :…….……..…154
Tableau VI-5 determination des valeur de(q) de la poutre de libage :……..155
Tableau VI-6 Détermination des moments de la poutre de libage…….155
Tableau VI-7 Calcul des armatures longitudinales de la poutre de libage ……156
Tableau VI-8 vérifications des armatures longitudinales de la poutre de libage à l'ELS…….157
Tableau VI-9 Calcul des armatures transversales de la poutre de libage ……..…….157

Sommaire

Liste des Figures

Figure I.1 : Façade Principale
Figure I-2 : Plan R.D.C
Figure I.3 : Plan Etage Courant
Figure I.4 : Coupe A-A
Figure I.5 : Eprouvette (16×32) 4
Figure I.6 : Diagramme contrainte déformation du béton 7
Figure I.7 : Diagramme contrainte-déformation de l'acier 8
Figure II.1: Dimensionnement du plancher à corps creux 11
Figure II.2: Dimensions du corps creux 11
Figure II.3:Mur Simple et double cloisons 12
Figure II.4 : Composants d'un plancher terrasse 13
Figure II.5 : Composants d'un plancher courant 14
Figure II.6 : composants de la dalle pleine 15
Figure II.7 : Dimensionnement de la poutre 16
Figure II.8 : Section réduite du poteau 18
Figure. II.9 : Représentation du poteau le plus sollicité 19
Figure II.10 : Les poutres secondaires 23
Figure II.11: Les poutres principales 23
Figure II.12 : Coupe de voile en plan (gauche) en 3D (droite) 24
Figure III-1 : L'acrotère 25
Figure III-2 : Section de B.A à l'ELU 27
Figure III-3 : Ferraillage de l'acrotère 32
Figure III-4 : disposition constructive des armatures de la table de compression 34
Figure III-5 : schématisation de la poutrelle avant coulage 34
Figure.III.6. Choix de disposition des étaiements 35
FigureIII.7.Poutrelles à trois travée……39
Figure.III.8. Diagrammes du moment fléchissant à l'E.L.U……..40
Figure III.9. Diagrammes l'effort tranchant à l'E.L.U……40
Figure.III.10. Diagrammes du moment fléchissant à l'E.L.S……..40
Figure III.11. Diagrammes l'effort tranchant à l'E.L.S……..41
FigureIII.12. Poutrelles à quatre travées……42
Figure.III.13. Diagrammes du moment fléchissant à l'E.L.U……42
Figure III.14. Diagrammes l'effort tranchant à l'E.L.U……42
Figure.III.15. Diagrammes du moment fléchissant à l'E.L.S……43
FigureIII.16.Poutrelles à huit travées……43
Figure III.17. Diagrammes l'effort tranchant à l'E.L.S……44
Figure .III-18- Diagrammes du moment fléchissant l'E.L.U……..44
Figure III.19. Diagrammes l'effort tranchant à l'E.L.U……44

Figure .III-20. Diagrammes du moment fléchissant l'E.L.S……..44
Figure.III.21.Diagrammes l'effort tranchant à l'ELS…….…….44
Figure III.22.Poutrelles à trois travées……..……44
Figure .III-23- Diagrammes du moment fléchissant l'E.L.U……..…….45
Figure .III-24- Diagrammes du moment fléchissant l'E.L.S……..……..46
Figure.III.25. Poutrelles à trois travées……..……46
Figure .III-26- Diagrammes du moment fléchissant l'E.L.U……..…..…47
Figure .III-27- Diagrammes du moment fléchissant l'E.L.S…….……...47
Figure.III.28. Poutrelles à sept travées…….…..47
Figure .III-29- Diagrammes du moment fléchissant l'E.L.U……...…48
Figure .III-30- Diagrammes du moment fléchissant l'E.L.S……....48
Figure III-31- : les sections considérées pour le calcul du ferraillage……..…49
Figure III-32- : ferraillage des poutrelles en zone d'appui (à gauche), en travée (à droite)…….52
Figure III-33- dalle reposant sur deux appuis…….....54
Figure III-34- Représentation de lignes de rupture……..54
Figure III-35- : Représentation de la flèche…….....55
Figure III-36:ferraillage de la dalle pleine……...59
Figure III.37. Les différentes étapes de calcul sur la dalle……....…60
Figure III-38: schéma statique de sollicitation……65
Figure III-39 : Représentation d'un escalier…….……71
Figure III-40 : schéma statique d'un escalier…….……...72
Figure III-41: Constituant d'un paillasse…….…73
Figure. III.42: diagramme de moment fléchissant d'escalier a L'ELU……...75
Figure.III.43. Diagrammes l'effort tranchant à l'E.L.U……75
Figure. III-44: diagramme de moment fléchissant d'escalier a L'ELS……76
Figure.III.45. Diagrammes l'effort tranchant à l'E.L.S…….76
Figure III-46 : Dimensionnement de la poutre palière…….....79
Figure III-47: Sollicitations de calcul des poutres palières…….…80
Figure III-48: ferraillage de la poutre palière……..……83
Figure IV -1 : Vue de la structure en 3D.....…84
Figure .IV-2 : Disposition des voiles .....…85

Figure IV-3 : Inerties des voiles et des poteaux.....87

Figure .IV.-4 : Spectre de réponse.....…93
Figure IV-5: Les forces agissent sur la stabilité au renversement……97
Figure IV-6: Distribution des forces sismique…….98
Figure IV-7 : Concentration des forces sismiques aux étages suivant X……....99

Figure IV -8 : Concentration des forces sismiques aux étages suivant Y……..…100
Figure V-1 : Disposition des armatures pour les poutres……...……113
FigureV.2.Ferraillage des poutres principales intermédiaire et de rive du niveau terrass.113
FigureV.3.Ferraillage des poutres principales intermédiaire et de rive des etages……....114
FigureV.4.Ferraillage des poutres secondaires intermediare et de rive du niveau terrasse114
FigureV.5.Ferraillage des poutres secondaires intermediare et de rive des étages…….115
Figure .V.6 : Disposition des armatures dans les poteaux……..……130
Figure V.7.Ferraillage des poteaux……..……130
Figure V-8 : Disposition des armatures verticales dans les voiles…….134
Figure V-9: Les armatures transversales et les épingles des voiles……...139
Figure V-10 : La zone de recouvrement des voiles……139
Figure V-11: Moments et efforts tranchants dans les linteaux……...143
Figure V-12: Armatures du linteau selon le RPA 99……..…144
Figure VI-1disposition des semelles:……...…149
Figure VI-2disposition des semellesfilante sous voiles et poteaux:……150.

NOTATIONS

Majuscules romaines :

A : Section d'acier tendu.

A' : Section d'acier comprimé.

A max, Amin: Section d'acier maximale et

minimale At : Section d'acier transversale.

B : Aire du béton.

Br : Section réduite du béton d'un

poteau. Bt : Section de la partie tendue.

Lt : Largeur de la section tendue.

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.

Evj : Module de déformation longitudinale différée du béton.

Ei j: Module de déformation longitudinale instantanée du béton.

G : module d'élasticité transversale.

Es : Module de déformation longitudinale de

l'acier. I : Moment d'inertie.

Ie : Moment d'inertie équivalent.

M : Moment fléchissant.

Mo :moment isostatique.

Mt : Moment fléchissant en travée d'une poutre.

Ma : Moment fléchissant en appui d'une poutre.

Mu : Moment fléchissant à l'E.L.U.

Mser : Moment fléchissant à l'E.L.S

N : Effort normal.

Nser : Effort normal à l'E.L.S.

Nu : Effort normal ultime.

Tu : Effort tranchant ultime.

Tw : Effort tranchant à gauche.

Te : Effort tranchant à droite.

Tser : Effort tranchant à l'E.L.S.

F : effort de traction.

Ra : réaction à gauche.

Rb: réaction à droite.

G : Charge permanente.

Q : Charge d'exploitation.

E : Charge sismique.

Minuscules romaines :

h: Hauteur de la section du béton.

b : Largeur de la section du béton.

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

c_1, c_2 ,c, c' : Enrobage supérieur et inférieur.

d : Hauteur utile d'une section.

f : Flèche.

ep : épaisseur.

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.

fe : 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 : Espacement d'armature transversale.

S_{rep} : Espacement de répartition.

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.

γ : Coefficient de sécurité.

ε: Déformation relative.

η: Coefficient de fissuration.

λ: Élancement mécanique.

μ: Coefficient de frottement.

ν: Coefficient de POISSON.

ρ : Rapport de deux dimensions

σ : Contrainte normale.

τ : Contrainte tangentielle.

δ: Déplacement d'un niveau.

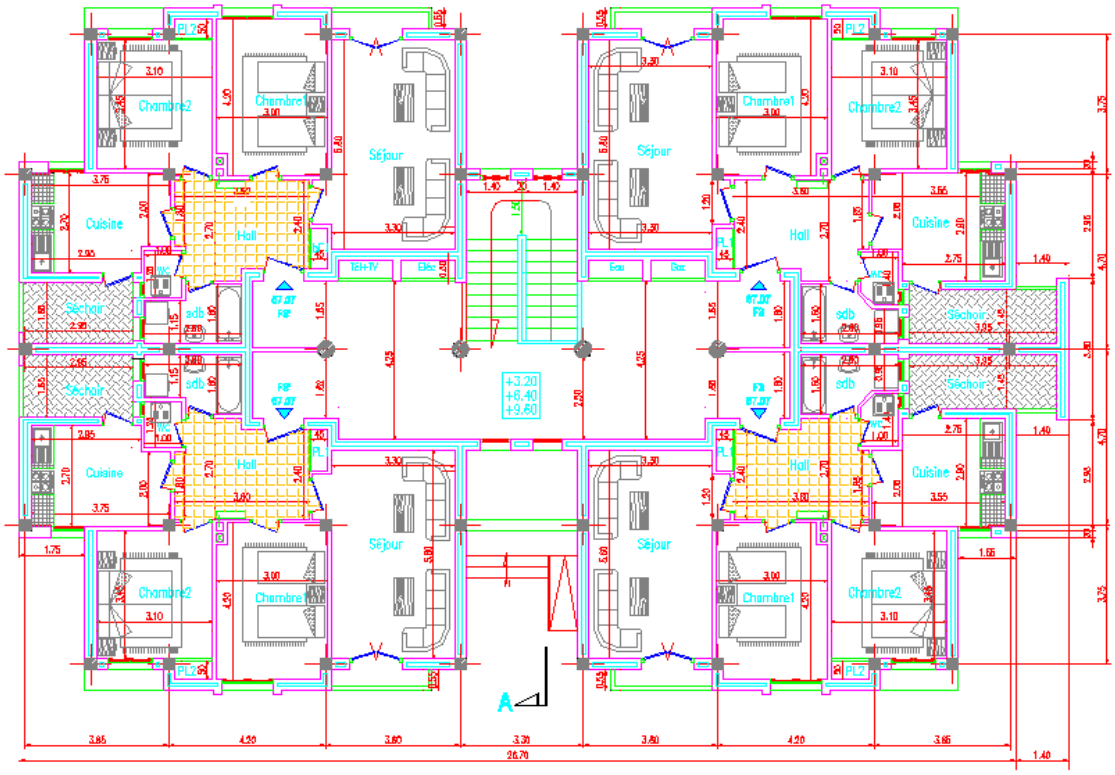
Autres notations :

C.V : Condition vérifiée.

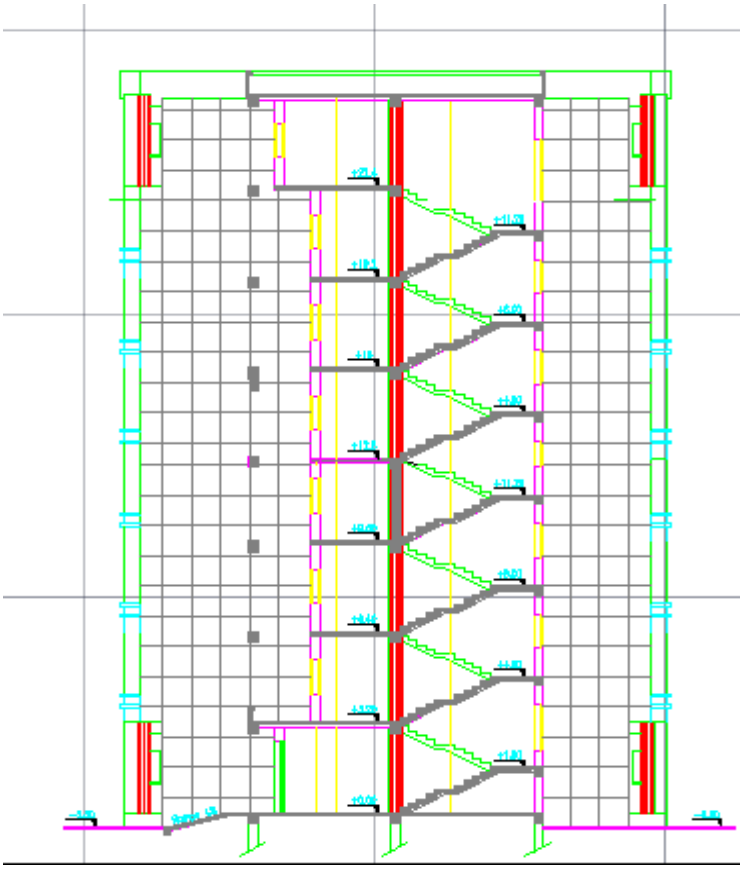
: Condition non vérifiée.

RDC : rez-de-chaussée.

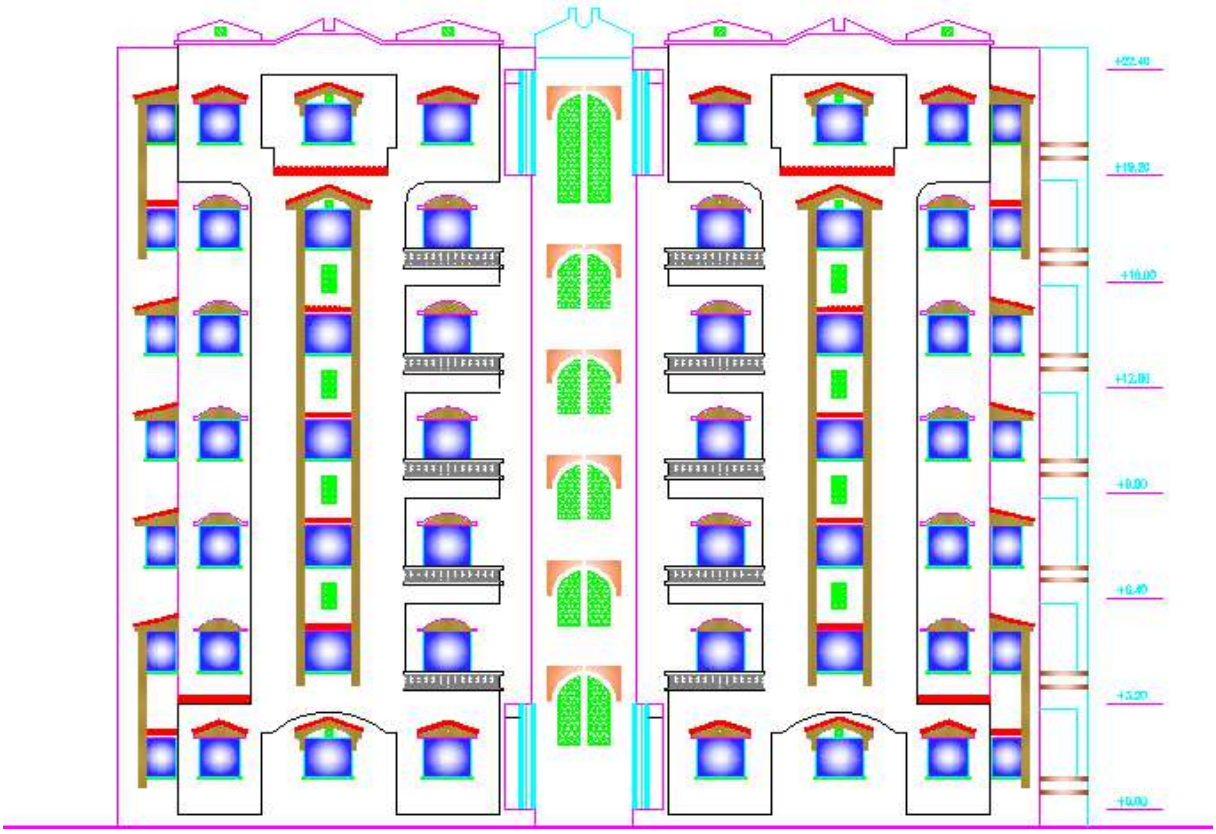
SF : semelle filante.



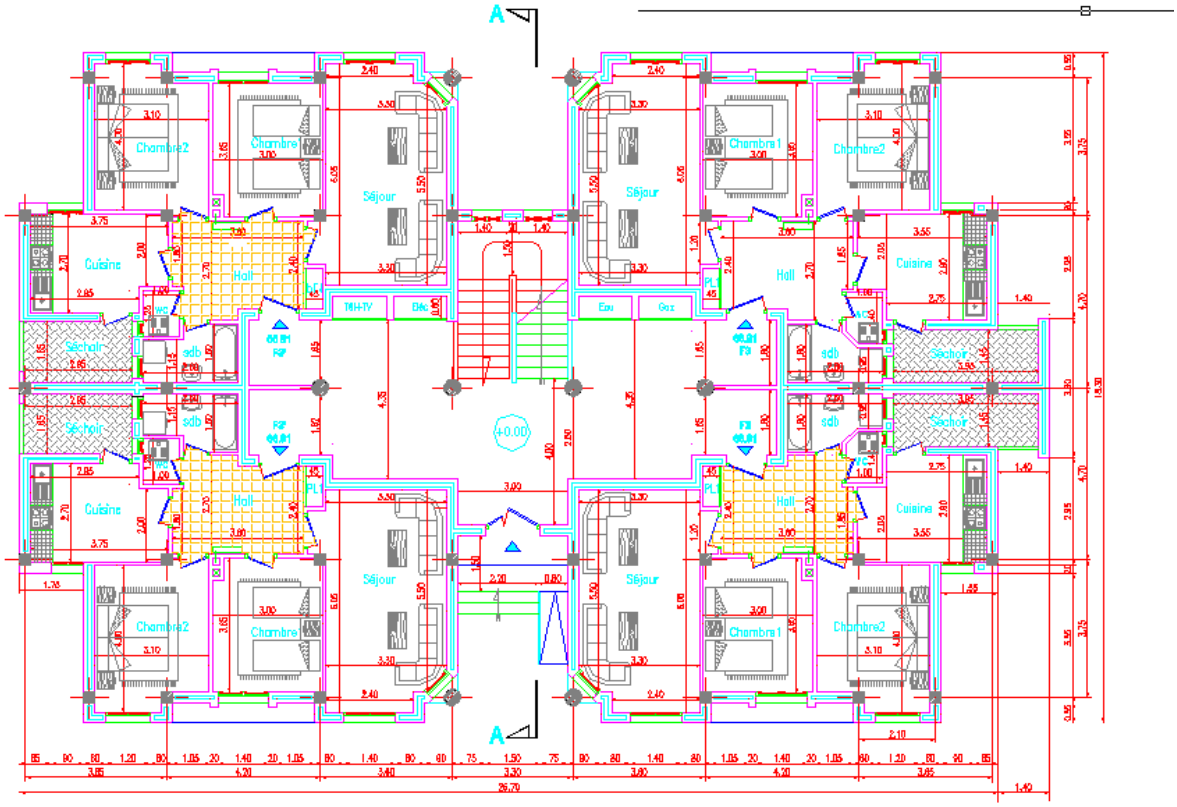
Plan Etage Courant



Coupe A-A



Façade Principale



Plan R.D.C

I.1 Présentation de l'ouvrage :

a-Destination :

Le travail dans le cadre de notre projet de fin d'étude consiste en l'étude d'un bloc (RDC+6 étages) en béton armé contreventé par des voiles, à usage d'habitation (100 logements collectifs).

b. Situation :

Le projet est implanté à Tipaza classée comme zone de sismicité élevée (zone III), selon les règles parasismiques algériennes (RPA 99 version 2003), Notre étude sera conforme aux exigences des règlements algériens en vigueur à savoir:

- Le règlement de conception et de calcul des structures en béton arme « CBA93 ».
- Le règlement "Charges Permanentes et Charges d'Exploitation» document technique réglementaire DTR B.C. 2.2.
- Le règlement parasismique Algériennes « RPA99 version 2003».

c. Description de l'ouvrage :

Le bâtiment est de forme irrégulière, comportant «6» niveaux sur rez-de-chaussée (R+6).

I.2. Caractéristiques du bâtiment :

I.2.1. Dimensions :

Tableau I.1 : Dimensions du bâtiment

Dimensions en plans	Dimensions en élévation
Longueur totale du bâtiment :Lo= 26.70m Largeur totale du bâtiment :La= 18.00m	Hauteur totale du bâtiment: H=22.40m (sans acrotère) Hauteur de l'étage courant : hec= +3.20 m Hauteur de RDC : hRDC=+ 3.20 m

I.2.2. Système de contreventement :

Notre bâtiment comporte une hauteur dépassant les 8m, ainsi le Règlement Parasismique Algérien►►**Art [3.4.A] ◄◄ du RPA99, 2003 .**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 verticales.
- 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.2.3. Planchers

Notre bâtiment comporte deux types de planchers dont le rôle est la séparation entre les niveaux et la transmission des charges verticales aux éléments porteurs (poutres et poteaux) :

- Planchers corps creux.
- Planchers dalle pleine.

I.2.4. Maçonnerie

On a deux types :

1- **Murs extérieurs (double cloison)**

2- **Murs intérieurs (simple cloison)**

I.2.5. Revêtement :

Le revêtement de la structure est constitué par :

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

I.2.6. L'acrotère :

Au niveau de la terrasse, la structure est entourée d'un acrotère conçu en béton armé

Tableau I.2 : Dimensions des acrotères

	L'acrotère	
	Hauteur (cm)	Epaisseur (cm)
La terrasse	**80**	**15**

Son rôle principal est d'éviter le débordement des eaux pluviales sur les murs extérieurs, et la protection contre l'infiltration des eaux pluviales.

I.2.7. Les escaliers :

La circulation entre les étages de notre bâtiment est assurée par un escalier droit à deux volets.

I.3. Caractéristiques mécaniques des matériaux :

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

I.3.1. Le béton :

Le béton est constitué par un mélange hétérogène des matériaux inertes appelés «granulats » (sable, gravier), avec du ciment et de l'eau

I.3.1.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.3.2. 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 " effort de traction".

Les deux matériaux (béton, acier) n'agissent pas l'un sur l'autre chimiquement et ils ont le même coefficient de dilatation thermique et une bonne adhérence l'un à l'autre.

I.3.2.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.

I.3.2.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 (28) jours d'âge ; cette résistance est mesurée sur des cylindres droits de révolution de 200cm² de section

(Φ = 16cm) et ayant une hauteur double de leur diamètre (H = 32cm).

Pour des bétons d'un âge « J » inférieur à 28 jours, la résistance caractéristique à la compression

Selon le CBA 93 ► Art [A.2.1.1.1.] ◄ : la résistance caractéristique du béton non traité est calculée par ces deux formules :

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

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

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

I.3.2.c.Résistance caractéristique à la traction :

La résistance à la traction du béton à "J" jours " ftj " est déterminée par trois essais :

1. En traction directe.
2. En traction par fondage.
3. En traction par flexion.

La résistance à la traction du béton ftj est déduite de celle à la compression par le biais de la relation :

Selon le CBA 93 ► Art [A.2.1.1.2.] ◄ : la résistance caractéristique à la traction du beton

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

I.3.2.d.Coefficient de POISSON (υ) :

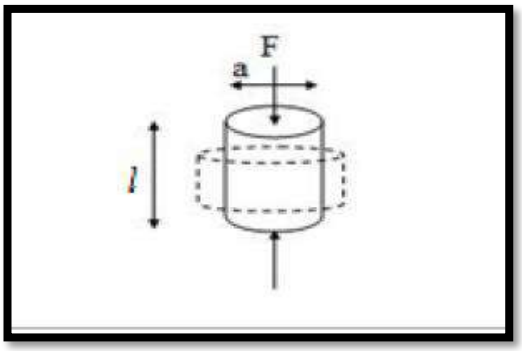


Figure I.5: Eprouvette (16×32)

$$\upsilon = \frac{\delta a / a}{\delta L / L} \quad \rightarrow \quad \begin{matrix} \upsilon = 0.2 \;\; E.LS \\ \upsilon = 0.0 \;\; E.L.U \end{matrix}$$

Avec :

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

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

I.3.2.e.Module de déformation longitudinale:

Pour un chargement d'une duree d'application inférieure à 24 heures, le module de déformation instantanée *Eij* du béton est pris égal à:

$$\text{Eij (MPa)} = 11000\,(\text{fcj})^{1/3}$$

fcj représente la résistance caractéristique à la compression à "J" jours exprimée en *MPa*.

Pour des charges de longue duree d'application, le module de deformation *Evj* égal à :

$$Evj(MPa) = \frac{Eij}{3}$$

Soit : $\text{Evj} = 37000\,(\text{fcj})^{1/3}$ MPa

I.3.3. Acier :

L'acier utilise en beton arme se distingue du reste des aciers par sa forme géométrique et sa nuance; il est sous forme des barres d'une longueur tres considerable par rapport a son diamètre avec surface externe (surface de contact avec le béton) présentant deux types distincts : une surface lisse et une surface rugueuse, chacune ayant sa propre utilité.

I.3.3.a.Types d'acier :

Les aciers utilisés sont résumés dans le tableau suivant :

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

Nature	Utilisation)	Nuance	Diamètre(mm)	F_e (MPa)
Rond lisse	Armatures transversales	FeE 235	Ø6 et Ø8	235
Barre à haute adhérence	Armatures longitudinales	FeE 400	Ø ≥10	400
Treillis soudé	Table de compression	TLE 520	0 ≤ Ø≤ 6	520

I.3.3.b. Module d'elasticite longitudinale de l'acier :

Experimentalement, le reglement (CBA93) prevoit que la valeur du module d'elasticite longitudinale de l'acier est pratiquement constante quelque soit la nuance de l'acier utilise [$E_s = 2.1*10^5 Mpa$].

I.4. Principe de calcul du CBA93 :

Il existe deux états limites :

- **Etat limite ultime (E.L.U)** : qui correspond à la limite :
  - Soit de l'equilibre statique
  - Soit de la résistance des matériaux
  - Soit de la stabilité de forme
- **Etat limite de service (E.L.S)** : qui correspond à la limite :
  - Soit de la compression du béton
  - Soit de l'ouverture des fissures
  - Soit de la déformation

I.4.1. E.L.U de résistance :

I.4.1.a. Contrainte du béton en compression :

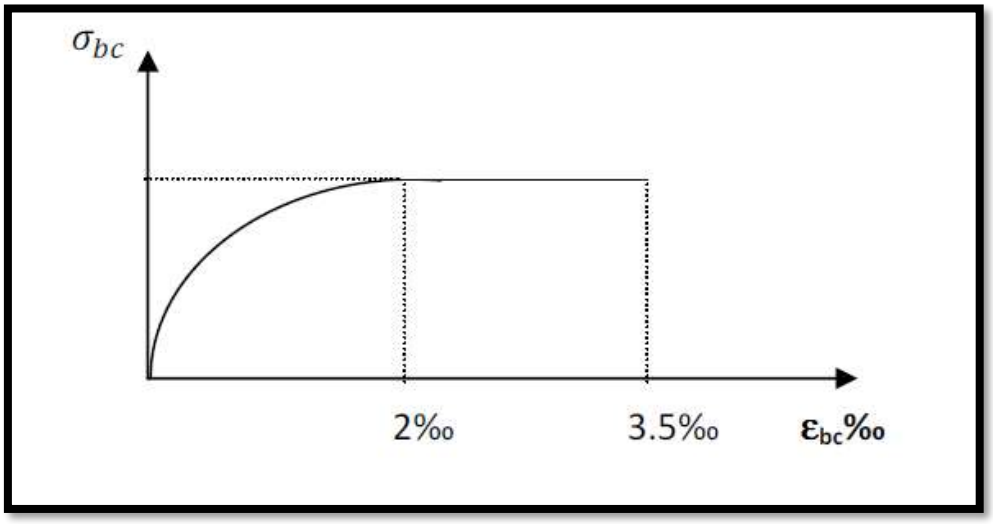


Figure I.6: diagramme des contraintes – déformation du béton

La contrainte ultime du béton en compression:

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

Avec :

γ_b : Coefficient de sécurité, tel que :

γ_b = 1.5 : Pour une combinaison fondamentale ;

γ_b = 1.15 : Pour une combinaison accidentelle.

ϕ = 1 : lorsque la duree probable d'application des charges supérieure à 24 heures ;

ϕ = 0.9 : lorsque cette durée est comprise entre 1 heure et 2 heures ;

ϕ = 0.85 :lorsqu'elle est inferieure a 1 heure.

I.4.1.b. Contrainte ultime de cisaillement :

La contrainte ultime de cisaillement est donnée par :

- Fissuration peu nuisible : $\overline{t_u} = \min\left\{\frac{0.2\, fcj}{\gamma}, 5MPa\right\}$
- Fissuration préjudiciable ou très-préjudiciable : $\overline{t_u} = \min\left\{\frac{0.15\, fcj}{\gamma}, 4MPa\right\}$

I.4.1.c. Contrainte limite de l'acier:

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

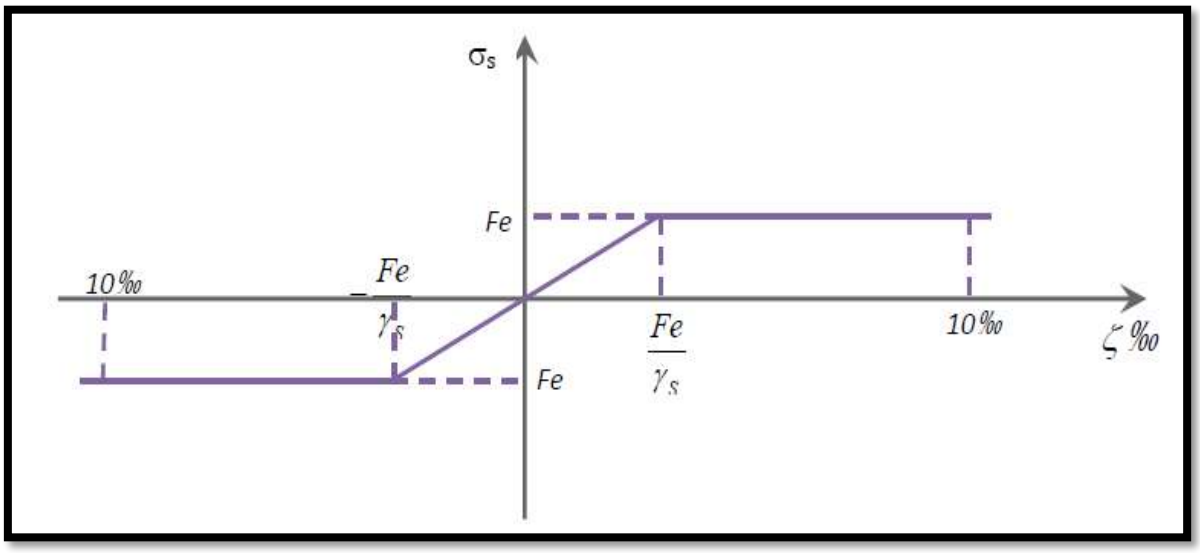


Figure I.7 : diagramme contrainte-deformation de l'acier

σ_{bc} = Contrainte de l'acier

Fe : Contrainte limite d'elasticite garantie de l'acier

- γ_s : Coefficient de sécurité ➔ $\gamma_s = 1.15$ (Généralement)

- γ_s : Coefficient de sécurité ➔ $\gamma_s = 1$ (Situation accidentelle)
- ε_s : Allongement ou raccourcissement de l'acier
- ε_s : Allongement ou raccourcissement limite

  ε_s = sFe/ γ_s. *Es* D'ou : $\varepsilon_s = \Delta L / L.$

I.4.2. A l'Etat limite service :

I.4.2.a. E.L.S de compression de béton :

La contrainte de compression du béton est limitée à $\overline{\sigma_{bc}} = 0.6\, fcj$

A l'etat ultime de service, σ_{bc} doit être inférieure à $\overline{\sigma_{bc}}$

I.4.2.b. E.L.S de contrainte limite de l'acier:

I.4.3.Contrainte limite de l'acier :

- Fissuration peu nuisible : Aucune vérification à effectuer
- Fissuration préjudiciable $\overline{\sigma_s} = Min\left\{\frac{2}{3} f_e \ ; \ 110\sqrt{\eta . f_{tj}}\right\}$
- Fissuration très préjudiciable $\overline{\sigma_s} = Min\left\{\frac{1}{2} f_e \ ; \ 90\sqrt{\eta . f_{tj}}\right\}$

Avec :

$R.L = 1.0$…… pour les aciers ronds lisses (R.L).

$H.L = 1.6$……pour les aciers de hautes adhérence (H.L).

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 CBA93 et RPA99 Version 2003.Les résultats obtenus ne sont pas définitifs, ils peuvent être modifiés après vérifications dans la phase de calcul. Le pré dimensionnement des poteaux 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 a la descente de charges permettant le dimensionner les éléments de la superstructure du bâtiment :

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

II.2.Pré dimensionnement des planchers :

Les planchers corps creux sont des aires planes horizontales limitant les étages, ils Sont caractérisés par une faible épaisseur par rapport aux dimensions en plan ,ils ont Pour fonction :

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

Pour notre batiments,deux types de planchers sont utilisés :

- Plancher corps creux.
- Plancher dalle pleine.

II.2.1.Plancher corps creux :

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

- $L/25 \leq ht \leq L/20$

Avec :

- L : la portée la plus longue de la poutrelle mesurée entre nus des appuis.
- Pour le cas de notre structure, nous avons : L=4.70m

$470/25 \leq ht \leq 470/20 \Rightarrow 18.8cm \leq ht \leq 23.5cm$ on choisit ht =20cm(16+4)

Avec : d=16cm (hauteur de corps creux).

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

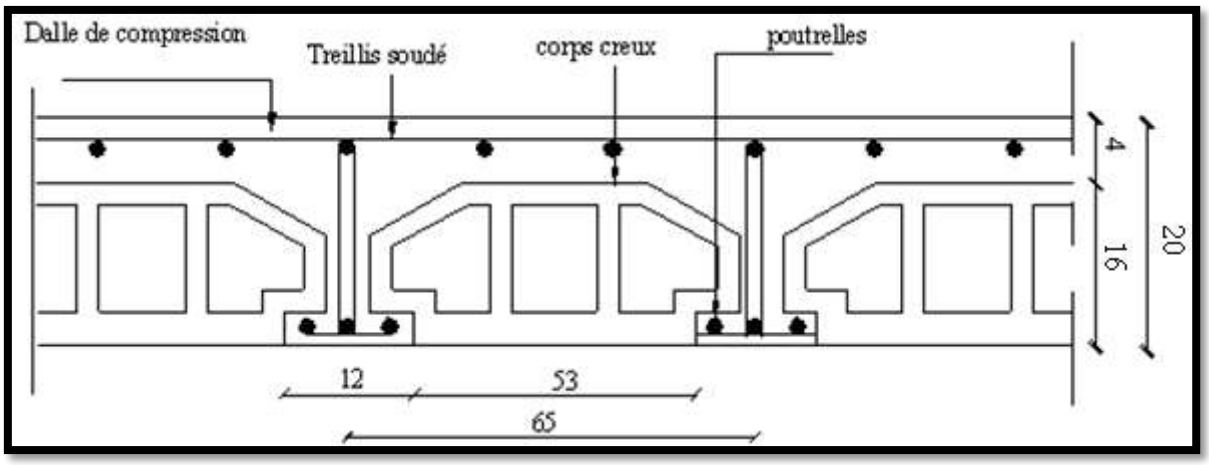


Figure II.1 : dimensionnement de plancher corps creux

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

$ht \geq 16cm$

D'où on a :$20cm \geq 16cm$ (CV).

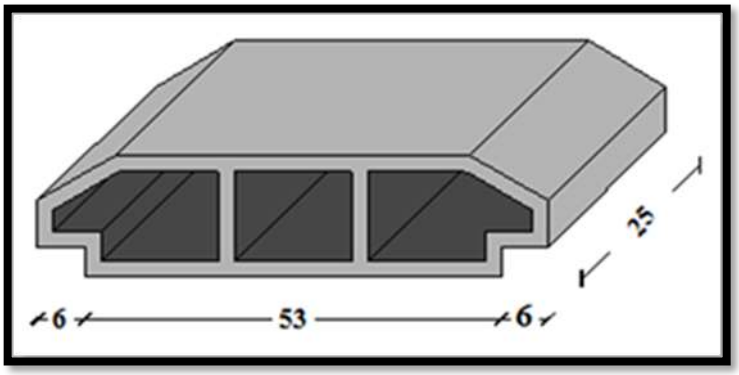


Figure II.2 : Dimensions du corps creux

II.2.2.Les dalles pleines :

Une dalle pleine est une plaque porteuse en béton armé coulé sur place repose sur des appuis : murs ou poutres.

Le pré dimensionnent de l'épaisseur des dalles pleines consiste a vérifier la condition de résistance donnée en fonction de la nature des appuis sur les quels repose la dalle

- **A.Critère de résistance :**

-pour une dalle reposant sur 3 ou 4 appuis :**(Lx/45 ≤ ep ≤ Lx/40)**

Lx=3.90m ⇒ (390/45) ≤ ep ≤ (390/40) ⇒ 9.75 ≤ ep ≤ 8.67

-pour une dalle reposant sur deux appuis : **(Lx/35 ≤ ep ≤ Lx/30)**

Lx=2.40m ⇒ (240/35) ≤ ep ≤ (240/30) ⇒ 6.86 ≤ ep ≤ 8.00

Avec :

ep : épaisseur de la dalle .

L : la plus grande portée mesurée entr uns des appuis

- **B.Sécurité contre l'incendie :**

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

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

- **C.Condition d'isolation acoustique :**

ep= 15 cm

conclusion : pour la dalle pleine on adoptera : ep=15cm

II.3.Evaluation des charges permanentes et surcharges d'exploitation :

II.3.1.Maconnerie :

- **Murs intérieurs (simple cloison) :**

Tableau II.1- charge permanentes du mur simple cloison

N	Composant	Epaisseur(m)	Poids volumique (KN/m^3)	Poids surfacique (KN/m^2)
01	Enduit en ciment	0.02	18	0.36
02	Brique creuse	0.10	09	0.90
03	Enduit en ciment	0.02	18	0.36
Charge permanente G				**1.62**

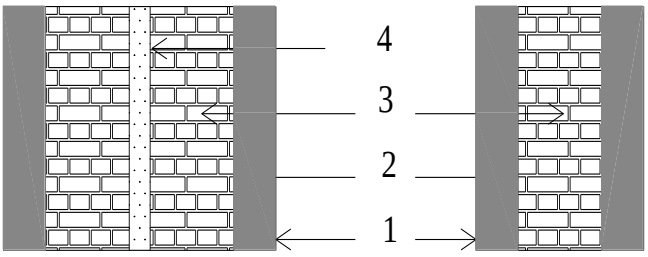


Figure II.3 : Mur simple et double cloisons

- **Mur extérieurs (double – cloison) :**

Tableau II.2 : charge permanente du mur du mur double cloisons

N	Composant	Epaisseur(m)	Poids volumique (KN/m^3)	Poids surfacique (KN/m^2)
01	Enduit en ciment	0.02	18	0.36
02	Brique creuse	0.10	9	0.9
03	Lame d'aire	0.10	-	-
04	Brique creuse	0.10	9	0.9
05	Enduit en ciment	0.02	18	0.36
Charge permanente G				**2.52**

II.3.2. Plancher terrasse :

II.3.2.1. Charges permanentes :

Tableau II.3 : Charge permanente du plancher terrasse

N⁰	Composant	Epaisseur (m)	Poids surfacique (KN/m^2)
1	Gravier roulé	0.04	0.8
2	Etanchéité multicouche	0.02	0.12
3	Papier kraft	-	0.05
4	Forme de pente	0.10	2.20
5	Plaque de liege	0.04	0.16
6	Pare vapeur	0.01	0.06
7	Film polyane	-	0.01
8	Planche corps creux	0.16+0.04	2.85
9	Enduit en platre	0.02	0.20
Charge permanente G			**6.45**

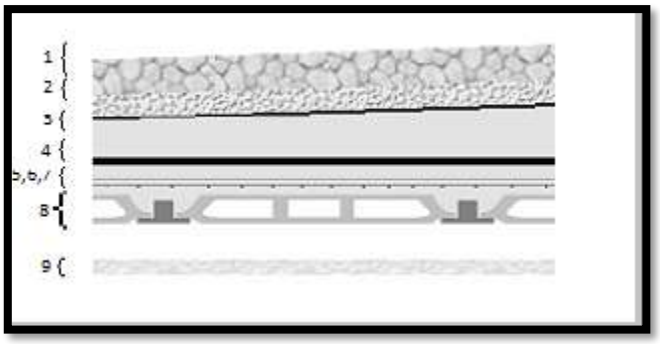


Figure II.4 : Composants d'un plancher terrasse

II.3.2.2.Charge d'exploitation :

Q= 1 (KN/m^2)

II.3.3.Plancher courant :

II.3.3.1. Charge permanente :

Tableau II.4 :Charge permanente de plancher courant

N⁰	Composants	Epaisseur(m)	Poids surfacique (KN/m^2)
1	Carrelage	0.02	0.40
2	Lite de sable	0.03	0.54
3	Mortier de pose	0.02	0.4
4	Planche corps creux	0.16+0.04	2.85
5	Enduit platre	0.02	0.2
6	Mur simple cloison	0.10	1.62
G			**6.01**

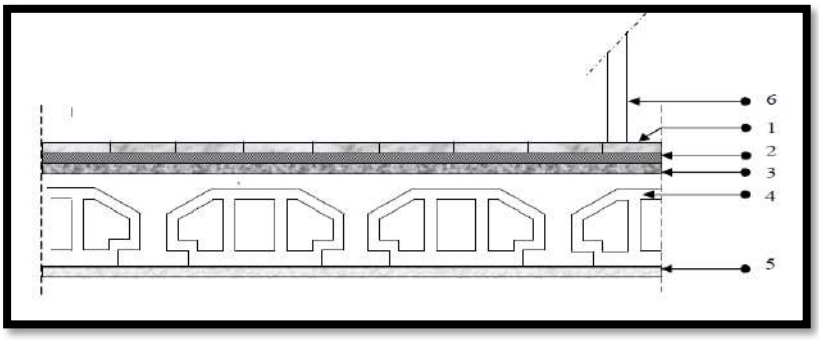


Figure II.5 : Composants d'un plancher courant

II.3.3.2.Charges d'exploitation :

Q = 1.5 KN /m² (usage d'habitation)

II.3.4. Dalle pleine :

II.3.4.1. Balcons :

II.3.4.1.a. Charge permanente :

Tableau II.5 : Charge permanente d'un balcon terrasse.

N⁰	Composants	Epaisseur (m)	Poids surfacique (kN/m²)
1	Gravier roulé	0.04	0.72
2	Etanchéité multicouche	0.02	0.12
3	Papier kraft	-	0.05
4	Forme de pente	0.10	2.20
5	Plaque de polystyrène	0.03	0.03
6	Pare vapeur	0.01	0.06
7	Film polyane	-	0.01
8	Dalle pleine	0.15	3.75
9	Enduit de plâtre	0.02	0.20
permanente G			**7.14**

Tableau II.6 : Charge permanente d'une balcon courant

N	Composants	Epaisseur(m)	Poids surfacique (kN/m²)
	Carrelage	0.02	0.44
2	Lit de sable	0.03	0.54
3	Mortier de pose	0.02	0.40
4	Dalle pleine	0.15	3.75
5	Enduit de ciment	0.02	0.36
Charge permanente G			**5.49**

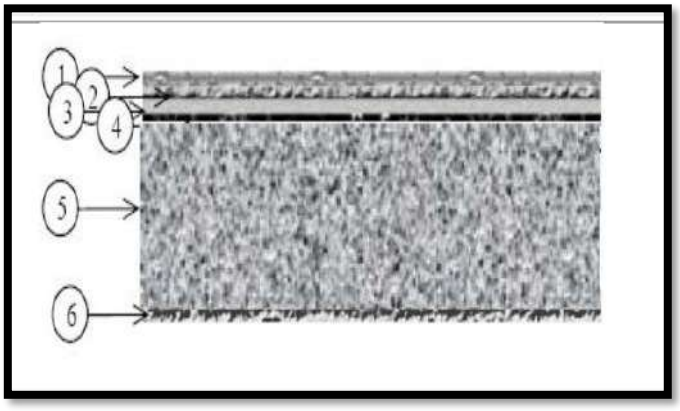


Figure II.6 : composants de la dalle pleine

II.3.4.1.b.Surcharge d'exploitation du balcon :

Q=3.5kN/m².

II.4.Prédimensionnement des poutres :

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

Les poutres sont des éléments structuraux horizontaux chargés de la transmission des Charge verticales et horizontales aux éléments porteurs (poteaux et voiles). Elles sont Dimensionnées d'après les conditions de résistance et de la fléche, imposées par les règles (CBA93).

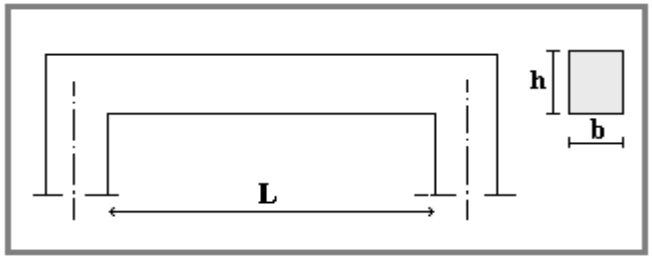


Figure II.7 : Dimensionnement de la poutre

- b: largeur de la base de la poutre.
- h: hauteur totale de la poutre.
- L : la plus grande portée mesurée a 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

Le prédimensionnement des poutres exigées par le Règlement **RPA99Version 2003**

►►Art [7.5.1] ◄◄ en zone III sont:

- h ≥ 30cm
- b ≥ 20 cm
- h/b ≤ 4
- bmax ≤ 1.5h+b1

Tableau II.7 :pré dimensionnement des poutres

	Poutres secondaires	Poutres prancipales
Conditions de résistance	Lmax= 4.20 *m* ⇒ 28*cm* ≤ h ≤ 42*cm* on adopte **h= 35*cm*** ⇒10.5*cm* ≤ b ≤ 24.5*cm* on adopte **b = 30** *cm*	Lmax =4.70*m* ⇒ 31.33*cm* ≤ h ≤ 47*cm* on adopte **h = 40 *cm*** ⇒ 12 *cm* ≤ b ≤ 28 *c m* on adopte **b = 30 *cm***
Vérification selon le RPA99	h=35cm≥30cm ; b=30*cm*≥20*cm* h/b=1.16 ≤ 4	h=40cm≥30cm ; b=30*cm*≥20*cm* h/b=1.33 ≤ 4
Condition de rigidité(h/L≥1/16)	(h/L=0.0833) ≥ (1/16=0.0625) (condition vérifie)	(h/L=0.0851) ≥ (1/16=0.0625) (condition vérifie)
Conclusion	**h = 35 *cm* ; b = 30 *cm***	**h = 40*cm* ; b = 30 *cm***

II.5.Pré dimensionnement des poteaux :

Ce sont des éléments porteurs verticaux en béton armé, ils constituent les points d'appuis pour transmettre les charges aux fondations, on peut pré dimensionner les poteaux en utilisant un calcul basé sur la descente des charges permanentes et d'exploitation a l'état limite ultime (NU=1.35G+1.5Q)

II.5.1.Dimensions des poteaux: selon RPA.99version 2003 : ►► [Art 7.4.1] ◄◄

Le pré dimensionnement des poteaux est basé sur la condition suivante :

- Min (b1 , h1) ≥ 30 cm

Tableau II.8 : pré dimensionnement des poteaux

Niveau d'étage		6	5	4	3	2	1	RDS
Dimension Du poteau	b1(cm)	**30**	**35**	**35**	**40**	**40**	**45**	**45**
	h1(cm)	**30**	**35**	**35**	**40**	**40**	**45**	**45**

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

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

- ➢ 0.7×L0 : si le poteau est a est extrémités :
- Soit encastré dans un massif de fondation.
- Soit assemblé a des poutres de plancher ayant au moins la même raideur que lui dans le sens considéré et le traversant de part en part.
- ➢ L0 : dans les autres cas .

Avec L0 = 3.20m : 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 a la vérification suivante :

Tableau II.9 :Détermination de la longueur de flambement

	Dimensions du poteau	Lf	$i = b/\sqrt{12}$	λ
le 6eme étage	30*30	2.24	0.08660254	25.865
le 5eme étage	35*35	2.24	0.10103629	22.170
le 4eme étage	35*35	2.24	0.10103629	22.170
le 3eme étage	40*40	2.24	0.11547005	19.398
le 2eme étage	40*40	2.24	0.11547005	19.398
le 1eme étage	45*45	2.24	0.129903811	17.243

le RDC	45*45	2.24	0.129903811	17.243

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

L'effort normal admissible est :(CBA93 **[B.8.4.1])**

$$N_{ultime} \le \alpha(\frac{Brf_{c28}}{0.9\gamma_b} + \frac{Af_e}{\gamma_s})$$

A : La section d'cier comprimé prise en compte dans le calcul ($A = \frac{B}{1000}$)

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

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

$$\alpha = \frac{0.85}{1+0.2(\frac{\lambda}{35})^2} \; pour \lambda \le 50$$

$$\alpha = 0.6(\frac{50}{\lambda})^2 \; pour 50 \le \lambda \le 70$$

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

$L_{f=}0.7L_0$:C' est la longueur de flambement.

$i = \sqrt{\frac{I_{mim}}{5}}$:C'est le rayon de giration ;ou' :

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

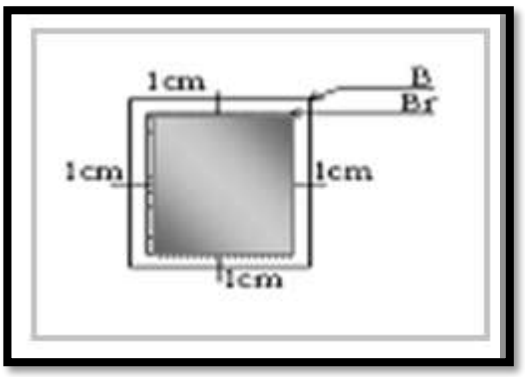


Figure II.8 : section réduite du poteau

Tableau II.10 : Calcul de $\overline{N_U}$

	Dimension (cm×cm)	Br (mm²)	λ	α	A=B/1000 (mm²)	$\overline{N_U}$ (KN)
le 6^{eme} étage	30*30	78400	25.865	0.766	90	1136.097
le 5^{eme} étage	35*35	108900	22.170	0.787	122.5	1620.649
le 4^{eme} étage	35*35	108900	22.170	0.787	122.5	1620.649
le 3^{eme} étage	40*40	144400	19.398	0.801	160	2186.510
le 2^{eme} étage	40*40	144400	19.398	0.801	160	2186.510
le 1^{eme} étage	45*45	184900	17.243	0.848	202.5	2963.343
RDC	45*45	184900	17.243	0.848	202.5	2963.343

II.5.4. Détermination des charges et surcharges :

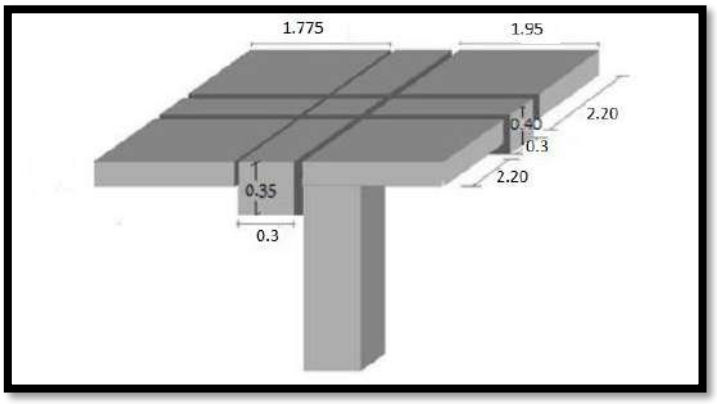


Figure II.9**.** Surface reprise par le poteau le plus sollicité

- Surface du plancher revenant au poteau :
  Sp= (4.025-0.3)×(4.700-0.3)=16.390 m²

- Surface totale :
  St= 4.025×4.700=18.917 m²

II.5.5.Descente des charges: ►► [Art 6.3] ◄◄

II.5.5.1. Charges d'exploitation : selon le DTR►► [B.C.2.2] ◄◄

Pour déterminer les surcharges d'exploitation. On adopte la loi de dégression suivantes :

Les surcharge des planchers sont différentes : $Q_0 + \frac{3+n}{2n}(Q_1 + Q_2 .....Q_n)$

- 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'exploitation des planchers respectifs .

On utilise le $\frac{3+n}{2n}$ a partir du cinquuiéme étage .

Tableau II.11 : Détermination des charges d'exploitations

	Q (*KN/m²*)	st(*m2*)	Q (*KN*)		$\frac{3+n}{2n}$	Qcum (*kN*)
6éme étage	1	18.917	Q0=	18.917		18.917
5éme étage	1.5		Q1=	28.375	1	47.292
4éme étage	1.5		Q2=	28.375	0.95	74.248
3éme étage	1.5		Q3=	28.375	0.9	99.785
2éme étage	1.5		Q4=	28.375	0.85	123.904
1éme étage	1.5		Q5=	28.375	0.8	146.604
RDC	1.5		Q6=	28.375	0.75	167.885

II.5.5.2.Charges permanentes et Nu :

- **Effort normal de résistance :** $N_u = 1.35G + 1.5Q$

$$\overline{N_u} = N_u + 10\% N_u = 1.1N_u$$

Tableau II.12 : Vérificationde l'effort normal :

	Elémens	G (kN)	G (kN)	Gcum (kN)	Qcum (kN)	Nu (kN)	1.1Nu (KN)	$\overline{N_U}$	CV
6éme étage	Poutre P	13.20	174.80	174.8	18.92	264.36	290.796	1136.10	CV
	Poutre S	9.778							
	Poteau	7.2							
	Plancher	131.19							
	Double cloison	13.430							
5éme étage	Poutre P	13.20	168.25	343.05	47.29	534.05	587.455	1620.65	CV
	Poutre S	9.778							
	Poteau	9.8							
	Plancher	122.04							
	Double cloison	13.430							
4éme étage	Poutre P	13.20	168.25	511.3	74.25	801.63	881.793	1620.65	cv
	Poutre S	9.778							
	Poteau	9.8							
	Plancher	122.04							
	Double cloison	13.430							
3éme étage	Poutre P	13.20	171.25	682.55	99.79	1071.13	1178.243	2186.51	Cv
	Poutre S	9.778							
	Poteau	12.8							
	plancher	122.04							
	Double cloison	13.430							
2éme étage	Poutre P	13.20	171.25	853.8	123.90	1338.48	1472.328	2186.51	CV
	Poutre S	9.778							
	Poteau	12.8							
	Plancher	122.04							
	Double cloison	13.430							
1éme étage	Poutre P	13.20	174.65	1028.45	146.60	1608.31	1769.141	2963.34	CV
	Poutre S	9.778							
	Poteau	16.2							
	Plancher	122.04							
	Double cloison	13.430							
RDC	Poutre P	13.20	174.65	1203.1	167.89	1876.02	2063.622	2963.34	CV
	Poutre S	9.778							
	Poteau	16.2							
	Plancher	122.04							
	Double cloison	13.430							

II.5.6. Vérificatin selon le RPA99V2003 :►► [Art 7.4.1] ◄◄ :

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

Tableau II.13 : Vérifications de coffrage des poteaux

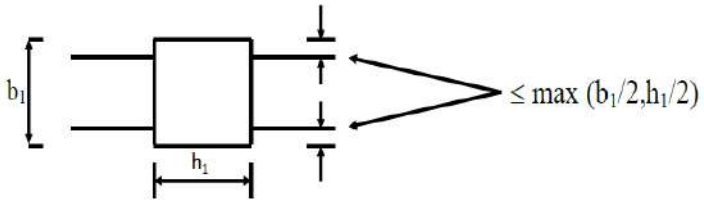
Condition a vérifier	Application de condition	Vérification
Min (b, h) ≥ 30 cm	Min (b, h) = 30cm ≥ 30 cm	**CV**
Min (b, h) ≥he /20	Min (b, h) =30cm≥ (he/20) = (3.20 -0.40)/20=14cm	**CV**
0.25 ≤ (b/h) ≤ 4	0.25 ≤ (b/h)=1 ≤ 4	**CV**

II.5.7. Vérification aux zones nodales: selon RPA99 version2003►► [Art 7.5.1] ◄◄

Il nous reste a vérifier :

- bmax ≤ 1.5h1+b1
- d ≤ Max (b1/2;h1/2)

• Cas (a) :



• Cas (b) :

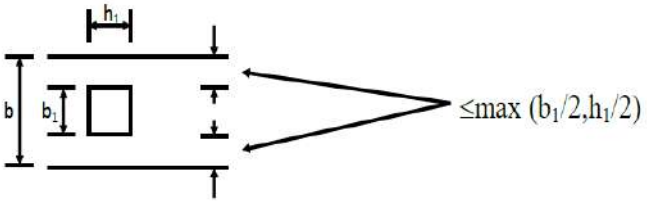
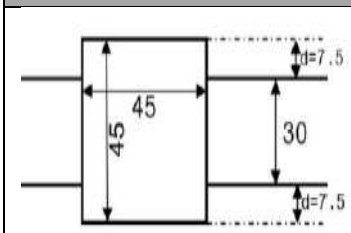
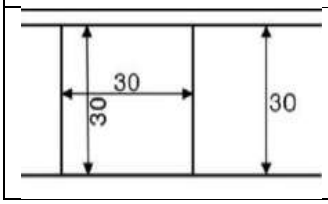


Tableau II.14-Vérification aux zones nodales

	bmin (cm)	h1 (cm)	b1 (cm)	bmin≤ 1.5h1+b1	d (cm)	Max (b1/2;h1/2)	d ≤ Max (b1/2;h1/2)
	**30**	**45**	**45**	Oui	**7.5**	**22.5**	Oui
	**30**	**30**	**30**	Oui	**0**	**15**	Oui

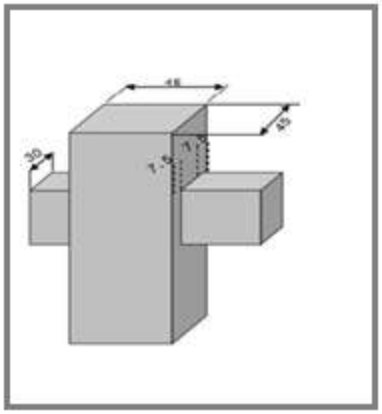


Figure II.10 : Les poutres principales

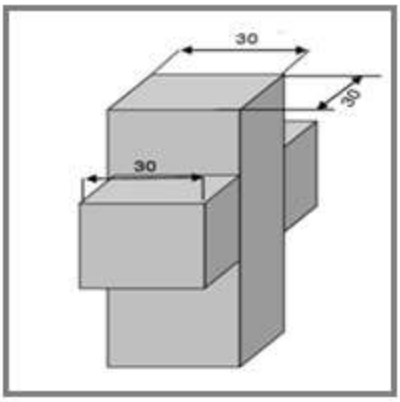


Figure II.11 :Les poutres secondaires

II.6.Pré dimensionnement des voiles : selon RPA.99version 2003 : ►► [Art 7.7.1] ◄◄

Les voiles sont des mus 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 éléments sont considérés comme des élément linéaires.

Le RPA99 version 2003,exige une épaisseur minimale de 15cm , de plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage he et des conditions de rigidité aux extrémités.

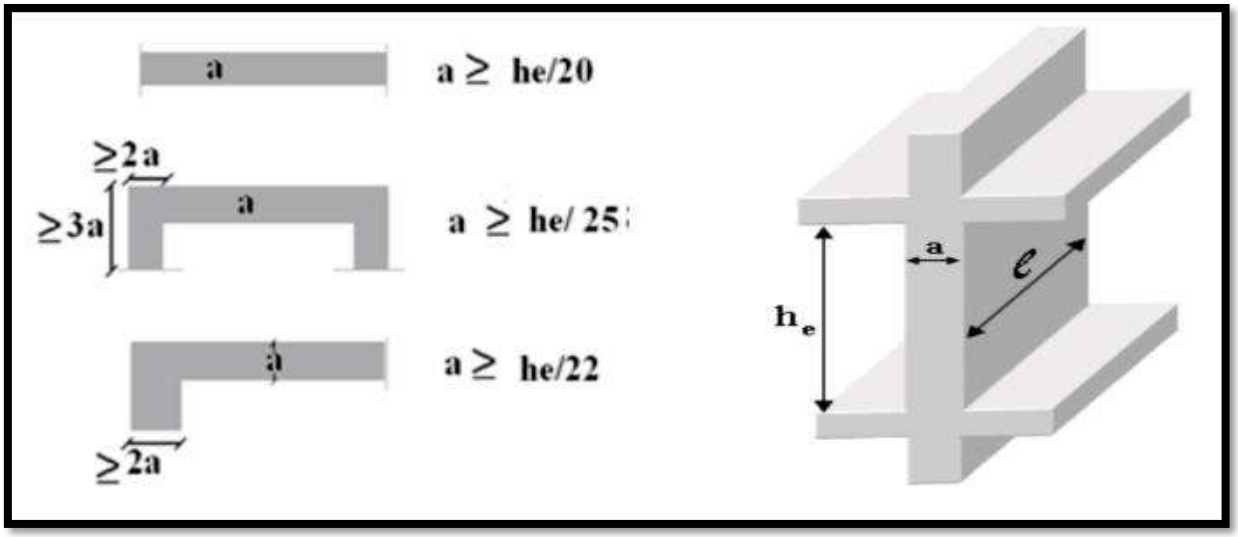


Figure II.12 : Coupe de voile en plan (gauche) en 3D (droite)

Dans notre cas on a :

- he= 3.20-0.35=2.85m.
- a ≥ MAX(15cm; he/25; he/22; he/20)

  a ≥MAX(15cm; 11.40cm ; 12.95m; 14.25cm)

  a ≥15cm

On adopte la même épaisseur pour tous les voiles :

a =15 cm pour tout les niveaux

Remarque :

Les résultats obtenus ne pas définitifs , être susceptibles de changer après avoir effectué le calcul dynamique .

III.1.INTRODUCTIO :

Dans toute structure , on distingue deux types d'éléments :

- Les éléments porteurs principaux qui contribuent directement aux contreventement et a la stabilité de l'ensemble en général.
- Les éléments secondaires qui ne participent pas au contreventement de la structure

Ainsi l'escalier et l'acrotère sont considérés comme des éléments secondaires dont l'étude est indépendante de l'action sismique (puisqu'ils ne contribuent pas directement a la reprise de ces efforts), mais ils sont considérés comme dépendant de la géométrie interne de la structure.

III.2.CALCUL DE L'ACROTERE :

L'acrotère est un élément non structurel en béton armé de 15 cm d'épaisseur et de 80cm de hauteur. C'est un système isostatique assimilé à une console de 100 cm de largeur, encastrée au plancher terrasse et soumise à un effort normal dû à son poids propre et un moment à l'encastrement dû à une charge d'exploitation de 1 kN/ml appliquée à son extrémité.

La fissuration est considérée comme préjudiciable car l'acrotère est sujet aux intempéries.

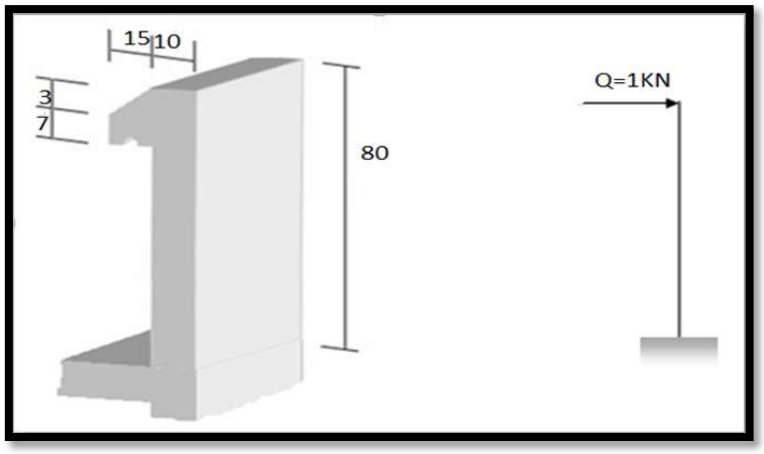


Figure III. 1: L'acrotère

II.2.1.Charges permanentes et d'exploitations :

Tableau III.1 : Les charges

Charge permanente G [KN/ml]	$25\times (0.1\times 0.80+\frac{0.03\times 0.15}{2}+0.07\times 0.15)=2.32$KN/ml
Charge d'exploitation Q [KN/ml]	1

III.2.2.Calcul des efforts :

Tableau III.2 : Les efforts

	E.L.U	E.L.S
Effort normal : Nu(KN)	1,35×G =1,35×2,32 =3.13KN	G = 2.32
Effort tranchant :Tu(kN)	1.5 * Q = 1.5*1=1.5	Q = 1
Moment d'encastrement : Mu(kN.m)	1.5 * Q * h=1.5 *1*0.8=1.2	Q * h = 0.8

III.2.3.Calcul du ferraillage :

Le calcul du ferraillage se fera en flexion composée et en situation durable .

Tableau III-3 : Les données

Données			
fc28	25MPa	h	10 cm
ft28	2.1MPa	d	7.5 cm
fe	400MPa	c	2.5 cm
$\sigma_b adm$	14.2MPa	c'	2.5 cm
$\sigma_s adm$	348MPa	b	100 cm

III.2.3.a. Vérification a L'E. L. U :

- **Calcul de l'excentricité :**

À l'attention de : $e_0 = \frac{Mu}{Nu} = \frac{1.2*10^2}{3.13} \Rightarrow e_0 = 38.34cm$

On a $e_0=38.34cm > \frac{h}{2} - c = \frac{10}{2} - 2.5 = 2.5cm$

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

Alors on a une section partiellement comprimée.

❖ **Calcul du moment de flexion :**

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

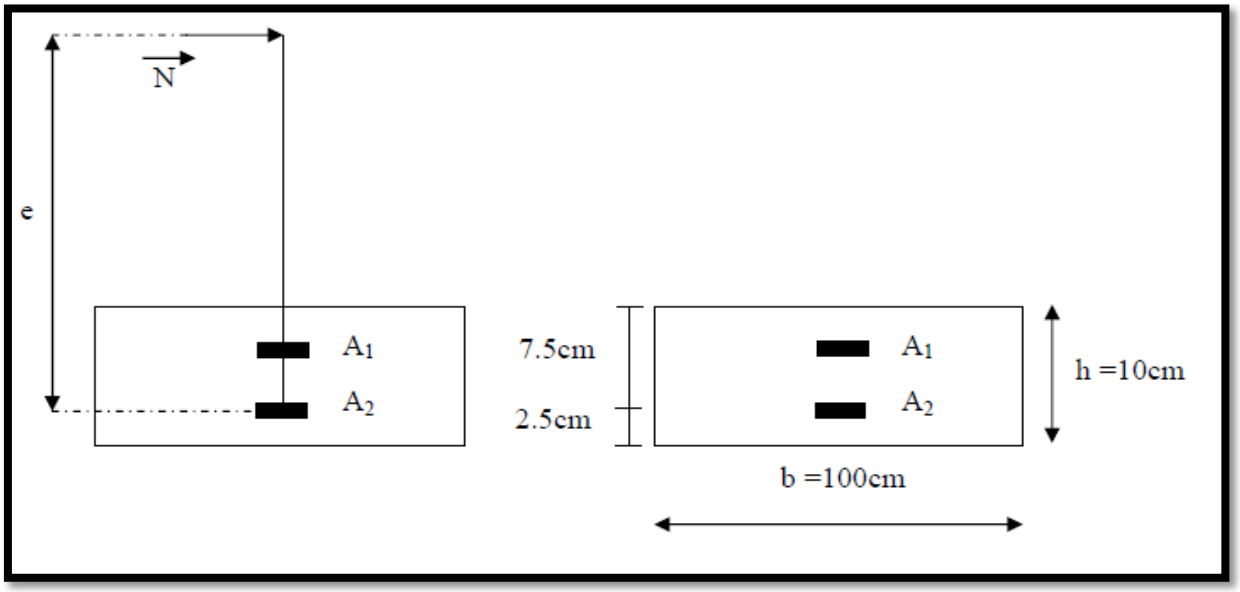


Figure III.2 : section de B A a' l'ELU

$e = e_0 + (\frac{h}{2} - c) \Rightarrow$ e = 0.4084m

$M_1 = N * e \Rightarrow M_1 =$ 1.28KN.m

Le calcul se fait en flexion simple pour déterminer A1 et A'1 :

Mu =M_1=1.28KN.m

$\mu = \frac{Mf}{\sigma_{bc} bd^2} \Rightarrow \mu$ =0.016

$\sigma_{bc} = \frac{0.85 f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.85 * 25}{1.5} = 14.2 MPa$

μ = 0.012 < μ = 0.392$\Rightarrow$ A' = 0.

Donc : ß = 0.992 (tab).

$A = \frac{Mu}{\beta \cdot d \cdot \overline{\sigma_s}} \Rightarrow$ A = 49 mm^2=0.49cm^2

$$\bar{\gamma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348MPa$$

N : effort de compression, alors : $A_2 = A - \frac{N}{100\sigma_s} \Rightarrow A = 40{,}01mm^2 = 0{,}40cm^2$

Et $A' = A_1 \Rightarrow A' = 0$

Donc: $\begin{cases} A2 = 0.40\,cm^2 \\ A1 = 0 \end{cases}$

❖ **Condition de non fragilité:**

$$A_{min} = \frac{B}{1000} = \frac{10 \times 100}{1000} = 1\,cm^2 > A = 0.30\,cm^2$$

Donc : $A = A_{min} = 1.00\ cm^2$

On adoptera : $A_2 = 4HA8 = 2.01\ cm^2$

❖ **Armatures de répartition:**

On a : $\frac{A}{4} \le A_{rep} \Rightarrow 0.58 \le A_r$

Donc, on prendra : $A_r = 5HA6 = 1.41\ cm^2$

❖ **Espacement :**

$$S_t = \frac{80}{3} = 30\,cm \le S_{min} = \min\left[3h = 30\,cm\,;\,33\,cm\right] = 30\,cm \qquad (OK)$$

$$S_{tr} = \frac{100}{3} = 35\,cm \le S_{min\,tr} = \min\left[4h = 40\,cm\,;\,45\,cm\right] = 40\,cm \qquad (OK)$$

III.2.3.b.Vérification a l'E.L.S:

Données : $\begin{cases} N_{ser} = 2.32KN \\ M_{ser} = 0.8KN.m \end{cases}$

❖ **Calcul de l'excentricité :**

On a $e_0 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{0.8 \times 10^2}{2.32} = 34.48cm$

$\frac{h}{2} - c = 5 - 2.5 = 2.5cm \prec e_0 = 34.48cm$

Le centre de pression se trouve à l'extérieur du segment limité par les armatures ; alors on a une section partiellement comprimée.

Donc l'acrotère sera calculé en flexion simple sous l'effet du moment fictif (M). Puis en

Flexion composée ou' la section d'armatures sera déterminée en fonction de selle déjà calculée.

On doit Vérifier l'inégalité ci- contre : $e_0 \geq \frac{I_G}{B_o \upsilon_2}$

Où : $B_o = b.h + 15 (A + A') \Rightarrow B_o = 1030.15\ cm^2$.

$\upsilon_1 = \frac{1}{B_0} [\frac{bh^2}{2} + 15 (A' c + Ad)] \Rightarrow \upsilon_1 = 5,07cm.$

$\upsilon_2 = h - \upsilon_1 \Rightarrow \upsilon_2 = 4,93cm.$

$I = \frac{b}{3} (\upsilon_1^3 + \upsilon_2^3) + 15 [A(\upsilon_2 - c)^2 + A'(\upsilon_1 - c')^2] \Rightarrow I = 8516.26 cm^4$

Alors: $\frac{I_G}{B_o \upsilon_2} = 1,68cm.$ Donc :

$e_0 = 34,48cm \geq \frac{I_G}{B_o \upsilon_2} = 1,68\ cm \Rightarrow$ on a une section partiellement comprimée (S.P.C).

Il faut Vérier que : $\begin{cases} \sigma_b \leq \overline{\sigma}_b \\ \sigma_s \leq \overline{\sigma}_s \end{cases}$ (fissuration préjudiciable)

Où $\sigma_b = k.y_1$ avec $k = \frac{N_{ser}}{S_{G'}}$

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

$C = -e_0 + (h/2) = -34,48 + 5 = -29,48cm$

On va calculer y_2 a l'aide de l'équation suivante :

$$\mathbf{y_2^3 + py_2 + q = 0\ldots\ldots. (*)}$$

tel que: distance entre le centre de pression 'c' et l'axe neutre .

$$p = -3\,c^2 + \frac{90A}{b}\,(d - c) \Rightarrow p = -2540.31\ cm^2$$

$$\text{et}\quad q = -2\,c^3 - \frac{90A}{b}\,(d - c)^2 \Rightarrow q = 48766.55\ cm^2$$

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 =** h/2 – e = - 29.48cm < 0".

D'où l'équation (*) devient : $y_2^3 + (-2540.31)\,y_2 + 48766.55 = 0$

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

$$0 < y_1 = y_2 + c < h$$

y_1: distance en tre la fibre comprimée de béton la plus éloignée et l'axe neutre.

Finalement, on trouve :

$y_2' = 31.50cm$

$y_2'' =$ 26.33cm rejetée comme valeur (y_2+c < 0)

$y_2''' =$ -58.13cm rejetée comme valeur (< 0)

D'où alors **:** 0 **<** $y_1 = 50.63 + (-29.48) = 2.02cm < h = 10cm$

Donc on prend : $y_1 = 31.50cm$.

En revanche on a : $k = \frac{N}{Sxx}$

Avec ; $S_{xx} = \frac{by_1^2}{2} + 15\,[A'_s\,(y_1 - c') - A_s\,(d - y_1)]. \Rightarrow S_{xx} = 48888.9\ cm^3$

D'où alors : $k = 800/48888.9 \Rightarrow k = 0.016\ N/mm^3$

Donc : $\sigma_b = ky_1 = 0.016*31.50 \Rightarrow \sigma_b = 0.52MPa$

Et : $\sigma_s = 15\ k\ (d - y_1) = 15 \times 0.016 \times (75 - 31.50) \Rightarrow \sigma_s = 10.44$ MPa

Donc, on obtient :

$\sigma_b = 0.52$MPa $\leq \overline{\sigma}_b = 0{,}6\ f_{c28} = 15$ MPa **(cv).**

$$\sigma_s = 10.44 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_s = \text{Min}\left[\frac{2}{3} f_e = 266.66\text{MPa} ; 110\sqrt{\eta f_{tj}} = 201.633\text{ MPa}\right] = 201.633\text{ MPa (cv)}$$

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

III.2.4. Vérification de l'effort tranchant:

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

$$T = V_u - \frac{M_u}{0{,}9 \cdot d} = 1.5 - \frac{1.2}{0{,}9 \cdot 0{,}075} \Rightarrow T = -16.28KN < 0$$

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

III.2.5. Vérification de la contrainte de cisaillement du béton :

doit vérifier que: $\tau_u \leq \overline{\tau}$ telles que:

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} = \frac{1{,}5 \times 10^3}{1000 \times 75} = 0{,}02\text{ MPa}$$

Et : $\overline{\tau} = \min\left[0{,}15\ \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4\text{ MPa}\right] = 2{,}5$ MPa (fissuration préjudiciable**)**

D'où alors : $\tau_u = 0{,}02\text{MPa} < \overline{\tau}_u = 2{,}5\text{ MPa}$

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

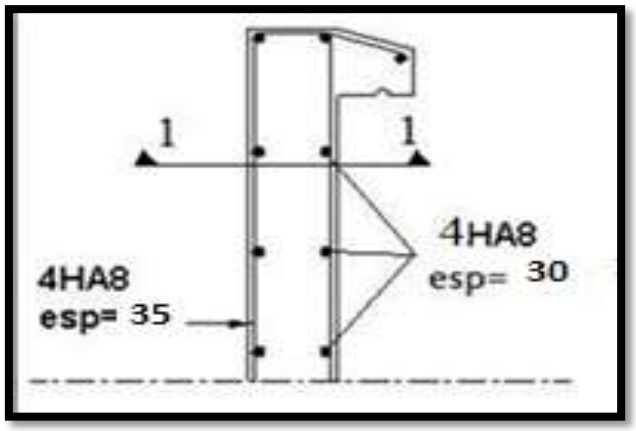


Figure III-3 : Ferraillage de l'acrotère

III.3. PLANCHER A CORPS CREUX :

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

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

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

- ❖ La dalle de compression.
- ❖ Les poutrelles.

III.3.1. La dalle de compression : ►►Art [B.6.8.4.2.3.] ◄◄

la dalle de compression a un rôle de distribution des charges verticales sur les poutrelles, ainsi que pour résister aux efforts appliqués sur la dalle; On prévoit un ferraillage en quadrillage. Cette dalle a une épaisseur de 4 cm avec un espacement de 65 cm entre les poutrelles. La section d'armatures à prévoir doit satisfaite aux conditions suivantes :

- Espacement pour les armatures perpendiculaires aux nervures au plus égale à :

$a_1 \leq 20$ cm

- Espacement pour les armatures parallèles aux nervures au plus égale à : a2≤33 cm

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

$$At \geq 200fe \qquad \text{si} \qquad L \leq 50\ cm$$

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

avec :

- L : espacements entre axes des nervures (65 cm dans notre ouvrage).
- fe : nuance de l'acier FeE520 (fe=520), le treillis soudé qui sera utilisé sera à maillage carré de 20cm x 20cm.
- At : section d'armatures perpendiculaires aux nervures.

Dans notre ouvrage, on a : L=65 cm , donc :

$$50\ cm \leq L = 65\ cm \leq 80\ cm \qquad At \geq 0.5\ cm^2/ml$$

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

$$A_l \geq \frac{A_t}{2} = 0.25 cm^2 / ml$$

On garde le même ferraillage pour les armatures parallèles et perpendiculaires aux nervures. On choisit un treillis soudé :
TLE520 : de nuance FeE520 avec des armatures de Ø5.et un espacement 20cm x 20 cm

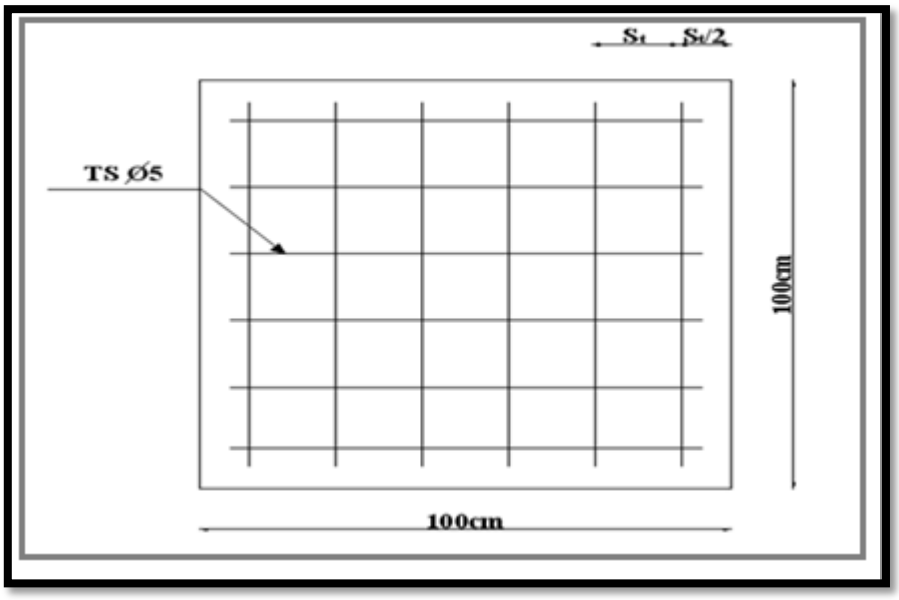


Figure III-4 : disposition constructive des armatures de la table de compression

III.3.2. LES POUTRELLES :

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

- Avant coulage.
- Après coulage.

III.3.2.1. 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.

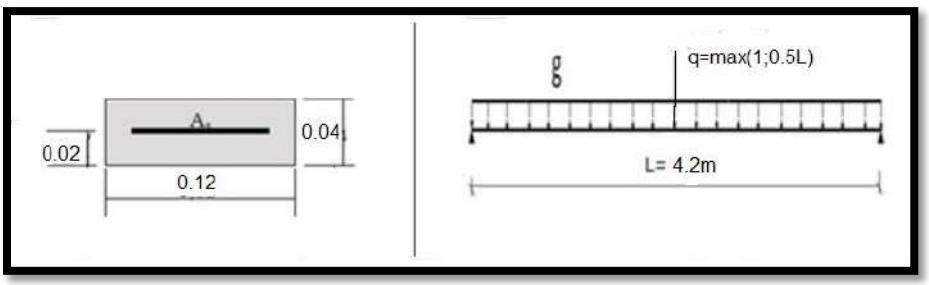


Figure III-5 : schématisation de la poutrelle avant coulage

Le tableau suivant regroupe les charges pour une section de 12*4 cm² :

Tableau III-4 : les charges de la poutrelle avant collage

La travée L(m)	Q(KN)	G(KN/ml)	
4.20	2.10	Poids de poutrelle	Poids du corps creux
		0.12*0.04*25= 0.12	0.65*1=0.65
		0.77	

Le calcul en flexion simple nous donne les résultats suivant :

Tableau III.5 : Calcul des moments

M_G (KN.m)	M_Q(KN.m)	M_u (kN.m)
$\frac{GL^2}{8}$ = 1.70 KN.m	$\frac{QL}{4}$ = 2.20 KN.m	$1.35M_G+1.5M_Q$=5.60 KN.m

$\mu=\frac{M_U}{\sigma_b\ b\ d^2}=\frac{5.60.10^6}{14.2*120*20^2}$= 8.21> μ_l=0.392

Conclusion :

Les armatures comprimées A' sont nécessaires, V_u la faible hauteur de la poutrelle par rapport à sa portée, on est obligé de prévoir des étais intermédiaires pour assurer la reprise des charges d'avant coulage du béton.

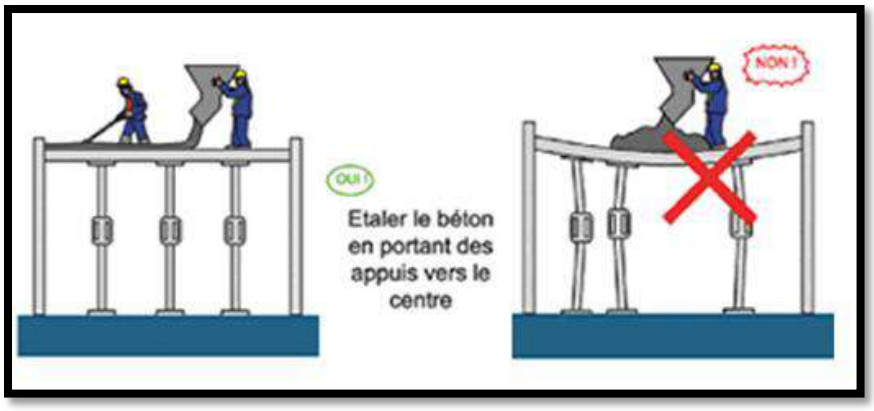


Figure.III.6. Choix de disposition des étaiements.

❖ **Calcul du nombre d´étaiement :**

C´est à partir du calcul de la flèche qu´on pourra déterminer le nombre d´étaiement c'est à dire, on suppose qu´on dispose d´un pied droit, on détermine alors la flèche et on la compare avec la flèche admissible. Si cette derniere est supérieur a la première donc un pied nous suffira, sinon on ajoute un deuxième et ainsi de suite jusqu´a avoir une flèche inférieure à la flèche admissible $f<f_{limite}$: $f=f_G+f_Q$

f_Q: une flèche due à la charge concentrée de l'ouvrier (Q = Max[1 ; 0.5L]) $f_Q=\frac{P_Q L^3}{48\ E\ I}$

f_G : Une flèche due à la charge répartie $f_G=\frac{5\ P_G L^4}{384.E\ I}$

$\overline{f}=\frac{L}{1000}+0.5$ cm pour L> 5 m

$\overline{f}=\frac{L}{500}$ pour L< 5 m

Avec : $I=\frac{b\ h^3}{12}=6.4.10^{-7}m^4$

Tableau III.6 :Détermination du nombre d'étaiements

N° des étaiements	Longueur de travée	G(KN/m)	Q(KN)	f_G(mm)	f_Q(mm)	f(mm) f_G+f_Q	$\overline{f}$(mm)	$f\leq\overline{f}$
0	4.20	0.77	2.10	167.23	157.25	324.10	8.4	Non vérif
1	2.10	0.77	1.05	10.45	8.86	19.31	4.2	Non vérif
2	1.40	0.77	0.70	2.05	1.77	3.815	2.8	Non vérif
3	1.05	0.77	1	0.65	1.45	1.76	2.1	vérif

Conclusion :

Il faut prévoir trois étais le long de la travée espacés de 1.05 m pour que la poutrelle supporte les charges avant le coulage de la dalle de compression.

III.3.2.2. Après coulage :

Dans cette étape, l'ensemble des poutrelles est considéré comme une poutre continue.

Six types de poutres continues sont à envisager :

- Type 1 :3 travées.(Travée de 2.10m et travée de 4.20m et travée de 3.60m).
- Type2 : 3travées. (Travée de 3.85 m et travée de 4.20m et travée de 3.60m).
- Type 3 :3 travées.(Travée de 3.60 m et travée de 4.20m et travée de 3.65m).
- Type 4 :4 travées.
- Type 5 :7 travées .
- Type 6 :8 travées

III.3.2.2.1. Méthodes de calcul :

les poutrelles étudiées sont considérées comme des poutres continues sur plusieurs appuis, alors leurs études se feront selon l'une des méthodes suivantes:

III.3.2.2.1. a. La méthode forfaitaire :

❖ **condition d.application :**

On utilise la méthode forfaitaire pour les éléments remplissant les conditions suivantes

- La surcharge d'exploitation Q ne doit pas dépasser le double des charges permanentes ou bien 5KN/m².

$$Q \le \max\left\{2G, 5KN/m^2\right\}$$

-Le moment d'inertie de la poutre doit être la même pour toute les travées :

$$I_1 = I_2 = I_3 = ...I_n$$

-Le rapport entre les portées successives des travées doit être compris entre 0.8 et 1.25 :

$$0.8 \le \frac{L_i}{L_{i+1}} \le 1.25$$

-La fissuration doit être considérée comme non préjudiciable (peu nuisible).

❖ **Exposé de la méthode :**

On désigne chaque travée par :

$$\alpha = \frac{Q}{G+Q}$$

1) $M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \ge M_{Max} \begin{cases} 1.05M_0 \\ (1+0.3\alpha)M_0 \end{cases}$

2) $M_t \ge M_{Max} \begin{cases} \frac{(1.2+0.3\alpha)}{2} M_0 \\ \frac{1+0.3\alpha}{2} M_0 \end{cases}$

3) Pour les appuis :

$M_a \ge 0.6M_0$…….Poutre a travées

$M_a \ge 0.5M_0$…….Appuis voisin des appuis de rives

$M_a \ge 0.4M_0$……Appuis intermédiaires.

$M_a \ge 0.2M_0$……Appuis de rive

Tableau III.7 : Actions de calcul des poutrelles après coulage

Niveau	G(KN/m)	Q(KN/m)	q_u (KN/m)	q_{ser} (KN/m)
Terrasse	6.45*0.65=4.19	1*0.65=0.650	6.62	4.84
Courant	6*0.65=3.9	1.5*0.65=0.975	6.727	4.87

III.3.2.2.1.b. Méthode de CAQUOT :

Lorsoque le rapport entre les portées successives 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 CAQUOT

comme le résume le tableau suivant :

Tableau III-8 : Méthode de CAQUOT

Moment isostatique Mo	$ql^2/8$	
Moment en travée Mt	$\frac{ql^2}{8}-\left(\frac{M_w+M_e}{2}\right)$	
Moment à l'appui Ma	Appuis de rives	$0.2\,M_0$
	Appuis intermédiaires	$\left(q_w l'^3_w+q_e l'^3_e\right)/\left(0.85\left(l'_W+l'_e\right)\right)$
longueurs fictives l'	Travée de rive	L
	Travée intermédiaire	0.8L
Effort tranchant T	T_W	$\left(ql/2\right)+\left(M_w-M_e/l\right)$
	T_e	$-\left(ql/2\right)+\left(M_w-M_e/l\right)$

III.3.2.2.1.c. la méthode forfaitaire:

On a six types des poutrelles dont la solution se fait par la méthode forfaitaire :

Vérification si la méthode forfaitaire est applicable.

$$Q = 1.5KN/m^2 \le \begin{cases} 2G = 12KN/m^2 \\ 5KN/m^2 \end{cases} \quad \Rightarrow \quad CV$$

- l'inertie est constante pour toutes les travées: $0.8<Li/Li+1<1.25$
- La fissuration est peu nuisible

❖ **Poutrelles à trois travée:**

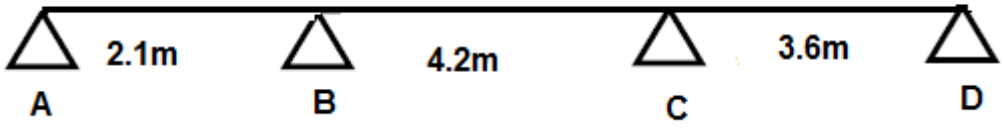


Figure.III.7. Poutrelles à trois travée.

Vérification des conditions de la méthode forfaitaire :

Q=1.5KN/m≤ Max (2G=12KN/m ; 5 KN)……...… C.V

I1=I2=I3= I4=I5=... In ……..…… C.V

0.8< Ln/ Ln+1<1.25…….... C.N.V

La fissuration est peu nuisible

Donc la méthode forfaitaire est applicable dans trois les planchers.

Les résultats sont indiqués dans le tableau suivant :

Tableau III-9 : Différentes sollicitations dans la poutrelle à trois travées (ELU)

TRAVEE	M0(KN.m)	Mt(KN.m)	Mw(KN.m)	Me(KN.m)	Tw(KN)	Te(KN)
A-B	3.71	6.759	0.742	6.84	4.16	-9.97
B-C	14.83	6.6	6.84	9.62	13.46	-14.79
C-D	10.89	4.99	9.62	2.18	14.17	-10.04

Tableau III-10 : Différentes sollicitations dans la poutrelle à trois travées (ELS)

TRAVEE	M0(KN.m)	Mt(KN.m)	Mw(KN.m)	Me(KN.m)	Tw(KN)	Te(KN)
A-B	2.69	-0.06	0.54	4.96	3.01	-7.22
B-C	10.75	4.78	4.96	6.97	9.76	-10.72
C-D	7.90	3.625	6.97	1.58	10.27	-7.28

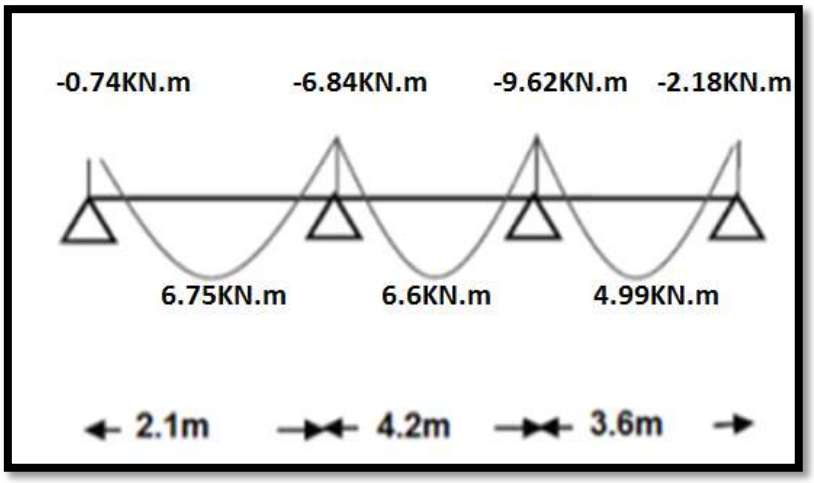


Figure.III.8. Diagrammes du moment fléchissant à l'E.L.U

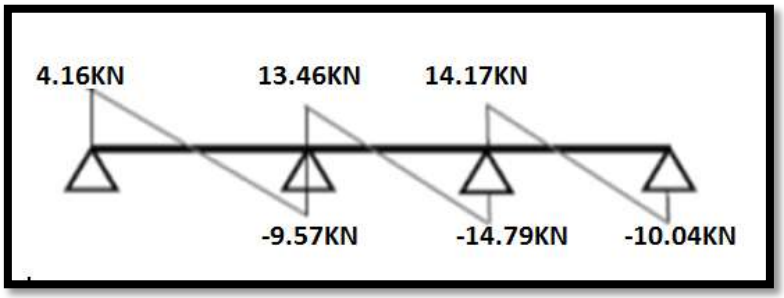


Figure III.9. Diagrammes l'effort tranchant à l'E.L.U

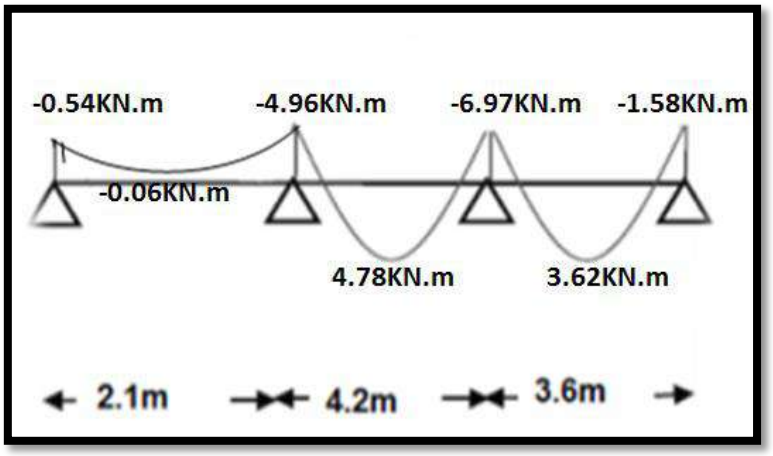


Figure.III.10. Diagrammes du moment fléchissant à l'E.L.S

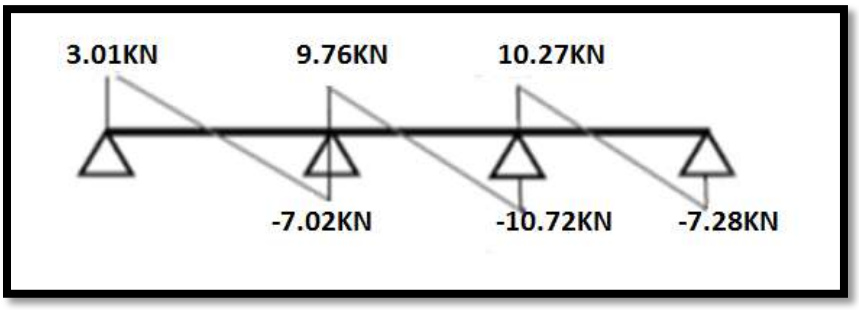


Figure III.11. Diagrammes l'effort tranchant à l'E.L.S

❖ **Poutrelles à quatre travées :**

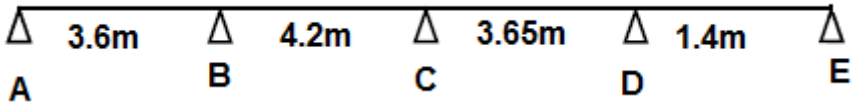


Figure III.12. Poutrelles à quatre travées

Tableau III-11 : Différentes sollicitations dans la poutrelle à quatre travées (ELU)

TRAVEE	M0(KN.m)	Mt(KN.m)	Mw(KN.m)	Me(KN.m)	Tw(KN)	Te(KN)
A-B	10.90	5	2.18	9.62	10.04	-14.17
B-C	14.83	6.06	9.62	7.92	14.52	-13.72
C-D	11.20	4.71	7.92	5.06	13.06	-11.50
D-E	1.65	-1.04	5.06	0.33	8.086	-1.33

Tableau III-12 : Différentes sollicitations dans la poutrelle à quatre travées (ELS)

TRAVEE	M0(KN.m)	Mt(KN.m)	Mw(KN.m)	Me(KN.m)	Tw(KN)	Te(KN)
A-B	7.90	3.62	1.58	6.97	7.28	-10.27
B-C	10.75	4.39	6.97	5.74	10.52	-9.94
C-D	8.12	3.40	5.74	3.70	9.45	-8.34
D-E	1.19	-0.54	3.70	0.24	5.88	-0.94

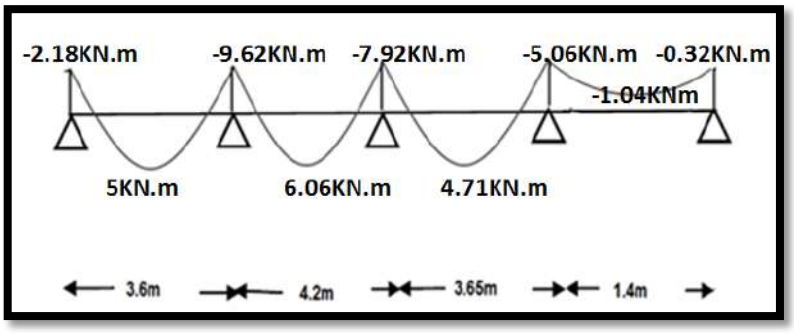


Figure.III.13. Diagrammes du moment fléchissant à l'E.L.U

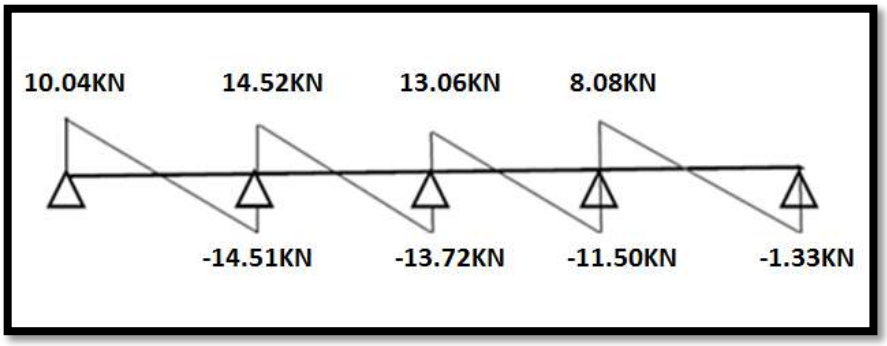


Figure III.14. Diagrammes l'effort tranchant à l'E.L.U

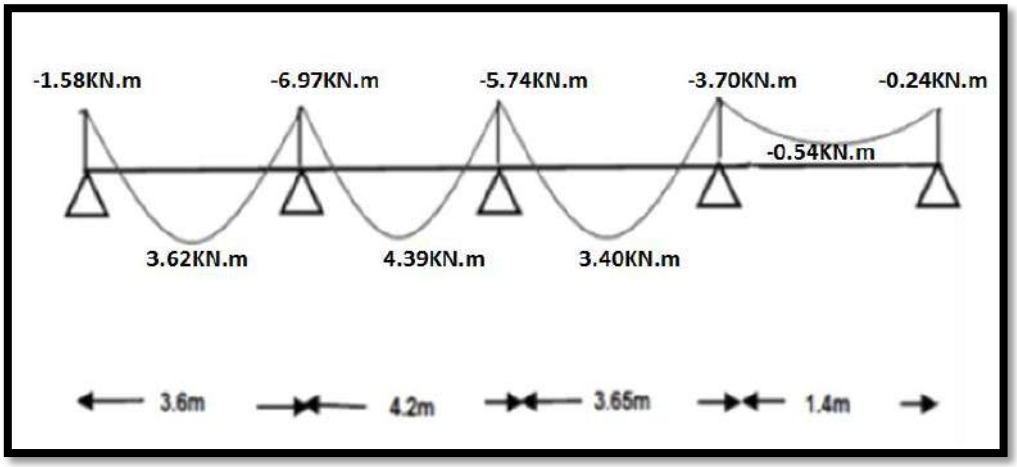


Figure.III.15. Diagrammes du moment fléchissant à l'E.L.S

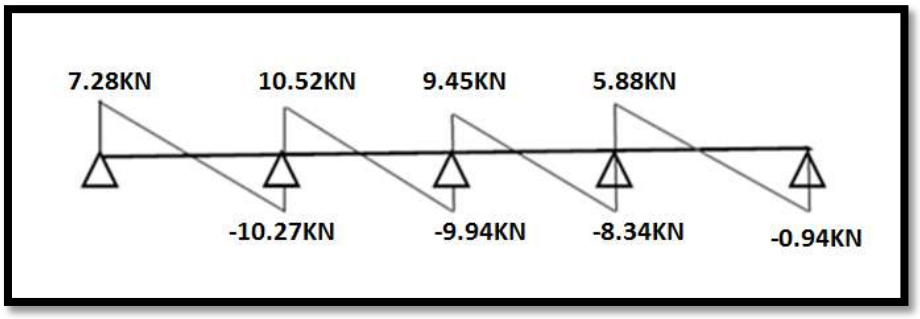


Figure III.16. Diagrammes l'effort tranchant à l'E.L.S

❖ **Poutrelles à huit travées :**

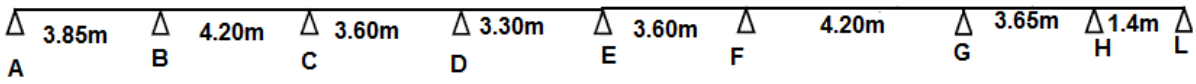


Figure III.17. Poutrelles à huit travées

Tableau III-13 : Différentes sollicitations dans la poutrelle à huit travées (ELU)

TRAVEE	M0(KN.m)	Mt(KN.m)	Mw(KN.m)	Me(KN.m)	Tw(KN)	Te(KN)
A-B	12.46	6.00	2.49	10.42	10.89	-15.00
B-C	14.83	5.7	10.42	7.84	14.73	-13.51
C-D	10.90	3.95	7.84	6.06	12.60	-11.61
D-E	9.16	3.10	6.06	6.06	11.10	-11.10
E-F	10.90	3.95	6.06	7.84	11.61	-12.60
F-G	14.83	6.95	7.84	7.92	14.11	-14.14
G-H	11.20	4.71	7.92	5.06	13.06	-11.49
H-F	1.65	-1.04	5.06	0.33	8.09	-1.33

Tableau III-14 : Différentes sollicitations dans la poutrelle à huit travées (ELS)

TRAVEE	M0(KN.m)	Mt(KN.m)	Mw(KN.m)	Me(KN.m)	Tw(KN)	Te(KN)
A-B	9.03	4.34	1.81	7.56	7.89	-10.88
B-C	10.75	4.13	7.56	5.68	2.54	-9.79
C-D	7.90	2.86	5.68	4.39	9.13	-8.42
D-E	6.64	2.25	4.39	4.39	8.04	-8.04
E-F	7.90	2.86	4.39	5.68	8.42	-9.13
F-G	10.75	5.04	5.68	5.74	10.22	-10.25
G-H	8.12	3.41	5.74	3.67	9.46	-8.33
H-F	1.19	-0.76	3.67	0.24	5.86	-0.95

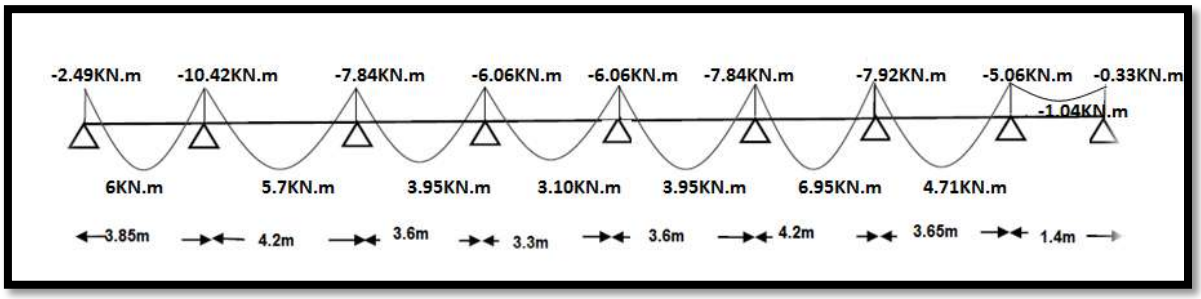


Figure .III-18- Diagrammes du moment fléchissant l'E.L.U

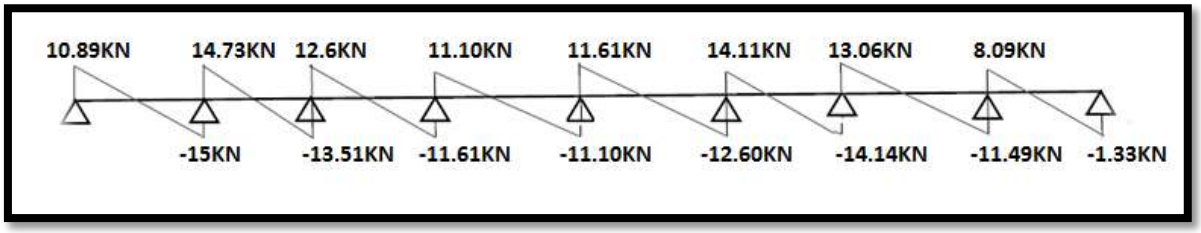


Figure III.19. Diagrammes l'effort tranchant à l'E.L.U

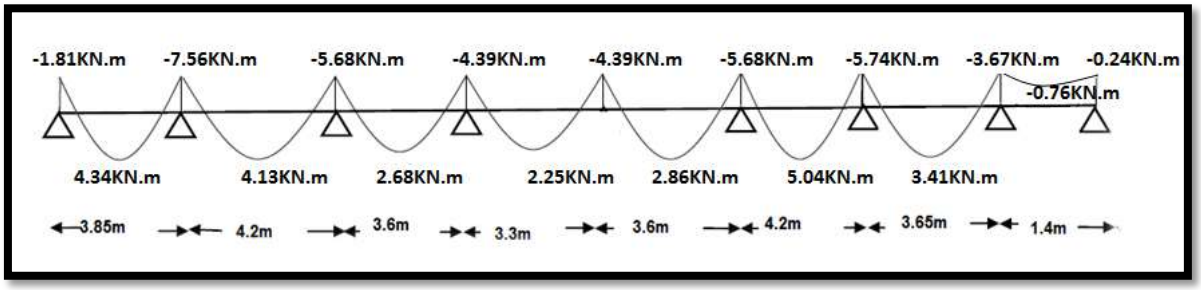


Figure .III-20- Diagrammes du moment fléchissant l'E.L.S

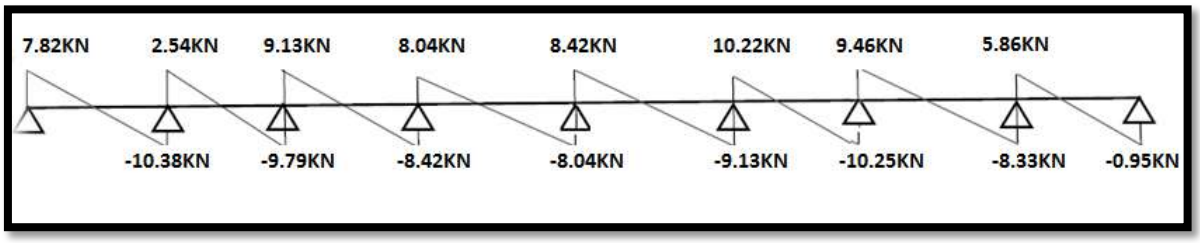


Figure III-21- Diagrammes l'effort tranchant à l'E.L.S

❖ **Poutrelles à trois travée:**

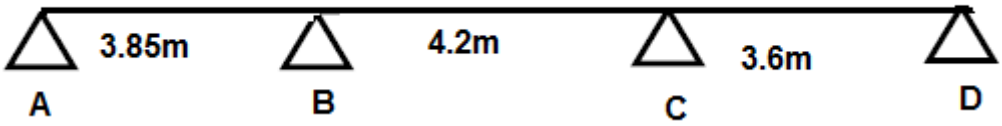


Figure III-22 Poutrelles à trois travée:

Vérification des conditions de la méthode forfaitaire :

Q=1.5KN/m≤ Max (2G=12KN/m ; 5 KN)……C.V

I1=I2=I3= I4=I5=... In …… C.V

0.8< Ln/ Ln+1<1.25…….. C.V

La fissuration est peu nuisible

Donc la méthode forfaitaire est applicable dans trois les planchers.

Les résultats sont indiqués dans le tableau suivant :

Sur Appuis:

Tableau III.23 Moments sur appuis

	$M_a(KN.m)$	$M_b(KN.m)$	$M_c(KN.m)$	$M_d(KN.m)$
ELU	**2.49**	**6.23**	**7.41**	**2.18**
ELS	**1.81**	**4.51**	**5.37**	**1.58**

En Travées :

Tableau III.24: Moments en travées.

	$M_{AB}(KN.m)$	$M_{BC}(KN.m)$	$M_{CD}(KN.m)$
ELU	8.85	8.90	11.66
ELS	6.41	6.45	4.98

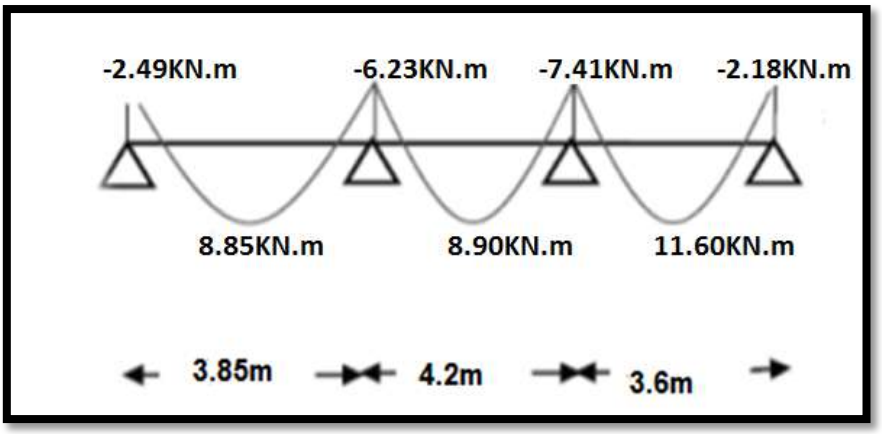


Figure .III-23- Diagrammes du moment fléchissant l'E.L.U

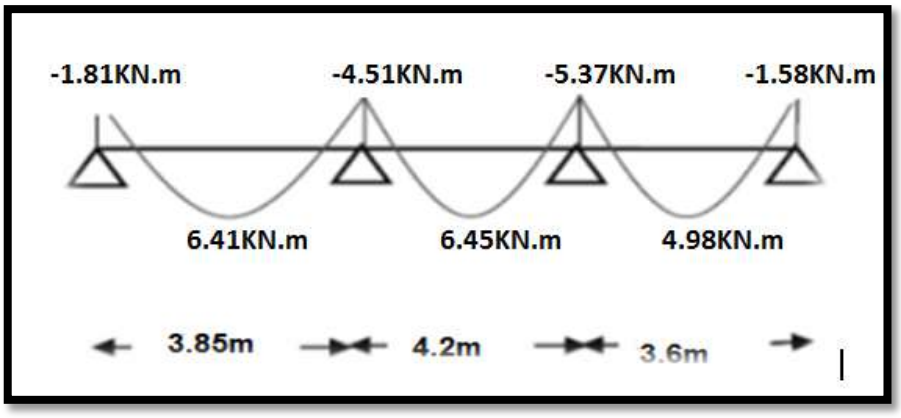


Figure .III-24- Diagrammes du moment fléchissant l'E.L.S

❖ **Poutrelles à trois travée:**

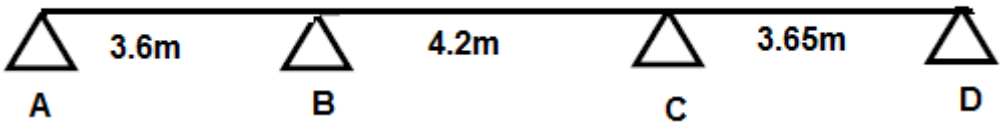


Figure .III-25- Poutrelles à trois travée:

Sur Appuis:

Tableau III.17: Moments sur appuis

	$M_a(KN.m)$	$M_b(KN.m)$	$M_c(KN.m)$	$M_d(KN.m)$
ELU	**2.18**	**5.45**	**7.41**	**2.24**
ELS	**1.58**	**3.94**	**5.37**	**1.62**

En Travées :

Tableau III.18: Moments en travées.

	$M_{AB}(KN.m)$	$M_{BC}(KN.m)$	$M_{CD}(KN.m)$
ELU	7.73	9.30	7.06
ELS	5.60	6.73	5.11

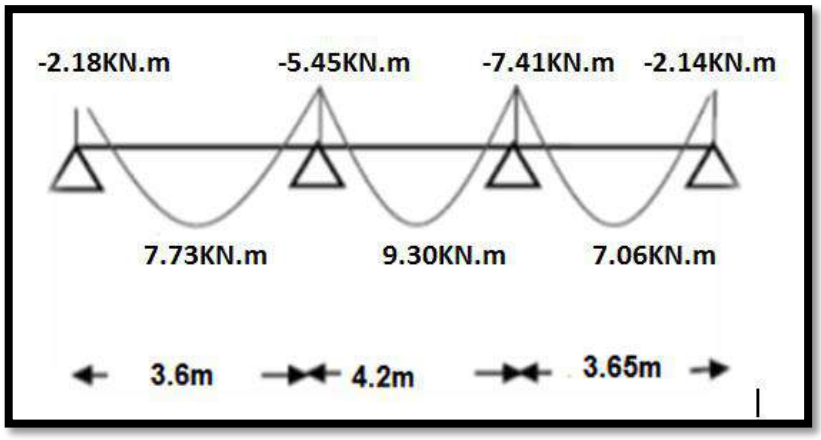


Figure .III-26- Diagrammes du moment fléchissant l'E.L.U

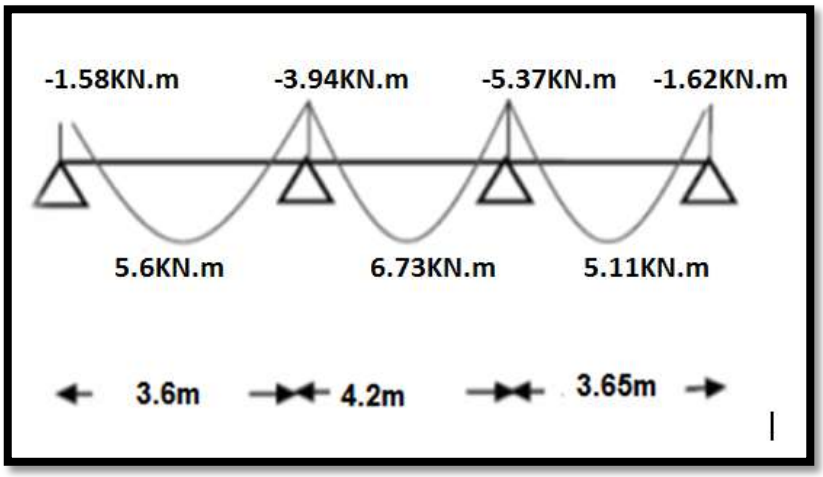


Figure .III-27- Diagrammes du moment fléchissant l'E.L.S

❖ **Poutrelles à sept travée:**

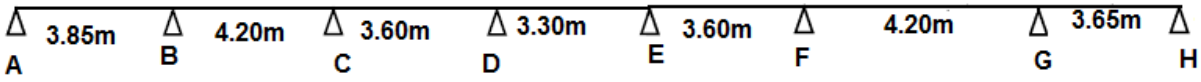


Figure .III-28- Poutrelles à sept travée

Sur Appuis:

Tableau III.19: Moments sur appuis

	Ma (KN.M)	Mb (KN.m)	Mc (KN.m)	Md (KN.m)	Me (KN.m)	Mf (KN.m)	Mg (KN.m)	Mh (KN.m)
ELU	2.49	6.23	5.93	4.36	3.66	4.36	7.41	2.24
ELS	1.80	4.51	4.30	2.33	2.65	3.16	5.37	1.62

En Travées :

Tableau III.20: Moments en travées.

	M_{AB} $(KN.m)$	M_{BC} $(KN.m)$	M_{CD} $(KN.m)$	M_{DE} $(KN.m)$	M_{EF} $(KN.m)$	M_{FG} $(KN.m)$	M_{GH} $(KN.m)$
ELU	8.85	9.63	6.41	5.70	7.54	9.84	7.06
ELS	6.41	6.98	3.09	4.54	5.46	7.12	5.11

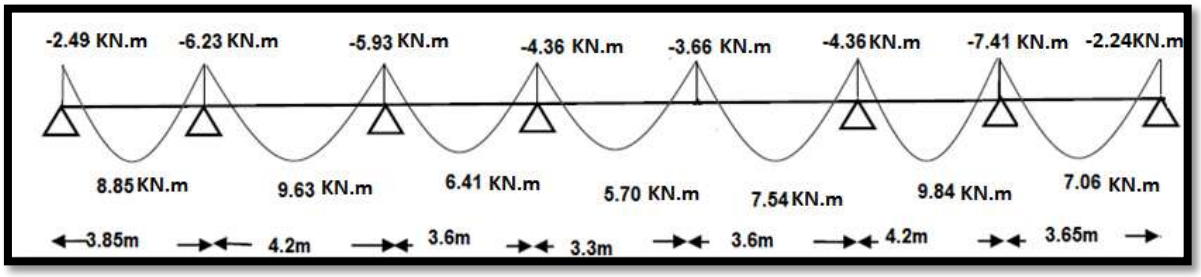


Figure .III-29- Diagrammes du moment fléchissant l'E.L.U

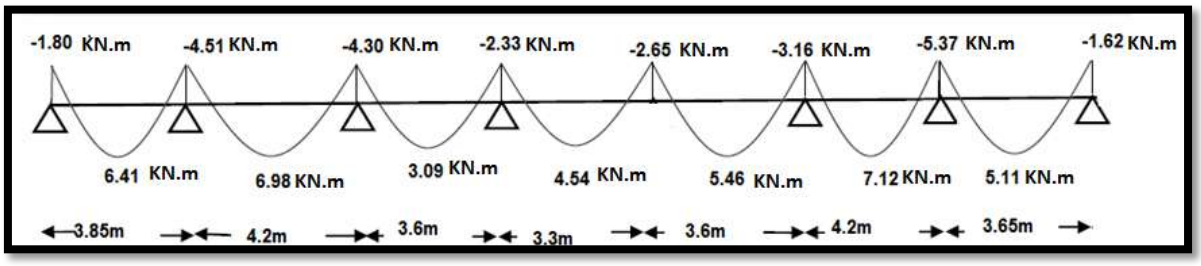


Figure .III-30- Diagrammes du moment fléchissant l'E.L.S

III.3.2.2.2. Récapitulations :

D'après ce qui précède, les sollicitations max en travées et aux appuis sont résumés au tableau suivant:

Tableau -III.21- : Récapitulations des efforts internes

	ELU			ELS	
	Mau (kN.m)	Mtu (kN.m)	Tu (kN)	Ma'ser' (kN.m)	Mt'ser' (kN.m)
sollicitations	10.42	11.66	14.73	7.56	7.12
référence	Poutrelle à 8 travées	Poutrelle à 3 travées	Poutrelle à 8 travées	Poutrelle à 8 travées	Poutrelle à 7 travées

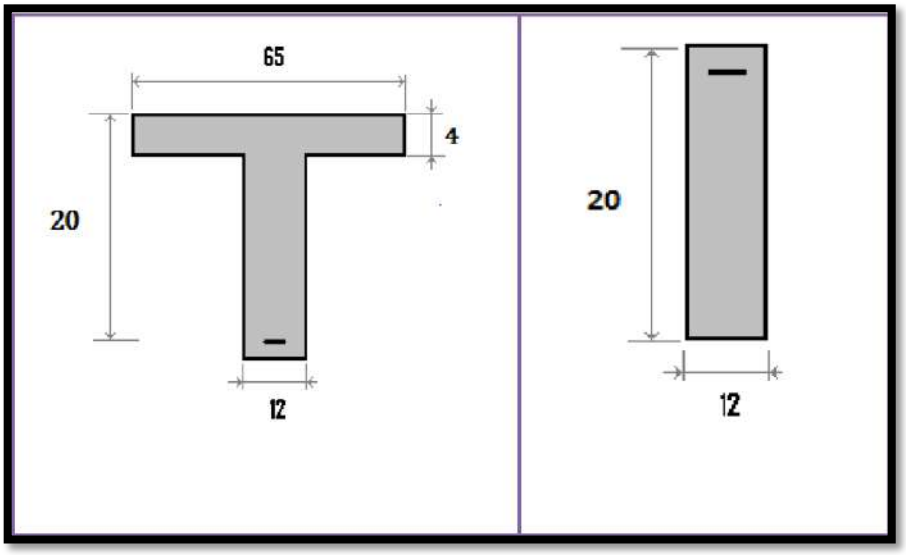


Figure III-31- : les sections considérées pour le calcul du ferraillage.

III.3.2.2.3. Calcul du ferraillage :

- **Armatures longitudinales :**

Le ferraillage est calculé en flexion simple :

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

  La fissuration est peu nuisible, la situation est durable.

Calcul de ferraillage :

a) Armatures longitudinales :

Tableau III.22- Calcul des armatures

	En travée	Aux appuis
M_u $(KN.m)$	11.66	10.62
M_0 $(KN.m)$	$M_0 = b.h_0.\sigma_{badm}.(d - h_0/2)$ $= 0.65*0.04*14.2*10^6(0.18-0.02)$ $= 59.07$	
	Mu<M0 L'axe neutre appartient à la table Etude d'une section rectangulaire (b×h) =(65×20)cm2	Mu<M0 L'axe neutre appartient à table Etude d'une section rectangulaire (b×h)=(12×20)cm2
μ	0.039	0.192
μ_l	0.392	
$\mu \prec \mu_1$	Oui	
β	0.980	0.892
A'(cm²)	0	0
A(cm²)	1.9	1.9
$A_{min}(cm^2)$	1.30	0.24
$A_{adopt}(cm^2)$	3HA10=2.35	2HA12=2.26

Vérification à l'E.L.S :

Tableau III.23. Vérification des poutrelles à l'E.L.S

	En travée	Aux appuis
$M_{ser}(KN.m)$	7.12	7.56
$\overline{\sigma_b}(MPa)$	15	
$\sigma_b(MPa)$	3.2	8.2
$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$	CV	

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

Tableau III.24. ferraillages longitudinaux des poutrelles

	En travée	Aux appuis
Section d'armatures	3HA10=2.35	2HA12=2.26

b) Armatures transversales :

Tableau III.25 : les armatures transversales et l'espacement

φ(mm)	a_t (cm^2)	n_t (nbr de barre)	***St*** (cm)	A_t (cm^2)	$A_{t\min}$ (cm^2)	$A_{t\min} \leq A_t$
6	0.28	2	15	2T6=0.56	0.54	C.V

- **Section minimal d'armatures transversales :**

$$\frac{A_t}{b_0.s_t} \geq \frac{\gamma_s(T_u - 0.3 f_{t28}.k)}{0.9 f_e(\cos\alpha + \sin\alpha)}$$ Avec : k=1 flexion simple ,α=90°

$$\frac{0.56}{12*15} = 0.0031 \geq \frac{1.15(0.68 - 0.3*2.1*1)}{0.9*235(\cos 90 + \sin 90)} = 0.0003$$ (C.V)

$$A_t = 0.54cm^2 \geq A_{t\min} = \frac{0.4.b_0.s_t}{f_e} = \frac{0.4*12*15}{235} = 0.31$$ (C.V)

III.3.2.2.4.Vérification au cisaillement :

$$T_u = \frac{V_u}{b.d} = \frac{14.73*10^3}{120*180} = 0.68MPa \leq \overline{T_u} = Min\left[\frac{0.2.f_{c28}}{\gamma_b}; 5MPa\right] = 3.33MPa$$

(C.V)

III.3.2.2.5. Vérifications préliminaires de la flèche :

On peut admettre qu'il n'est pas nécessaire de procéder au calcul des flèches si toutes les conditions suivantes sont satisfaites :

Tableau III-26- : vérifications préliminaires de la flèche des poutrelles

1^{ere} condition	2^{eme} condition
h/L ≥ Mt/(15 Mo)	$\mu \leq 3.6/f_e$
h/ L = 0.20 /4.2 = 0.047 Mt/(15Mo)=7.12/(15*14.83)=0.032	$\mu = A/(b_0.d) = 2.36/(12*18) = 0.011$ $3.6/f_e = 3.6/400 = 0.009$
C.V	**C.N.V**

Donc : le calcul de la flèche est nécessaire.

III.3.2.2.6. Évaluation détaillée de la flèche :

Tableau III.27- : Vérification de la flèche de l'escalier

A(cm²)	M(KN.m)	ρ	$\sigma_s(MPa)$	μ	Y(cm)	I_0
2.35	7.12	4.75	313.156	0.940	6.70	12468.43
$I_{fi}(cm^4)$	$I_{fv}(cm^4)$	Fi (mm)	Fv(mm)	$\Delta F(mm)$	$F_{adm}(mm)$	$\Delta F \prec F_{adm}$
7544.98	10334.61	5.17	11.33	6.16	8.4	Oui

La flèche est vérifiée, et on va adopter le même ferraillage qui a été calculé pour toutes les poutrelles.

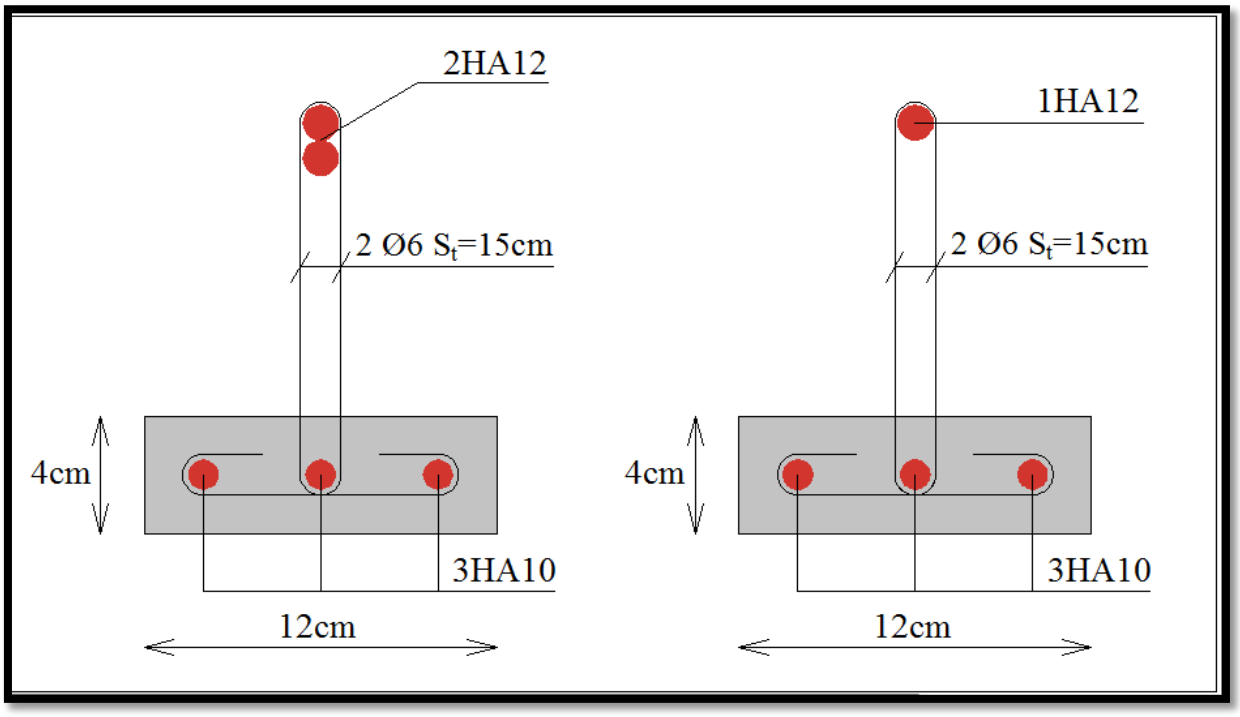


Figure III.32. : ferraillage des poutrelles en zone d'appui (à gauche), en travée (à droite)

III.3. LES DALLES PLEINES :

III.3.1. Définition :

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

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

III.3.2. Méthode de calcul :

Cette méthode est plus puissante que la méthode forfaitaire et considère les matériaux à leur état limite élastoplastique.

On prévoit des fissures suivant le type de charge et les conditions d'appuis. Les hypothèses de calcul sont :

- Les lignes de rupture divisent la dalle en plusieurs régions rigides.
- Ces lignes sont entre deux régions rigides et doivent passer par l'intersection des axes de rotation de ces régions.
- L'axe de rotation se trouve toujours le long du support.

III.3.3. Principe de calcul :

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

a) travail externe :

Il est en fonction de la charge, des dimensions du panneau de la dalle, et de la flèche maximale.

P : Charge totale Text = $P.f$ (cas d'une charge concentrée).

$T_{ext} = \iint q.y.d_s = qsf$ (cas d'une charge répartie).

Avec :

S : Surface de répartition de la charge f : flèche du centre de gravité de S.

b) Travail interne :

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

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

Avec :

M : Moment de flexion.

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

θ : Angle de rotation.

1er type de la dalle pleine (rectangulaire) :

III.3.4. Position des lignes de rupture :

III.3.4.1. Cas d'une dalle reposant sur 2 appuis :

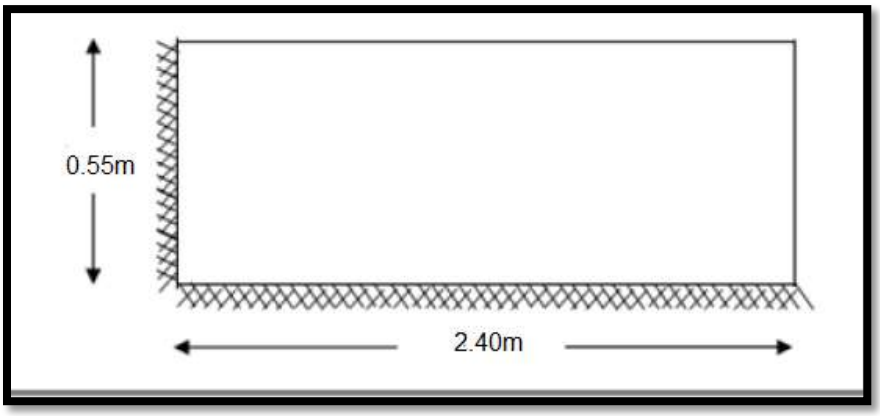


Figure III-33- dalle reposant sur deux appuis

a)Travail externe Text =q.s.f

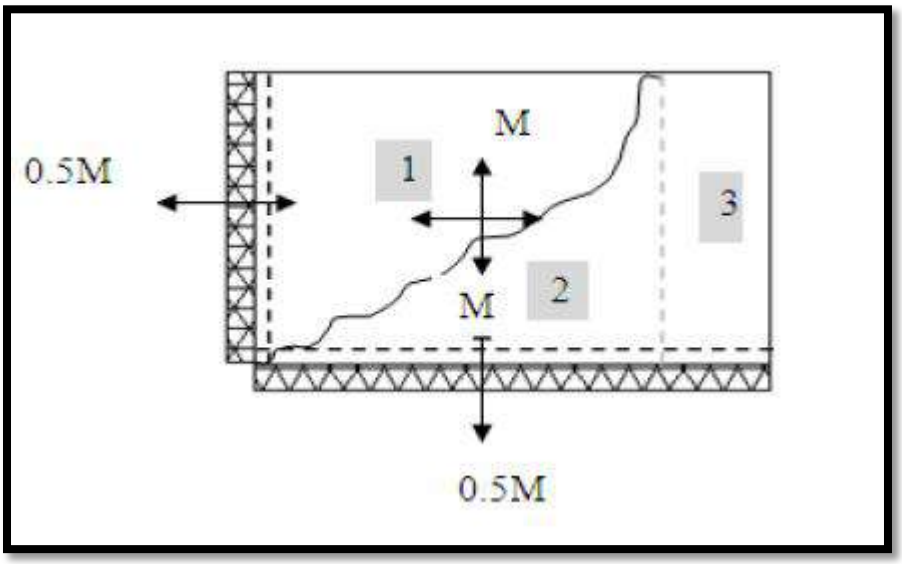


Figure III-34- Représentation de lignes de rupture

Tableau III-28: Travail externe

éléments	Aire de chargement	déplacement de CG	Travail externe q_u
1	0.55*y/2	f/3	0.092.y.f. q_u
2	0.55*y/2	f/3	0.092.y.f. q_u
3	0.55(2.40-y)	f/2	(0.66-0.275y).f. q_u
		$\sum$	(0.66-0.183y).f. q_u

❖ **b) Travail interne: Tint= M.l.θ :**

Avec M : le moment de flexion (par 1 ml de largeur) et l.θ c'est la projection de la ligne de rupture sur l'axe de rotation.

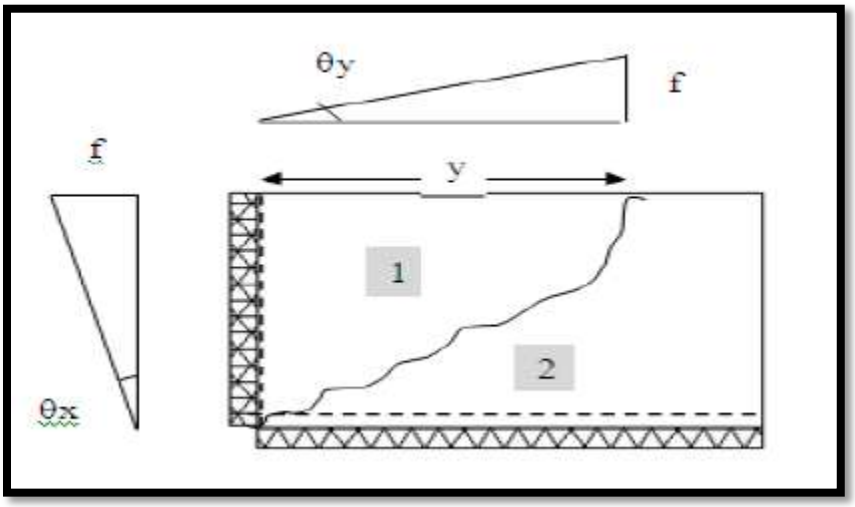


Figure III-35.: Représentation de la flèche

Tableau III-29 : Travail interne

Eléments		Moment de rupture (m)	Longueur de ligne de rupture (L)	Rotation (θ)	Travail interne= M.L. θ
1	+	M	0.55	f/y	0.55Mf/y
	-	0.5M	0.55	f/y	0.275Mf/y
2	+	M	Y	f/0.55	1.818Mfy
	-	0.5M	Y	f/0.55	0.909Mfy
				$\sum$	$Mf(\frac{0.825}{y}+2.727y)$

❖ **Principe du travail virtuel :**

Travail externe = Travail interne: (ΣText= ΣTint)

$$(0.66\text{-}0.183y)f\,q_u = \text{Mf}\left(\frac{0.825}{y}+2.727y\right) \quad \Rightarrow \quad \mathbf{M}= q_u\,\frac{0.66-0.183y}{\frac{0.825}{y}+2.727y}$$

$$\frac{dM}{dY} = 1.779y^2+0.301y-0.544=0 \quad \Rightarrow \quad y=0.47\ \text{m}$$

Donc :

$$\begin{cases} M_u = 0.19q_u \\ M_{ser} = 0.19q_{ser} \end{cases}$$

$$\begin{cases} q_u = 1.35(7.14)+1.5(3.5) = 14.89KN \\ q_{ser} = 7.14+3.5 = 10.64KN \end{cases} \qquad \begin{cases} M_u = 2.83KN.m \\ M_{ser} = 2.02KN.m \end{cases}$$

En travée :

$$\begin{cases} M_{ut} = 2.83KN.m \\ M_{sert} = 2.02KN.m \end{cases}$$

Aux appuis :

$$\begin{cases} M_{a(u)} = 0.5*2.83 = 1.415KN.m \\ M_{a(ser)} = 0.5*2.02 = 1.01KN.m \end{cases}$$

III.3.4.2. Calcul du ferraillage :

Le ferraillage se fait en flexion simple pour une bande de 1 m.(la fissuration est peu nuisible).

Øp ≤ h/10 =15/10 =1.5 cm

On adopte alors Øx= Øy=10 mm, e =2cm

dx=h-e-Ø/2

Hauteurs utiles : $\begin{cases} d_x = 15-2-\frac{1}{2} = 12.5cm \end{cases}$

Béton	$f_{c28}=25MPa$	$\gamma_b=1.5$	$\sigma_{bc}=14.2MPa$	$d_x=12.5cm$
	$f_{t28}=2.1MPa$	b=100cm	H=15cm	$d_y=11.5cm$
Acier	FeE400	$f_e=400MPa$	$\gamma_s=1.15$	$\sigma_s=348MPa$

On a) $\frac{l_x}{l_y}=\frac{0.55}{2.4}=0.22\prec 0.4$ donc la dalle travaille suivant 1 seul direction.

Tel que : $\mu=\frac{M_u}{\sigma_b.b.d^2}$ 5 et $A=\frac{M_u}{\sigma_s.d.\beta}$

Les résultats sont ordonnés dans le tableau suivant :

Tableau III. 30: Calcul des sections d'acier de la dalle

	$M_u(KN.m)$	μ	β	A(cm²)	$A_{min}(cm^2)$	$A_{choisi}(cm^2)$	$A_{finnil}(cm^2)$
En travée	**2.83**	**0.013**	**0.9935**	**0.65**	**1.5**	**4HA10**	**3.14**
En appuis	**1.415**	**0.006**	**0.997**	**0.32**	**1.5**	**4HA10**	**3.14**

d) les vérifications nécessaires

❖ **Vérification de l'espacement**

$$S_{T1}\le Min\begin{cases}3h=45cm\\33cm\end{cases}\qquad\begin{cases}S_{T1}=30cm\\S_{T2}=25cm\end{cases}$$

$$S_{T2}=\frac{b}{n}=\frac{100}{4}=25cm$$

❖ **Vérification de l'ELS :**

Tableau III 31 : vérification a ELS

	Suivant X	
	Mt	Ma
$M_{ser}(KN.m)$	2.02	1.01
$\sigma b_{adm}(Mpa)$	15	
$y_1(cm\ )$	2.99	2.99
$I_G(cm^4)$	5150.75	5150.75
$K(N/cm^3)$	0.040	0.020
$\sigma b(Mpa)$	1.20	0.60
$\sigma b \leq \sigma b_{adm}$	CV	

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

Tableau III-32: vérification de l'effort tranchant

	Suivant X
V(kN)	$\frac{p*l_x}{2} = \frac{14.89*0.55}{2} = 4.095$
$T_u(Mpa)$	$\frac{4.095*10^3}{1000*125} = 0.0328$
$\overline{T_u}$	$\frac{0.07*f_{cj}}{\gamma_b} = \frac{0.07*25}{1.5} = 1.16MPa$
$T_u \leq \overline{T_u}$	CV

Donc le béton seul pourra équilibrer l'effort tranchant.

❖ **Vérification de la flèche préliminaire :**

Si les conditions suivantes sont vérifiées, alors le calcul de la flèche n'est pas nécessaire

Tableau III-33. Vérification de flèche de la dalle pleine

1ere condition	2ere condition
h/L ≥ Mt/(20 Mo)	$\rho \leq 2/f_e$
h/L=0.15/1=0.15 Mt/(20 Mo)=2.02/(20*1.070)=0.094	$\rho = A/(b_0 * d) = 3.14/(100*12.5) = 0.0025$ $2/f_e = 2/400 = 0.005$
CV	CV

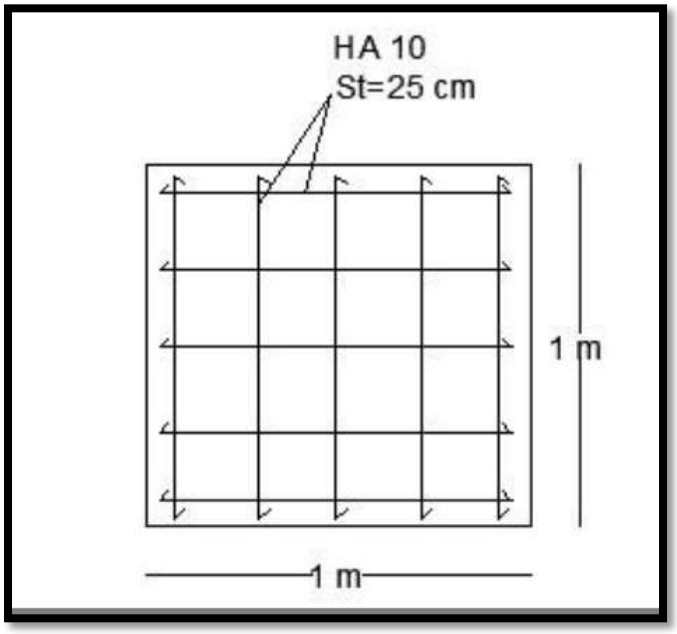


Figure III-36:ferraillage de la dalle pleine

III.4.4. Cas d'une dalle reposant sur 3 appuis :

III.4.4.1. Position des lignes de rupture:

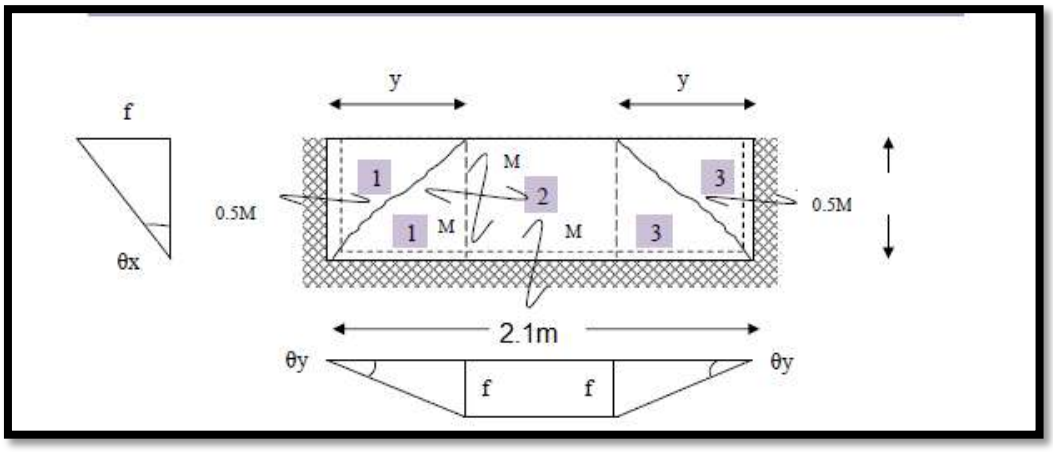


Figure III.37. Representation des lignes de repture cas de dalle sur 3 appuis

❖ **1er type de la dalle pleine (rectangulaire) :**

Lx = 0.55m ly = 2.1m

On a $\frac{l_x}{l_y} = \frac{0.55}{2.1} = 0.26 \prec 0.4$ donc la dalle travaille suivant 1 seul direction.

❖ **Détermination de M :**

Principe de travail virtuel Tint=Text

❖ **a.travaille externe :**

E.L.U :

Tableau III.34.les valeurs du travail externe

Eléments	Aire de chargement		déplacement de CG	travail externe
1	2	0.275y	f/3	0.183.f.y
2	(1.155-1.1y)		f/2	(0.577-0.55y).f
3	2	0.275y	f/3	0.183.f.y
				∑(0.577-0.184Y)f

Tableau III.35. les valeurs du travail interne.

Eléments		moment de rupture(M)	longueur (L)	rotation (θ)	Travail interne
1	+	M	0.55	f/y	0.55M.f/y
	-	0.5M	0.55	f/y	0.27M.f/y
2	+	M	2y	f/0.55	3.63M.f.y
	-	0.5M	2.1	f/0.55	1.91M.f
3	+	M	0.55	f/y	0.55M.f/y
	-	0.5M	0.55	f/y	0.27M.f/y
				Σ	M.f(1.64/y+3.63y+1.91)

Tableau III.36.Les actions sur la dalle

	G (kN/m)	Q (kN/m)	**P (kN/m)**
ELU	7.14	3.5	14.89
ELS			10.64

Par l'application de principe du travail virtuel : $\sum T_{\text{int}} = \sum T_{ext}$

(0.577-0.184Y).f = M.f(1.64/y+3.63y+1.91) $\qquad M = q_u \dfrac{0.577 - 0.184y}{\dfrac{1.64}{y} + 3.63y + 1.91}$

$\dfrac{dM}{dY} =$ 2.445y²+0.602y-0.946=0 $\Rightarrow$ y=0.510 m

Donc :

$$\begin{cases} M_u = 0.070 q_u \\ M_{ser} = 0.070 q_{ser} \end{cases}$$

$$\begin{cases} q_u = 1.35(7.14) + 1.5(3.5) = 14.89 KN \\ q_{ser} = 7.14 + 3.5 = 10.64 KN \end{cases} \qquad \begin{cases} M_u = 1.042 KN.m \\ M_{ser} = 0.745 KN.m \end{cases}$$

En travée :

$$\begin{cases} M_{ut} = 1.042 KN.m \\ M_{sert} = 0.745 KN.m \end{cases}$$

Aux appuis :

$$\begin{cases} M_{a(u)} = 0.5 * 1.042 = 0.521 KN.m \\ M_{a(ser)} = 0.5 * 0.745 = 0.372 KN.m \end{cases}$$

III.4. 4 .2Calcul du ferraillage à l'ELU :

On a $\frac{l_x}{l_y} = \frac{0.55}{2.1} = 0.26 \prec 0.4$ donc la dalle travaille suivant 1 seul direction.

Tel que : $\mu = \frac{M_u}{\sigma_b . b . d^2}$ et $A = \frac{M_u}{\sigma_s . d . \beta}$

- **Condition d'espacement :**

En travée : $St = \frac{100}{4} = 25cm \leq \overline{St} = Min[3h = 45cm, 33cm]$

Tableau III.37: Ferraillage de la dalle pleine.

	$M_u(KN.m)$	μ	β	A(cm²)	$A_{min}(cm^2)$	$A_{choisi}(cm^2)$	$A_{finnil}(cm^2)$
En travée	**1.042**	**0.004**	**0.998**	**0.24**	**1.5**	**4HA10**	**3.14**
En appuis	**0.521**	**0.002**	**0.999**	**0.086**	**1.5**	**4HA10**	**3.14**

d) les vérifications nécessaires :

- **Vérification de l'espacement :**

$$S_{T1} \le Min\begin{cases} 3h = 45cm \\ 33cm \end{cases} \qquad \begin{cases} S_{T1} = 30cm \\ S_{T2} = 25cm \end{cases}$$

$$S_{T2} = \frac{b}{n} = \frac{100}{4} = 25cm$$

III.4.4 .3Vérification de l'ELS :

Tableau III -38-vérification a ELS

	Suivant X	
	Mt	Ma
$M_{ser}(KN.m)$	0.745	0.372
$\sigma b_{adm}(Mpa)$	15	
$y_1(cm\ )$	2.99	2.99
$I_G(cm^4)$	5150.75	5150.75
$K(N/cm^3)$	0.014	0.0072
$\sigma b(Mpa)$	0.042	0.022
$\sigma b \le \sigma b_{adm}$	CV	

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

Tableau III-39: Vérification au cisaillement

	Suivant X
V(kN)	$\frac{p*l_x}{2} = \frac{14.89*0.55}{2} = 4.095$
$T_u(Mpa)$	$\frac{4.095*10^3}{1000*125} = 0.0328$

$\overline{T_u}$	$\frac{0.07 * f_{cj}}{\gamma_b} = \frac{0.07*25}{1.5} = 1.16MPa$
$T_u \leq \overline{T_u}$	CV

Donc le béton seul pourra équilibrer l'effort tranchant.

- **Vérification de la flèche :**

Si les conditions suivantes sont vérifiées, alors le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

Tableau III-40- Vérification de flèche de la dalle pleine

1ere condition	2ere condition
h/L ≥ Mt/(20 Mo)	$\rho \leq 2/f_e$
h/L=0.15/1=0.15 Mt/(20 Mo)=0.745/(20*0.547)=0.068	$\rho = A/(b_0 * d) = 3.14/(100*12.5) = 0.0025$ $2/f_e = 2/400 = 0.005$
CV	CV

III.4.5. Position des lignes de rupture:

III.4.5.1. Cas d'une dalle reposant sur 3 appuis :

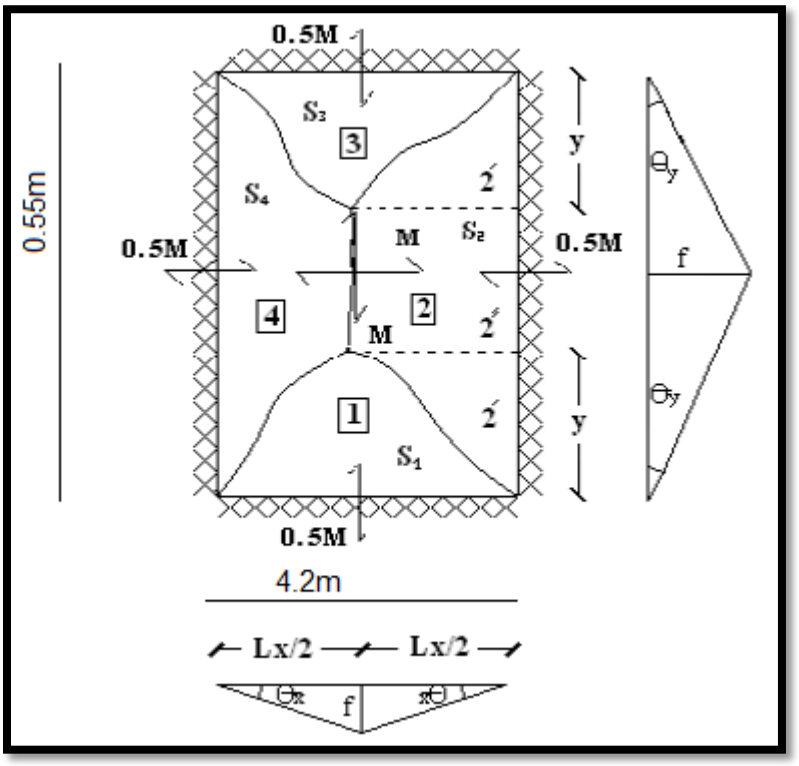


Figure III-38: schéma statique de sollicitation

- **1er type de la dalle pleine (rectangulaire) :**

Lx = 0.55m ly = 4.20m

On a $\frac{l_x}{l_y} = \frac{0.55}{4.20} = 0.14 \prec 0.4$ donc la dalle travaille suivant 1 seul direction.

- **Détermination de M :**

Principe de travail virtuel Tint=Text

❖ **a.travaille externe :**

E.L.U :

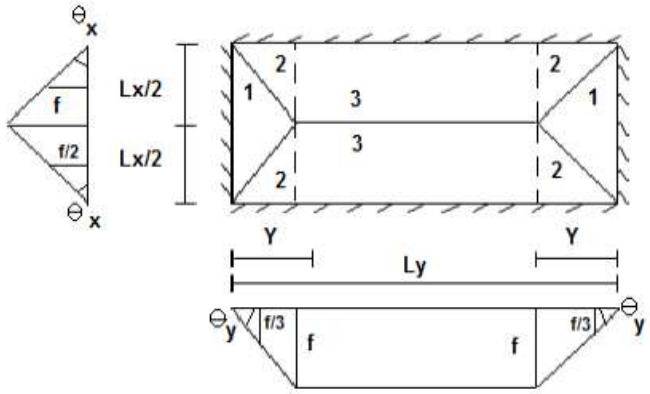


Tableau III.41.les valeurs du travail externe

Eléments	Aire de chargement		déplacement de CG	travail externe
1	2	q(y0.55/2)	f/3	0.183q.f.y
2	4	q(0.275y/2)	f/3	0.183.q.f.y
3	2	q(4.2-2y)0.275	f/2	(1.155-0.55y).f.q
				∑(1.155-0.184Y)f

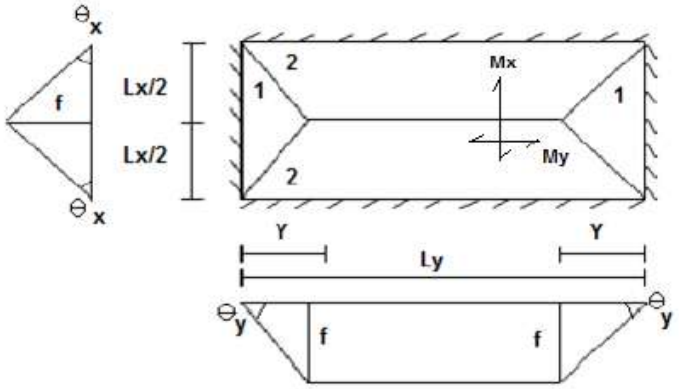


Tableau III.42. les valeurs du travail interne.

Eléments		moment de rupture(M)	longueur (L)	rotation (θ)	Travail interne
1	+	M	0.55	f/y	0.5 5M.f/y
	-	0.5M	0.55	f/y	0.275M.f/y
2	+	M	4.2	f/0.275	15.27M.f
	-	0.5M	4.2	f/0.275	7.64M.f
				Σ	M.f(1.65/y+45.82)

Par l'application de principe du travail virtuel : $\sum T_{\text{int}} = \sum T_{ext}$

(1.155-0.184Y).f = M.f(1.65/y+45.82) $\qquad M = q_u \dfrac{1.155 - 0.184y}{\dfrac{1.64}{y} + 45.82}$

$\dfrac{dM}{dY} =$ 8.430y²-1.894=0 $\qquad \Rightarrow \qquad$ y=0.473 m

Donc :

$$\begin{cases} M_u = 0.022 q_u \\ M_{ser} = 0.022 q_{ser} \end{cases}$$

$$\begin{cases} q_u = 1.35(7.14) + 1.5(3.5) = 14.89 KN \\ q_{ser} = 7.14 + 3.5 = 10.64 KN \end{cases} \qquad \begin{cases} M_u = 0.327 KN.m \\ M_{ser} = 0.234 KN.m \end{cases}$$

En travée :

$$\begin{cases} M_u = 0.327 KN.m \\ M_{ser} = 0.234 KN.m \end{cases}$$

Aux appuis :

$$\begin{cases} M_{a(u)} = 0.5 * 0.327 = 0.163 KN.m \\ M_{a(ser)} = 0.5 * 0.234 = 0.117 KN.m \end{cases}$$

III.4. 5 .2.Calcul du ferraillage à l'ELU :

On a $\frac{l_x}{l_y} = \frac{0.55}{4.2} = 0.13 \prec 0.4$ donc la dalle travaille suivant 1 seul direction.

Tel que : $\mu = \frac{M_u}{\sigma_b.b.d^2}$ et $A = \frac{M_u}{\sigma_s.d.\beta}$

Tableau III.43 : Ferraillage de la dalle pleine.

	$M_u(KN.m)$	μ	β	A(cm²)	$A_{min}(cm^2)$	$A_{choisi}(cm^2)$	$A_{finnil}(cm^2)$
En travée	**0.327**	**0.0014**	**0.9995**	**0.075**	**1.5**	**4HA10**	**3.14**
En appuis	**0.163**	**0.0007**	**1**	**0.037**	**1.5**	**4HA10**	**3.14**

d) les vérifications nécessaires :

❖ **Vérification de l'espacement :**

$$S_{T1} \leq Min\begin{cases} 3h = 45cm \\ 33cm \end{cases} \qquad \begin{cases} S_{T1} = 33cm \\ S_{T2} = 25cm \end{cases}$$

$$S_{T2} = \frac{b}{n} = \frac{100}{4} = 25cm$$

❖ **Vérification de l'ELS :**

Tableau III-44-: vérification a ELS

	Suivant X	
	Mt	Ma
$M_{ser}(KN.m)$	0.234	0.117
$\sigma b_{adm}(Mpa)$	15	
$y_1(cm\ )$	2.99	2.99
$I_G(cm^4)$	5150.75	5150.75
$K(N/cm^3)$	0.014	0.0072
$\sigma b(Mpa)$	0.042	0.022
$\sigma b \leq \sigma b_{adm}$	CV	

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

Tableau III-45: vérification de l'effort tranchant

	Suivant X
V(kN)	$\frac{p*l_x}{2} = \frac{14.89*0.55}{2} = 4.095$
$T_u(Mpa)$	$\frac{4.095*10^3}{1000*125} = 0.0328$
$\overline{T_u}$	$\frac{0.07*f_{cj}}{\gamma_b} = \frac{0.07*25}{1.5} = 1.16MPa$
$T_u \leq \overline{T_u}$	CV

Donc le béton seul pourra équilibrer l'effort tranchant.

❖ **Vérification de la flèche :**

Si les conditions suivantes sont vérifiées, alors le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

Tableau III-45. Vérification de flèche de la dalle pleine

1ere condition	2ere condition
h/L ≥ Mt/(20 Mo)	$\rho \leq 2/f_e$
h/L=0.15/1=0.15 Mt/(20 Mo)=0.234/(20*0.563)=0.021	$\rho = A/(b_0 * d) = 3.14/(100*12.5) = 0.0025$ $2/f_e = 2/400 = 0.005$
CV	CV

III.4.5. LA POUTRE DE CHAINAGE :

III.4.5.1. Pré dimensionnement :

L/15≤h≤L/10 ; 0.3h≤b≤0.7h

L : la longueur de la poutre ayant la plus grande portée mesurée entraxe.

h : la hauteur de la poutre.

b : la largeur de la poutre.

Tableau III.46. Pré dimensionnement de la poutre de chainage

Poutre de chainage	
Conditions de résistance	L= 4.20 cm ⇒ 28cm≤h≤42 cm ⇒ On adopte : h=30cm ⇒ 12 cm≤b≤28 cm ⇒ On adopte : b=30 cm
Vérification selon le RPA	b=30 cm≥20 cm h=30 cm≥30 cm h/b =1 ≤4.0 Conditions vérifiées

III.5. LES ESCALIERS :

III.5.1. Introduction :

Les escaliers sont un élément qui permet le passage d'un niveau à l'autre et la circulation verticale des personnes. Notre bâtiment comporte un seul type d'escalier droit à deux volées

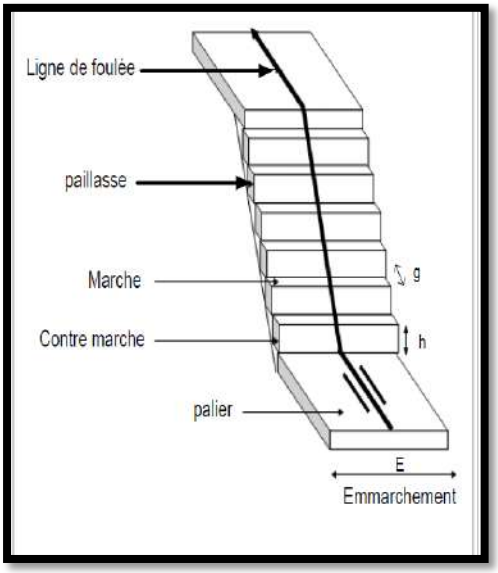


Figure III-39 : Représentation d'un escalier

- h : Hauteur de la marche.
- g : Largeur de la marche.
- L : Longueur horizontale de la paillasse

III.5.2. Prédimensionnement :

On a un seul type d'escalier à 2 volées avec palier intermédiaire. Le schéma statique de se type d'escalier et comme suit:

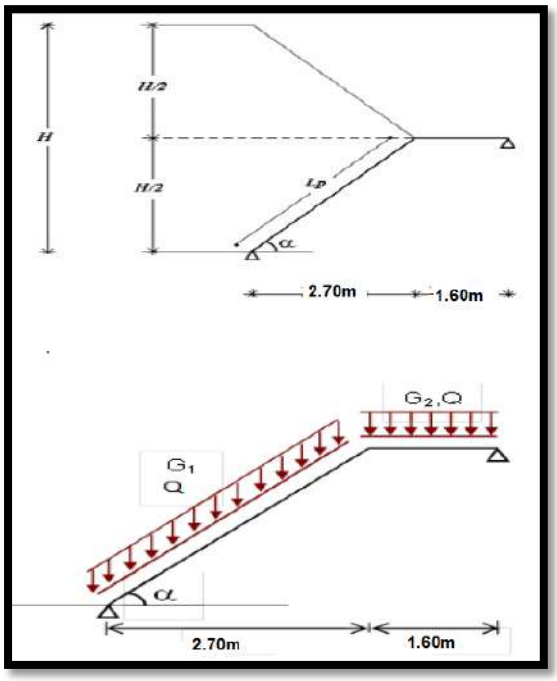


Figure III-40 : schéma statique d'un escalier

Les caractéristiques de notre escalier sont :

- Hauteur du palier intermédiaire : H = 1.6m
- largeur de la marche : g = 30cm
- hauteur de la contre marche : h = 16cm
- Nombre de marches : $\frac{270}{30} = 9$
- Nombre de contremarches : $\frac{160}{16} = 10$

❖ Vérification de la formule de BLONDEL :

$59cm \le g + 2h = 62cm \le 66cm$ (cv)

❖ Détermination de l'épaisseur de l'escalier:

tg α = H / L = 1.6/2.70 = 0.592

donc : α =30.62°

$L_0 = \sqrt{1.6^2 + 2.7^2} = 3.14m$

l =3.14+1.6 =4.74m

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

$\frac{l}{35} \le e \le \frac{l}{30} \Rightarrow 13.54 \le e \le 15.8$ On adopte: e = 15cm.

III.5.3.1.2. Evaluation des charges et surcharges :

III.5.3.1.2.a. Charges permanentes :

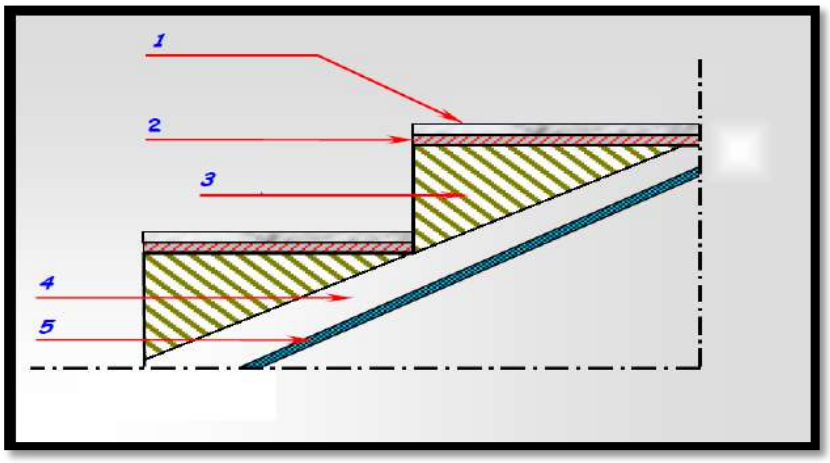


Figure III-41: Constituant d'un paillasse.

Tableau III-47.Poids propre du palier de repos de l'escalier

N°	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m²)	Poids surfacique (KN/m²)
1	Carrelage	0.02	22	0.440
2	Mortier de pose	0.02	20	0.400
3	Lit de sable	0.03	18	0.540
4	Poids propre du palier	0.15	25	3.750
5	Enduit en ciment	0.02	18	0.360
			G	5.490

Tableau III-48: Poids propre de la paillasse de l'escalier

N°	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m²)	Poids surfacique (KN/m²)
1	Carrelage	0.02	22	0.440
2	Mortier de pose	0.02	20	0.400
3	Lit de sable	0.03	18	0.540
4	Poids propre de la paillasse	$0.15/\cos\alpha$	25	4.41
5	Enduit en ciment	0.02	18	0.360
	Poids des marches	0.17/2	25	2.125
			G	8.27

Tableau III.49. Combinaisons des charges dans l'escalier

	G (kN/ml)	Q kN/ml)	P_u (kN/ml)	P_{ser} (kN/ml)
Paillasse	8.27	2.5	14.91	10.77
Palier	5.49	2.5	11.16	7.99

III.5.3.1.2.b. charge d'exploitation

Q = 2.5KN/m

III.5.3.1.3. Détermination des efforts :

Tableau III.50: calcul les moments et les efforts (ELU)

$(0 \le x \le 2.70)$	
M(0) =0 KN.m	T(0) =29.66KN
M(2.7) =25.75 kN.m	T(2.7) =-10.59Kn
$(0 \le x \le 1.6)$	
M(0) =0KN.m	T(0) -26.21kN
M(1.6)=27.66 kN.m	T(1.6) =-8.35KN
Mt=0.85Mo=23.51kN.m	
Ma=Mb=-0.5 Mo=-13.83 kN.m	
Vmax=29.66KN	

Tableau III.51: calcul les moments et les efforts (ELS)

$(0 \leq x \leq 2.70)$	
M(0) =0 KN.m	T(0) =21.41KN
M(2.7) =18.55 kN.m	T(2.7) =-7.67Kn
$(0 \leq x \leq 1.6)$	
M(0) =0KN.m	T(0) -18.85kN
M(1.6)=19.94kN.m	T(1.6) =-6.07KN
Mt=0.85Mo=16.95 kN.m	
Ma=Mb=-0.5 Mo=-9.97 kN.m	
Vmax=21.41KN	

III.5.3.2. Ferraillage des escaliers :

Tableau III-51: les données

Béton	f_{c28} = 25 MPa	$\sigma_b = 1.5$	$\sigma_{bc} = 14.2MPa$	c = 2.5 cm
	f_{t28} = 2.1 MPa	b = 100 cm	h=15cm	d=12.5cm
Acier	FeE400	fe=400Mpa	γs = 1.15	σs = 348 MPa

Tableau III-48 : Calcul des sections d'acier de l'escalier

	M_u (KN.m)	μ	β	A (cm²)	A' (cm²)	A_{adopt}(cm²)
En travée	23.51	0.10	0.947	5.71	0.00	6HA12=6.78
En appuis	13.83	0.062	0.968	3.28	0.00	6HA12=3.39

III.5.3.3. Condition de non fragilité :

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

En travées: $A = 6.78cm^2 \geq A_{min} = \frac{100*15}{1000} = 1.5cm^2$ (C.V)

En appuis : $A = 3.39cm^2 \geq A_{min} = \frac{100*15}{1000} = 1.5cm^2$ (C.V)

III.5.3.4. Les armatures de répartition :

Tableau III-.53 : Les armatures de répartition

	A_x (cm²)	on adopte
En travée	$\frac{A}{4} = \frac{6.78}{4} = 1.69$	3 HA 10 = 2.35 cm²
En appuis	$\frac{A}{4} = \frac{3.39}{4} = 0.85$	3HA10 =2.35 cm²

III.5.3.5. Vérification de l'espacement :

Tableau III-54 : Vérification de l'espacement

	les armatures longitudinales	les armatures de répartitions
En travée	St=16.66cm ≤ min[3h=45cm;33cm]=33cm	St=30cm ≤min[3h=45cm;33cm]=33cm
En appuis	St=33.33cm≤min[4h=60cm;45cm]=45cm	St=30cm≤ min[4h=60cm;45cm]=45cm

III.5.3.6. Vérification de l'effort tranchant :

$T_u = \frac{V_u}{b_0 d} = \frac{29.60*10^3}{1000*125} = 0.236MPa$

On considère la fissuration comme peu nuisible :

$$\overline{T_u} = Min\left[\frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b} = 3.33MPa; 5MP\right] = 3.33MPa$$

$$\overline{T_u} = 0.236MPa \leq \overline{T_u} = 3.33MPa$$

III.5.3.7. Vérification à l'E.L.S :

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

$$\overline{\sigma_b} = 0.6 f_{c28} = 0.6 * 25 = 15MPa$$

Tableau III-55: Vérification à l'E.L.S

	En travées	**En appuis**
A(cm²)	**6.78**	**3.39**
M_{ser} (kN.m)	**16.95**	**9.97**
Y (cm)	**4.22**	**3.16**
I (cm^4)	**10344.93**	**5975.39**
K1	**1.64**	**1.67**
$\overline{\sigma_b}(MPa)$	**15**	
$\sigma_b(MPa)$	**6.92**	**5.28**
$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$	**CV**	

III.5.3.8. Vérification de la flèche :

Le calcul de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions ci-après sont vérifiées : $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{20} * \frac{M_t}{M_0} \Rightarrow \frac{15}{474} = 0.032 \geq \frac{23.51}{20 * 27.66} = 0.042$ (C.N.V)

$$\frac{A}{b.d} \leq \frac{2}{f_e} \Rightarrow \frac{6.78}{100 * 12.5} = 0.0054 \leq \frac{2}{400} = 0.005 \quad \text{(C.N.V)}$$

Donc le calcul et la vérification de la flèche sont nécessaire.

- Détermination de l'axe neutre: $Y_G = \frac{\frac{b.h^2}{2} + 15A.d}{b.h + 15} = 8.29cm$

Tableau III-56 : Vérification de la flèche de l'escalier

A(cm²)	M(KN.m)	ρ	$\sigma_s(MPa)$	μ	Y(cm)	I_0
5.65	16.95	0.0052	2690.58	0.606	8.29	31317.27
$I_{fi}(cm^4)$	$I_{fv}(cm^4)$	Fi (mm)	Fv(mm)	$\Delta F(mm)$	$F_{adm}(mm)$	$\Delta F \prec F_{adm}$
33628.46	34116.36	2.90	8.57	5.67	8.6	Oui

III.6.Calcul de la poutre palière :

La poutre palière a pour rôle de supporter le poids de la paillasse d'escalier, elle sera calculée en flexion simple. Elle a une section (b×h)

III.6.1.Pré dimensionnement :

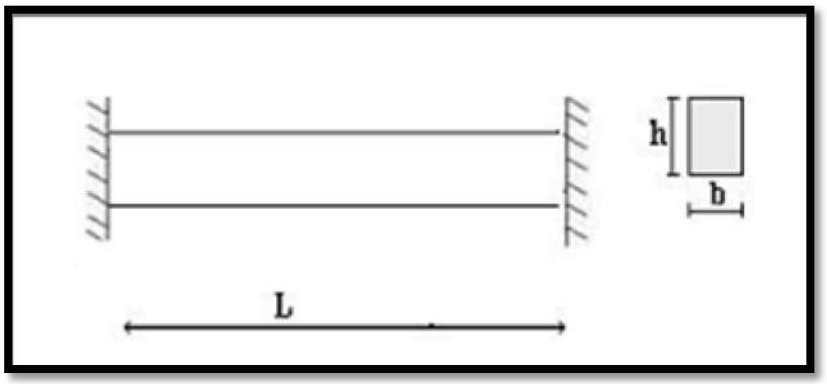


Figure III-46 : Dimensionnement de la poutre palière

Tableau III-57 : pré dimensionnement de la poutre palière

Poutre palière	
Conditions de résistance	L_{max}= 3.30 m ⇒22cm ≤ h ≤33cm on adopte h = **30**cm ⇒9cm ≤ b ≤21 cm on adopte b = 30 cm
Vérification selon le RPA 99	h=30cm≥30cm ; b=30cm≥20cm h/b=1 ≤ 4
Condition de rigidité (h/L ≥ 1/16)	(h/L=0.090) ≥ (1/16=0.0625) (condition vérifie)
Conclusion	h = **30**cm ; b = **30** cm

III.6.2. Evaluation des charges :

Les réactions d'appuis de l'escaler (au niveau de la poutre palière) :

E.L.U: Ra=29.60/3.30= 8.97 KN/m

E.L.S: Ra=21.41/3.30= 6.49 KN/m

Pu=1.35Pp+Ru

Ps = Pp+Rs

Tableau III-58: Evaluation des charges et surcharges de la poutre palière

	G (kN/ml)	G_{tot} (kN/ml)	P_u (kN/ml)	P_{ser} (kN/ml)
Poids propre de la poutre	0.3*0.3*25=2.250	9.43	12.00	8.74
Poids propre de la double cloison	2.52*2.85=7.18			

III.6.3. Calcul des efforts:

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

- $R_A = R_B = \frac{p.l}{2}$
- $M_{appui}^{max} = M_A = M_B = \frac{p.l^2}{12}$
- $M_t^{max} = \frac{p.l^2}{24}$

Tableau III-59: Les efforts agissants sur une poutre palière

Niveau	Ra(KN)	Ma(KN.m)	Mt(KN.m)
ELU	8.97	10.89	5.44
ELS	6.49	7.93	3.96

III.6.4. A. Ferraillage de la poutre palière :

Tableau III-60 : les données

Béton	$f_{c28} = 25MPa$	$\gamma_b = 1.5$	$\sigma_{bc} = 14.2MPa$	C= 2.5cm
	$f_{t28} = 2.1MPa$	b=30cm	h=30cm	d=27.5
Acier	FeE400	$f_e = 400MPa$	$\gamma_s = 1.15$	$\sigma_s = 348MPa$

Tableau III-61 : Calcul des sections d'acier de la poutre palière

	M_u (KN.m)	μ	β	A (cm²)	A' (cm²)	A_{adopt}(cm²)
En travée	9.85	0.030	0.985	1.04	0.00	3HA12=3.39
En appuis	19.69	0.052	0.973	1.79	0.00	3HA12=3.39

III.6.4. B. Vérification de l'effort tranchant :

$$T_u = \frac{V_u}{b_0.d} = \frac{35.80*10^3}{300*275} = 0.43MPa$$

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

$$T_u = 0.43MPa \prec \overline{T_u} = 3.33MPa \qquad \textbf{CV}$$

III.6.4.C. Vérification de compression dans la bielle de béton : [CBA93]

$$V_u \leq 0.4*\left(\frac{f_{c28}}{1.5}\right) b_0.a$$

$$a = \text{Min}\left[b - c - 2 \;;\; 0.9d\right] = \text{Min}\left[25.5\text{cm} \;;\; 24.75\text{cm}\right] = 24.75cm$$

$$V_u = 35.80KN \leq 0.4*\left(\frac{25}{1.5}\right)*300 \;*247.5 = 495KN.....(CV)$$

III.6.4.E. Armatures transversales :

$$\varphi_t = \text{Min}\left[\frac{h}{35} = 0.85\text{cm} \;;\; \varphi_t = 12\text{mm} \;;\; \frac{b_0}{10} = 3\text{cm}\right]$$

$$\varphi_t = 8\text{mm} \prec 0.85\text{cm}$$

$$A_t = \frac{\pi.\varphi^2_t}{4} = 0.5cm^2$$

Donc on adoptera $A_t = 4\varphi 8 = 2.01cm^2$

III.6.4.E.1.Vérification du R.P.A 99

$A_{t\min} = 0.003.S_t.b$

$S_t \leq \overline{S_t} = \text{Min}\left[\frac{h}{4} = 7.5\text{cm} \; ; \; \varphi_t 12 = 9.6\text{cm}\right]$

$\overline{S_t} = 7.5cm$ (zone nodale)

$\overline{S_t} = 15cm$ (zone courante)

On adoptera les valeurs suivantes : $S_t = 7cm$ (zone nodale)

$S_t = 15cm$ (zone courante)

On a At= 1 cm².

$S_t = 7cm \Rightarrow$ At= 1 cm² $\succ A_{t\min} = 0.003.b.S_t = 0.525cm^2$

$S_t = 15cm \Rightarrow$ At= 1 cm² $\succ A_{t\min} = 0.003.b.S_t = 1.125cm^2$

$S_t \prec \overline{S_t}$

Pour la zone courante $A \prec \overline{A_{\min}}$, donc on retiendra A_t = 3T 8 = 1.5 cm². Et on procédera à la

vérification des paramètres suivants :

- $\frac{A_t}{b_0.S_t} \geq \frac{\gamma_s(T_u - 0.3f_{t28}.K)}{0.9.f_e.(\cos\alpha + \sin\alpha)}$

Avec k = 1 (flexion simple)

$\alpha = 90°$

Zone nodale: $\frac{1*10^2}{300*50} = 0.0066 \geq \frac{1.15(0.43 - 0.3*2.1*1)}{0.9*400.(0+1)} = -0.00064.....(CV)$

Zone courante: $\frac{1.5*10^2}{300*150} = 0.003 \geq \frac{1.15(0.43 - 0.3*2.1*1)}{0.9*400.(0+1)} = -0.00064.....(CV)$

$$A_t \geq A_{\min}\frac{0.4*b_0*S_t}{f_e}$$

Zone nodale: $A_t = 1cm^2 \geq A_{\min} = \frac{0.4*300*70}{400} = 0.21cm^2.....(CV)$

Zone courante : $A_t = 1.5cm^2 \geq A_{min} = \frac{0.4*300*150}{400} = 0.45cm^2.....(CV)$

III.6.4.F. Vérification à l'E.L.S :

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

$\overline{\sigma_b} = 0.6 f_{c28} = 0.6*25 = 15MPa$

Tableau III-62 : Vérification à l'E.L.S

	En travées	En appuis
A(cm²)	**3.39**	**3.39**
Mser (kN.m)	**7.22**	**14.45**
Y (cm)	**8.11**	**8.11**
I (cm4)	**24452.30**	**24452.30**
K1	**0.30**	**0.60**
$\overline{\sigma_b}(MPa)$	**15**	
$\sigma_b(MPa)$	**2.43**	**4.87**
$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$	**CV**	

III.6.4.G.Vérifications préliminaires de la flèche :

On peut admettre qu'il n'est pas nécessaire de procéder au calcul des flèches si toutes les conditions suivantes sont satisfaites :

Tableau III-63: vérifications préliminaires de la flèche de la poutre palière

1ere condition	2ere condition
h/L ≥ Mt/(10 Mo)	$\rho \leq 4.2 / f_e$
h/L=0.3/3.3=0.091 Mt/(10 Mo)=7.22/(10*19.94)=0.036	$\rho = A/(b_0 * d) = 3.39/(30*27.5) = 0.0041$ $4.2/f_e = 4.2/400 = 0.0105$
CV	CV

Il n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche.

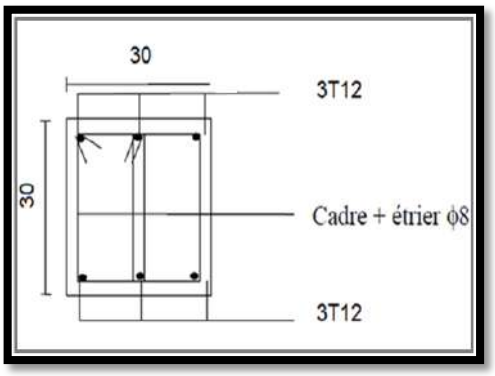


Figure III-48: ferraillage de la poutre palière

IV.1. INTRODUCTION :

La classification des systèmes structuraux est faite en tenant compte de leur fiabilité et de leur capacité de dissipation de l'énergie vis-à-vis de l'action sismique, et le coefficient de comportement correspondant est fixé en fonction de la nature des matériaux constitutifs, du type de construction, des possibilités de redistribution d'efforts dans la structure et des capacités de déformation des éléments dans le domaine post-élastique.

Pour notre structure le système de contreventement voiles porteurs. 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.

Vue de la Structure en 3D :

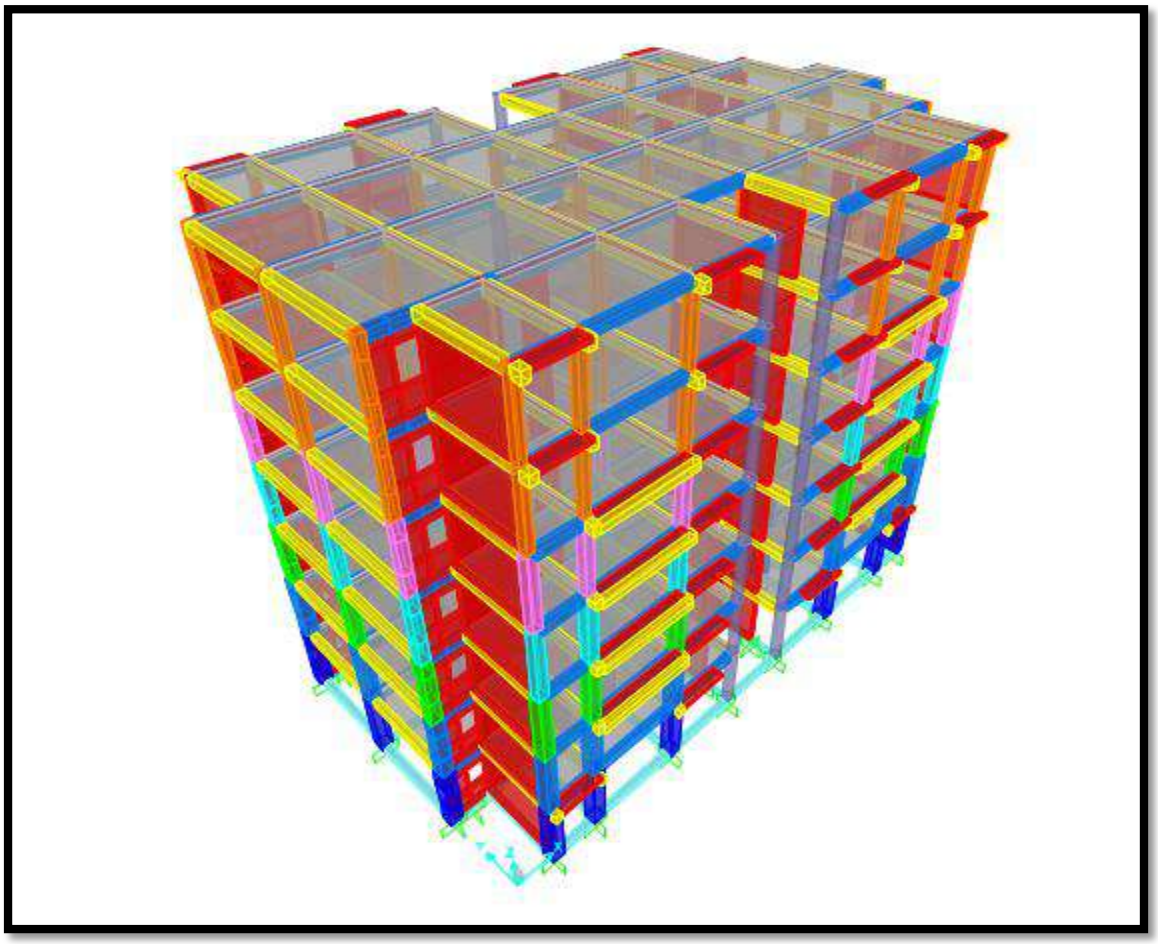


Figure IV -1 : Vue de la structure en 3D

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
- Le centre de Torsion

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

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

Disposition des voiles :

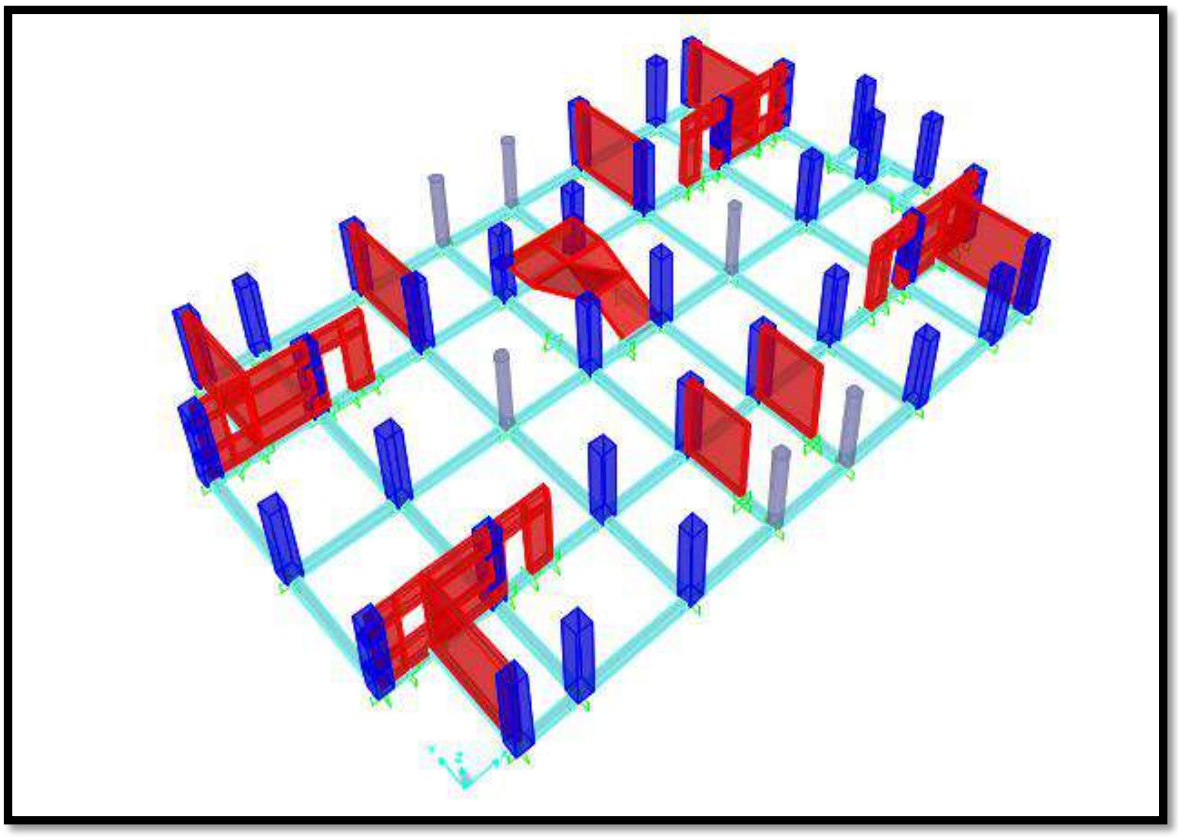


Figure .IV-2 : Disposition des voiles

Tableau .IV-1 : Calcul du centre de Masse

DiaphragmeN°	Niveau (m)	ΣWi (kN)	ΣWi*Xi	ΣWi*Y i	XG (m)	YG (m)
DIAPH 1	22.4	4097.62	55276.89	34748.23	13.49	8.48
DIAPH 2	19.2	5016.88	67878.39	42242.13	13.53	8.42
DIAPH 3	16	5137.82	69257.81	43465.96	13.48	8.46
DIAPH 4	12.8	5183.25	70181.20	43591.13	13.54	8.41
DIAPH 5	9.6	5291.51	71752.87	44501.60	13.56	8.41
DIAPH 6	6.4	5394.72	73260.30	45369.60	13.58	8.41
DIAPH 7	3.2	5465.46	74275.60	45909.86	13.59	8.40

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 :

$$X_T = \frac{\sum I_{yi} * X_i}{\sum I_{yi}} \qquad Y_T = \frac{\sum I_{xi} * Y_i}{\sum I_{xi}}$$

Avec :

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

Il est rappelé que :

- Le centre de torsion d'un voile plein ou d'un poteau simple (rectangulaire) est confondu avec son centre de gravité ;
- Pour un voile plein composé possédant un centre de symétrie, le centre de torsion est confondu avec ce centre de symétrie.
- Les inerties sont calculées par les formules suivantes :

- Pour les poteaux : $I_X = \frac{bh^3}{12}$; $I_Y = \frac{b^3 h}{12}$
- pour les voiles pleins : $I_X = \frac{L.e^3}{12}$; $I_Y = \frac{L^3.e}{12}$

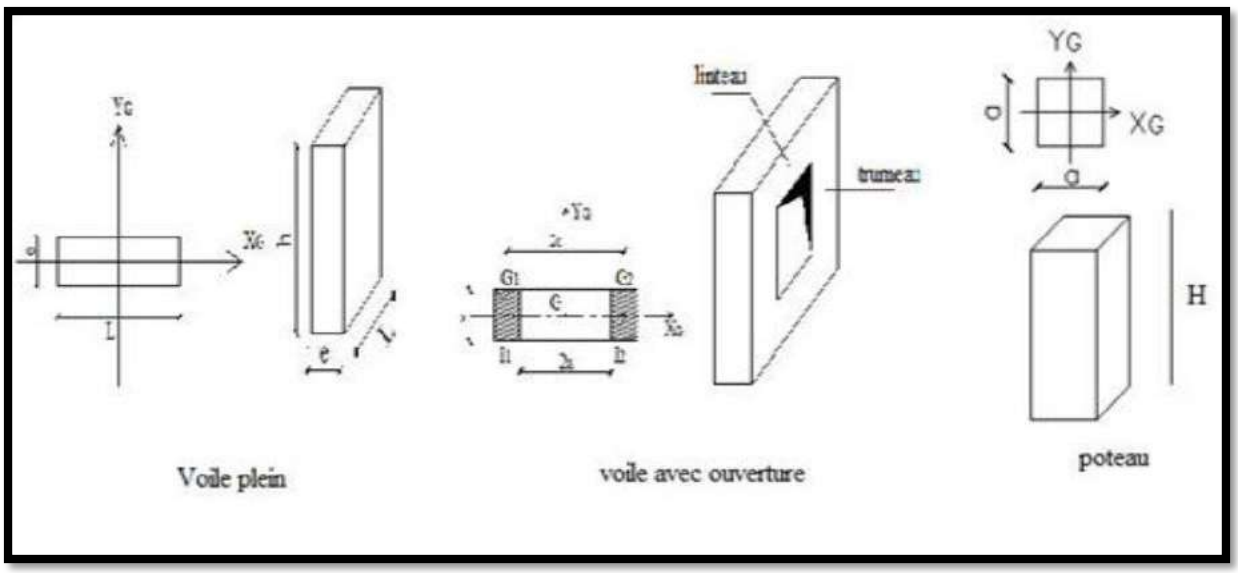


Figure IV-3 : Inerties des voiles et des poteaux

Tableau IV-2 : Calcul d u centre de torsion

Diaphragme N°	Niveau (m)	Inertie et centre d'inertie					
		Σ Ixi (m4)	Σ Iyi (m4)	ΣIx*Yi	ΣIy*Xi	XR (m)	YR (m)
DIAPH 1	22.4	12.95	8.78	45.70E+05	75.51E+04	8.60E+04	3.63E+05
DIAPH 2	19.2	12.89	8.60	71.67E+05	17.03E+05	1.98E+05	5.56E+05
DIAPH 3	16	12.87	8.60	13.13E+06	28.47E+05	3.31E+05	1.02E+06
DIAPH 4	12.8	12.91	8.56	21.69E+06	47.68E+05	5.57E+05	1.68E+06
DIAPH 5	9.6	12.97	8.54	34.63E+06	22.80E+05	9.57E+05	2.67E+06
DIAPH 6	6.4	13.16	8.52	60.40E+06	16.19E+06	1.90E+06	4.59E+06
DIAPH 7	3.2	13.44	8.49	15.05E+07	51.96E+06	6.12E+06	1.12E+07

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 :

$$E_X = |X_T - X_G| \qquad E_Y = |X_T - X_G|$$

Tableau IV-3 : Calcul de l'excentricité théorique

Niveau (m)	$E_X = \|X_T - X_G\|$	$E_Y = \|X_T - X_G\|$	Vérification
22.4	0.541	0.305	Ok
19.2	0.640	0.184	Ok
16	0.618	0.137	Ok
12.8	0.621	0.146	Ok
9.6	0.594	0.130	Ok
6.4	0.419	0.116	Ok
3.2	0.159	0.081	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'a chaque niveau et dans chaque direction, la résultante des forces horizontales a une excentricité par rapport au centre de torsion égale à la plus grande des deux valeurs :

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

$$E_X = 0.05 L_X$$

$$E_Y = 0.05 L_Y$$

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

Tableau IV-4 : Calcul de l'excentricité accidentelle

Niveau(m)	Lx (m)	Ly (m)	Ex (m)	Ey (m)
22.4	26.70m	18.30	1.335	0.915
19.2	26.70m	18.30	1.335	0.915
16	26.70m	18.30	1.335	0.915
12.8	26.70m	18.30	1.335	0.915
9.6	26.70m	18.30	1.335	0.915
6.4	26.70m	18.30	1.335	0.915
3.2	26.70m	18.30	1.335	0.915

IV.2.3.3. Effet de la torsion accidentelle : [RPA 99 version 2003 Art 4.3.7]

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

Tableau IV.5 Calcul d'excentricité totale

	Direction X			Direction Y		
Niveau(m)	Ex Théo (cm)	Ex ACC (cm)	$E_{X.tot}$ (cm)	Ey Théo (cm)	Ey ACC (cm)	$E_{y.tot}$ (cm)
22.4	0.541	1.335	1.876	0.305	0.915	1.22
19.2	0.640	1.335	1.975	0.184	0.915	1.099
16	0.618	1.335	1.953	0.137	0.915	1.052
12.8	0.621	1.335	1.956	0.146	0.915	1.061
9.6	0.594	1.335	1.929	0.130	0.915	1.045
6.4	0.419	1.335	1.754	0.116	0.915	1.031
3.2	0.159	1.335	1.494	0.081	0.915	0.996

IV.3. Choix de la méthode de calcul :

IV.3.1. Introduction :

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

- Méthode statique équivalente
- Méthode dynamique modale spectrale

Pour notre structure la régularité en élévation n'est pas vérifiée ainsi que la hauteur de ce dernier dépasse les 17 m, donc selon le RPA Art 4.1.2, la Méthode statique équivalente n'est

pas applicable, on utilise donc la méthode modale spectrale d'une manière automatique moyennant le logiciel d'analyse "**SAP 2000v19.1".**

IV.3.2. Méthode dynamique modale spectrale : RPA99] ►► [Art 4.3.7] ◄◄

IV.3.2.1. Principe de la méthode :

Par cette méthode il est recherché, pour chaque mode de vibration, le maximum des 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 'SAP2000' est le diaphragme rigide . Suite à la concentration de la masse son mouvement est donné par le mouvement du plancher.

IV.3.2.3. Le spectre de réponse de calcul :

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

$$\frac{S_a}{g}=\begin{cases}1.25A(1+\dfrac{T}{T_1}(2.5\eta\dfrac{Q}{R}-1) & 0\le T\le T_1\\ 2.5\eta(1.25A)(\dfrac{Q}{R}) & T_1\le T\le T_2\\ 2.5\eta(1.25A)(\dfrac{Q}{R})(\dfrac{T_2}{T})^{\frac{2}{3}} & T_2\le T\le 3.0s\\ 2.5\eta(1.25A)(\dfrac{Q}{R})(\dfrac{T_2}{T})^{\frac{2}{3}}(\dfrac{3}{T})^{\frac{5}{3}} & T\ge 3.0s\end{cases}$$

a. Coefficient d'accélération A : selon RPA99 version 2003 ►► [Tab.4.1] ◄◄

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

(zone III, groupe d'usage 2) $\Rightarrow$ A = 0,25

b. facteur de correction d'amortissement η : selon RPA99 version 2003►► [Tab.4.2]◄◄

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

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

ξ : Pourcentage d'amortissement critique $(\xi=7\%)$

c. coefficient de comportement R :

R =3.5 : système de contreventement voiles porteurs (tableau 4-3 RPA99)

d. facteur de qualité Q : selon le RPA 2003 ►► [Tab.4.4] ◄◄

Le facteur de qualité est égal à 1 additionné à la somme de 6 pénalités selon que les critères de qualité sont satisfaits ou non :

$$Q = 1 + \sum^{6} P_q$$

Ces pénalités sont rappelées dans le tableau suivant :

Tableau .IV-8 : détermination du facteur de qualité Q

Critère		Suivant X		Suivant Y	
		observé	Valeur	observé	Valeur
1	Conditions minimales sur les fils de contreventement	OUI	0	OUI	0
2	Redondance en plan	OUI	0	OUI	0
3	Régularité en plan	NON	0.05	NON	0.05
4	Régularité en élévation	OUI	0	OUI	0
5	Contrôle de la qualité des matériaux	NON	0.05	NON	0.05
6	Contrôle de la qualité de l'exécution	OUI	0	OUI	0

En récapitulant les résultats on trouve :

$Q_x = 1 + 0.1 = 1.1$

$Q_y = 1 + 0.1 = 1.1$

e. périodes caractéristiques : selon le RPA 2003 ►► [Tab.4.7] ◄◄

$$T_1 = \left.\begin{matrix} 0.15s \\ 0.5s \end{matrix}\right\} siteS3$$

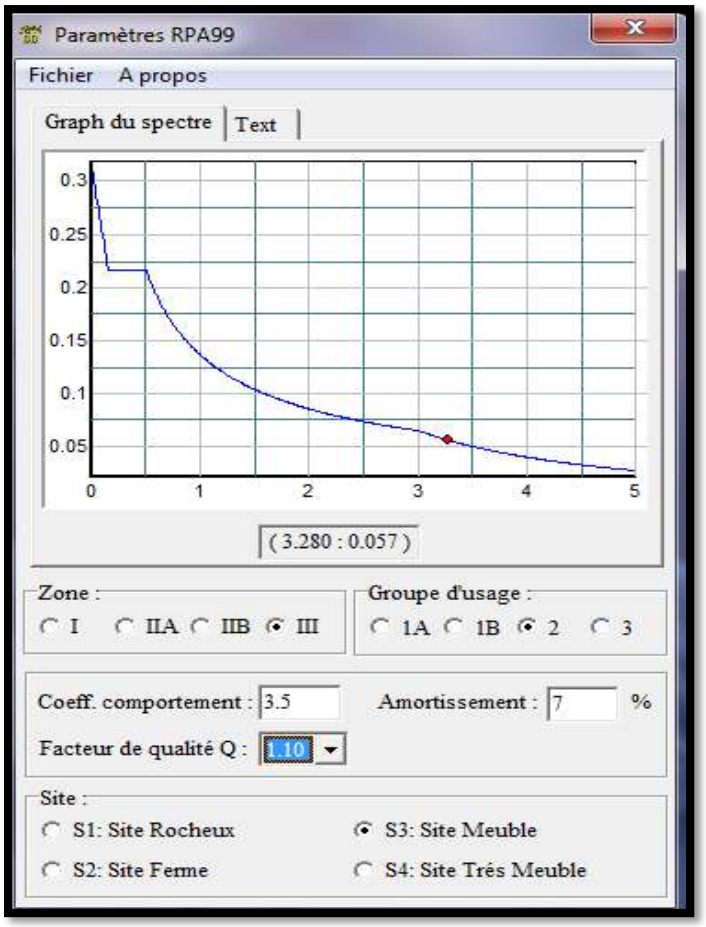


Figure .IV.-4 : Spectre de réponse

IV.4. Résultats de l'analyse dynamique :

Communément aux deux méthodes de calcul (statique et dynamique), le RPA99 version2003 [1] exige les vérifications suivantes :

Stabilité de la structure :

1. Vérification du comportement modale de la structure.
2. Vérification de la participation massique (dissipation énergétique).
3. Vérification de la force sismique V à la base.
4. Vérification de la stabilité au renversement.
5. Vérification de l'effet P-Δ.

Résistance des éléments :

6. Vérifications du déplacement en tête du bâtiment.
7. Vérifications des déplacements inter-étage.
8. Vérification du cisaillement des éléments.
9. Vérification de l'effort normal réduit dans les poteaux.

IV.4.1. Vérification de comportement :

Tableau IV-9 : Le comportement des trois premiers modes

Mode	U_x %	U_y %	R_z %	Periode(s)	Le comportement
1	67.03	0.00	0.98	0.448	translation suivant l'axe X
2	0.02	66.24	0.19	0.422	translation suivant l'axe Y
3	1.06	0.21	65.22	0.403	rotation autour de l'axe Z

IV. 4.2. Vérification de participation massique : Selon RPA version 2003 ►► [Art *4.3.4. a]* ◄◄ [1]

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.

Tableau IV-10 : vérification de participation massique

Mode	Période (s)	Cumule des masses modales effectives (%)		
		Sens X	Sens Y	Sens Z
1	0.448	67.03	0.01	0.99
2	0.422	67.05	66.25	1.17
3	0.403	68.11	66.46	66.39
-	-	-	-	-
22	0.056	95.00	87.58	87.80
-	-	-	-	-
30	0.050	95.04	92.83	88.19
-	-	-	-	-
33	0.048	95.05	94.37	93.37

IV. 4.3. Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul : Selon RPA version 2003 ►► [Art 4.2.6] ◄◄

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

Donc il faut vérifier que : $\frac{V_t}{V} \geq 0.8$

a. Calcul de la force sismique totale : [RPA99 version 2003 Art 4.2.3]

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

$$V_X = \frac{A.D_X.Q_X}{R}.W$$

$$V_Y = \frac{A.D_Y.Q_Y}{R}.W$$

Tel que :

- A : coefficient d'accélération de zone

A = 0,25

- D : facteur d'amplification dynamique moyen

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(T_2/T)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta(T_2/3)^{\frac{2}{3}}(3/T)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3.0s \end{cases}$$

T2 = 0,5 s, tableau 4.7 (avec site S3)

η : facteur de correction d'amortissement :

$$\eta = \sqrt{7/(2+\xi)}$$

$\xi = 7\%$ tableau 4.2 (avec remplissage dense) → η = 0,882

T: période fondamentale suivant les deux directions on utilise la formule :

$T = 0.09h_n / \sqrt{D}$ [RPA99 version 2003 Art 4.2.4]

Dx= 2.205

Dy= 2.205

- R : coefficient de comportement global de la structure

R = 3.5

- Q : facteur de qualité

Qx=1.1 ; Qy=1.1

- W : poids total de la structure

$W = \sum_{i=1}^{n} W_i$ Avec $W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$

β = 0.2 tableau 4.5

- Poids de la structure W= 39956.85kN

Tableau IV-11: calcule de la force sismique (M.S.E)

A	D_X	D_Y	R	Q_X	Q_Y	$\sum W_{Wi}(KN)$	$V_X(KN)$	$V_Y(KN)$
0.25	2.205	2.205	3.5	1.1	1.1	39956.85	6922.524	6922.524

Tableau IV-12: Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul

	V(KN)	$V_t(KN)$	V_t / V	$V_t / V \geq 0.8$
X	6922.524	5619.089	0.812	Oui
Y	6922.524	5607.119	0.810	Oui

IV. 4.4. Vérification de la stabilité au renversement : Selon RPA version 2003 ►► [Art 4.4.1] ◄◄ [1]

Le moment de renversement est égal à : $\begin{cases} M_{Rx} = h_{ix}.F_{ix} \\ M_{Ry} = h_i.F_{iy} \end{cases}$

Avec :

- $F_{ix}; F_{iy}$: la force distribuée en hauteur suivant X et Y
- h_i : la hauteur de l'étage par rapport à la base 0

Le moment de stabilité est égal à : $\begin{cases} M_{sx} = W.X_G \\ M_{sy} = W.Y_G \end{cases}$

Avec :

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

Il faut vérifier que : $\frac{M_S}{M_R} \geq 1.5$

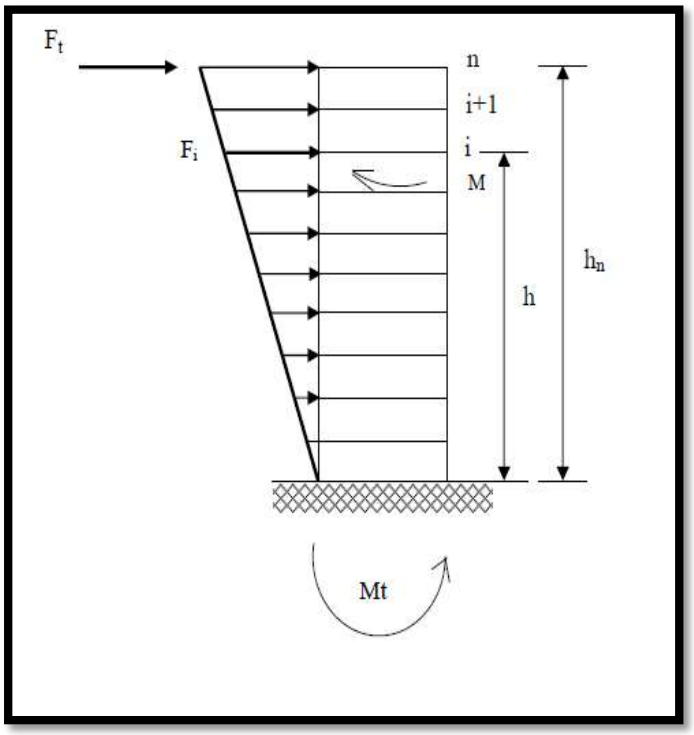


Figure IV-5: Les forces agissent sur la stabilité au renversement

IV.4.4.1. Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur : RPA version 2003 ►► [Art 4.2.5] ◄◄

$$F_i = \frac{(v - F_t)W_i h_i}{\sum_{j=1}^{n} W_j h_j}$$

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

$$F_{ix} = \frac{(v - F_{tx})W_i h_i}{\sum_{j=1}^{n} W_j h_j}$$

$$F_{iy} = \frac{(v - F_{ty})W_i h_i}{\sum_{j=1}^{n} W_j h_j}$$

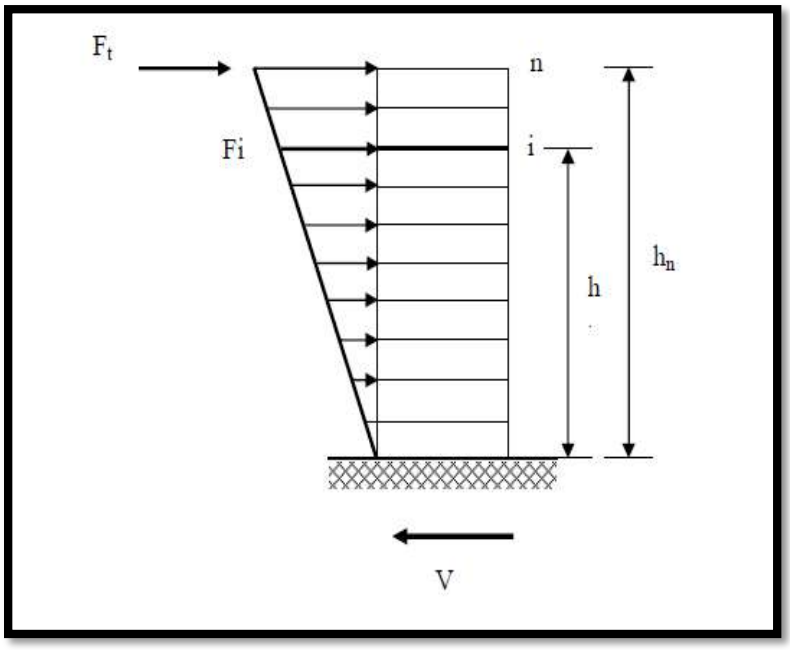


Figure IV-6: Distribution des forces sismique

$V_X - F_{tx} = 5619.089KN$

Tableau IV-13 : Forces sismiques selon la hauteur suivant X

$h_i(cm)$	$W_i(KN)$	$W_i * h_i$	α_x	$F_{ix}(KN)$
22.4	4097.62	91786.69	0.21	1180.01
19.2	5016.88	96324.10	0.22	1236.20
16	5137.82	82205.12	0.19	1067.63
12.8	5183.25	66345.6	0.15	842.86
9.6	5291.51	50798.50	0.11	618.10
6.4	5394.72	34526.21	0.08	449.53
3.2	5465.46	17489.47	0.04	224.76
SOMME		439475.69	1.00	5619.09

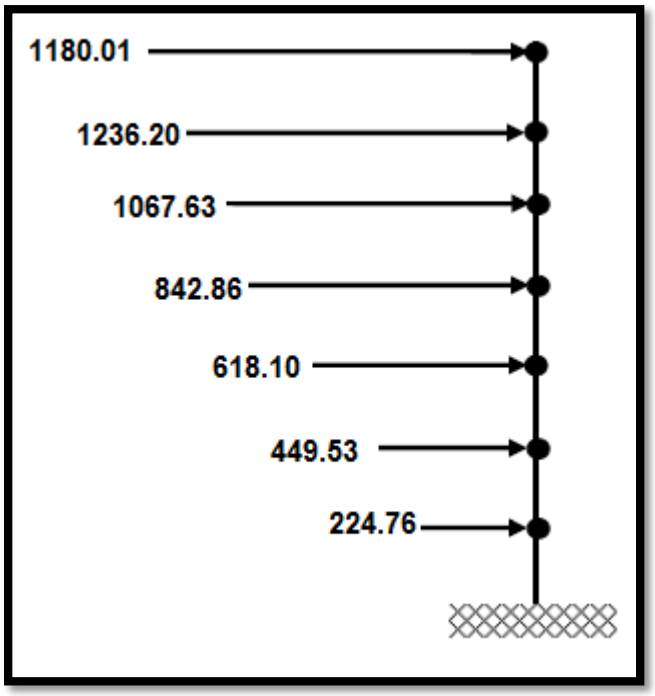


Figure IV-7 : Concentration des forces sismiques aux étages suivant X

$V_Y - F_{ty} = 5607.119KN$

Tableau IV-14 : Forces sismiques selon la hauteur suivant Y

$h_i(cm)$	$W_i(KN)$	$W_i * h_i$	α_y	$F_{iy}(KN)$
22.4	4097.62	91786.69	0.21	1177.49
19.2	5016.88	96324.10	0.22	1233.57
16	5137.82	82205.12	0.19	1065.35
12.8	5183.25	66345.6	0.15	841.07
9.6	5291.51	50798.50	0.11	616.78
6.4	5394.72	34526.21	0.08	448.57
3.2	5465.46	17489.47	0.04	224.28
SOMME		439475.69	1.00	5607.11

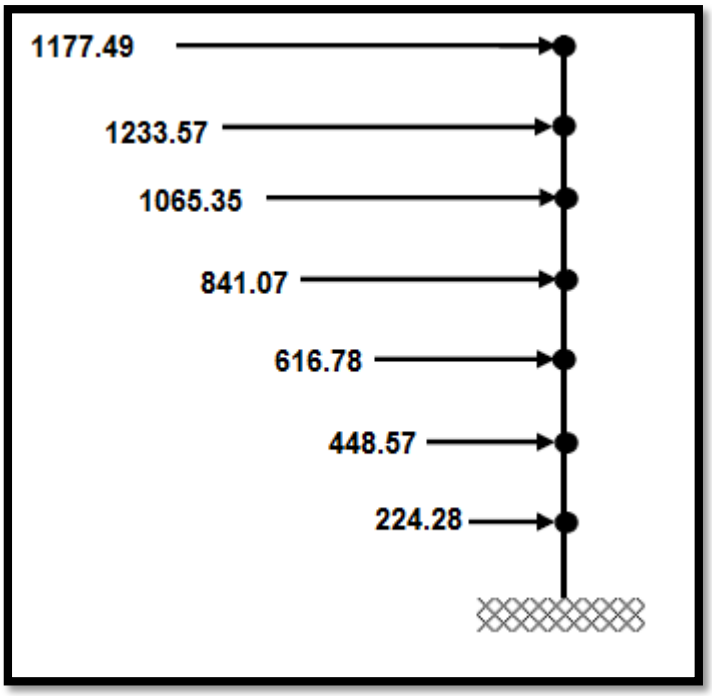


Figure IV -8 : Concentration des forces sismiques aux étages suivant Y

IV.4.4.2. Moment de renversement :

Tableau IV -15 : calcul du moment de renversement

$h_i(m)$	$F_{ix}(KN)$	$F_{iy}(KN)$	$M_{0xi}(KN.m)$	$M_{0yi}(KN.m)$
22.4	1180.01	1177.49	26432.22	26375.78
19.2	1236.20	1233.57	23735.04	23684.54
16	1067.63	1065.35	17082.08	17045.6
12.8	842.86	841.07	10788.61	10765.70
9.6	618.10	616.78	5933.76	5921.09
6.4	449.53	448.57	2876.99	2870.85
3.2	224.76	224.28	719.23	717.70
$\sum M_0$			87567.93	87381.26

IV.4.4. 3. Moment stabilisant :

Tableau IV -16 : calcul du moment stabilisant

Niveau (m)	$W_i(KN)$	$X_G(m)$	$Y_G(m)$	$M_{txi}(KN.m)$	$M_{tyi}(KN.m)$
22.4	4097.62	13.49	8.48	55276.89	34747.82
19.2	5016.88	13.53	8.42	67878.39	42242.13
16	5137.82	13.48	8.46	69257.81	43465.96
12.8	5183.25	13.54	8.41	70181.20	43591.13
9.6	5291.51	13.56	8.41	71752.88	44501.60
6.4	5394.72	13.58	8.41	73260.30	45369.60
3.2	5465.46	13.59	8.40	74275.60	45909.86
$\sum M_t$				481883.07	299828.1

Donc il faut vérifier que : $\frac{M_t}{M_0} \geq 1.5$

Tableau. IV-17 : Vérification de stabilisation

M_{txi} $(kN.m)$	M_{tyi} $(kN.m)$	M_{0xi} $(kN.m)$	M_{0yi} $(kN.m)$	M_{txi}/M_{0yi}	M_{tyi}/M_{0xi}	$M_{tx}/M_0 \geq 1.5$	$M_{ty}/M_0 \geq 1.5$
481883.07	299828.1	87567.93	87381.26	5.51	3.42	oui	oui

Commentaire :

Le bloc est vérifié contre le renversement suivant les deux directions, donc la structure est stable suivant des deux directions.

IV.4.5. Vérification des déplacements inter-étage :

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

$\delta_k = \delta_{ek} * R$ **selon RPA99 version2003 : ►►Art 4.4.3◄◄**

δ_{ek} : Déplacement dù aux forces séismiques Fi.

R : coefficient de comportement.

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

$\Delta k = \delta_k - \delta_{k-1}$ **selon RPA99 version2003 : ►►Art 4.4.3◄◄**

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

Tableau IV-18 : Vérification des déplacements inter-étages sens x

Niveau (m)	δ_e (cm)	$\delta_k = R.\delta_e$ (cm)	$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$ (cm)	$0.01h_e$ (cm)	$\Delta_k \leq 0.01h_e$
+22.4	1.70	5.95	1.01	3.20	Oui
+ 19.2	1.41	4.94	1.09	3.20	Oui
+16	1.10	3.85	1.05	3.20	Oui
+12.8	0.80	2.80	1.01	3.20	Oui
+9.6	0.51	1.79	0.84	3.20	Oui
+6.4	0.27	0.95	0.63	3.20	Oui
+3.2	0.09	0.32	0.32	3.20	Oui
+0.00	0	0	0	3.20	Oui

Tableau IV-19 : Vérification des déplacements inter-étages sens Y

Niveau (m)	δ_e (cm)	$\delta_k = R.\delta_e$ (cm)	$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$ (cm)	$0.01h_e$ (cm)	$\Delta_k \leq 0.01h_e$
+22.4	1.67	5.85	1.05	3.20	Oui
+ 19.2	1.37	4.80	1.09	3.20	Oui
+16	1.06	3.71	1.05	3.20	Oui
+12.8	0.76	2.66	0.98	3.20	Oui
+9.6	0.48	1.68	0.80	3.20	Oui
+6.4	0.25	0.88	0.60	3.20	Oui
+3.2	0.08	0.28	0.28	3.20	Oui
+0.00	0	0	0	3.20	Oui

IV.4.6.Vérification des déplacements en tête : selon CBA93 ►►Art B.6.5.3◄◄[

$$\delta_{réel} = R * \delta_{théorique} \qquad \delta_{limite} = \frac{H}{250} = \frac{2240}{250} = 8.96cm$$

Tableau IV.20**.** Vérification des déplacements en tête suivant les deux directions

	$\delta_{théorique}(cm)$	$\delta_{réel}(cm)$	$\delta_{limite}(cm)$	$\delta_{réel} \leq \delta_{limite}$
Suivant X	1.70	5.95	8.96	OUI
Suivant Y	1.67	5.84	8.96	OUI

IV.4.7. Vérification de cisaillement des éléments :

Par Le CBA et dont le but d'éviter ou limiter le risque de cisaillement des éléments de la structure sous plusieurs combinaisons.

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

$\bar{\tau} = Min\left[0.2\frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5MPa\right]$ =4.35MPa (fissuration préjudiciable)

$\bar{\tau} = Min\left[\frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b}; 4MPa\right]$ = 3.26 MPa (fissuration peu nuisible)

$\bar{\tau} = Min\left[\frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b}; 4MPa\right]$ = 2.5 MPa (fissuration peu nuisible)

Tableau IV-21. Vérification de cisaillement des poutres

Elément	Section (cm²)	$V_u(KN)$	Combinaison	$\bar{\tau}(MPa)$	$\tau(MPa)$	$\tau \leq \bar{\tau}$
Poutre principale	30*40	129.34	ACC	3.26	1.150	OUI
Poutre secondaire	30*35	131.434	ACC	4.35	1.348	OUI
Poutre paliére	30*30	27.335	ACC	4.35	0.331	OUI
Longrine	30*30	26.3	ELU	2.5	0.319	OUI
Chainage	30*30	11.179	ACC	3.26	0.136	OUI

Les poteaux : Selon RPA99 version2003 ►► [Art 7.4.3.2] ◄◄

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

$\bar{\tau} = \rho_d f_{c28}$ avec $\rho_d = \begin{cases} 0.075 si \lambda \geq 5 \\ 0.04 si \lambda \prec 5 \end{cases}$ et $f_{c28} = 25MPa$

Il faut vérifier que : $\tau_{max} \leq \bar{\tau}$

Tableau IV-22 : Vérification de cisaillement des poteaux carrée

Elément	Section (cm²)	$V_u(KN)$ Max	Combinaison	$\bar{\tau}(MPa)$	$\tau_{max}(MPa)$	$\tau_{max} \leq \bar{\tau}$
Poteaux (55x55)		30.794	ACC	1	0.11	OUI
Poteaux (50x50)		33.661	ACC	1	0.14	OUI
Poteaux (45x45)		40.459	ACC	1	0.21	OUI
Poteaux (40x40)		39.35	ACC	1	0.26	OUI
Poteaux (35x35)		32.664	ACC	1	0.29	OUI
Poteaux (30x30)		21.39	ACC	1	0.26	OUI

On doit vérifier que : $\tau_{max} = \frac{1.4V_u}{\phi_d}$

Tableau IV-23 : Vérification de cisaillement des poteaux circulaires

Niveau (m)	Section D=50(cm)	$V_u(KN)$ Max	Combinaison	$\tau_{max}(MPa)$	$\bar{\tau}(MPa)$	$\tau_{max} \leq \bar{\tau}$
6^{er} etage		35	ACC	0.98	1	OUI
5^{er} etage		29.61	ACC	0.83	1	OUI
4^{er} etage		28.60	ACC	0.81	1	OUI
3^{er} etage		24.97	ACC	0.70	1	OUI
2^{er} etage		20.24	ACC	0.57	1	OUI
1^{er} etage		17.04	ACC	0.48	1	OUI
RDC		11.01	ACC	0.31	1	Oui

IV. 4.9. Vérification de l'effort normal réduit à la base : selon RPA version 2003►►[Art 7.1.3.3] ◄◄

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

Nd : Effort normal réduit

Bc : Section brute du béton

Tableau IV.24. Vérification de l'effort normal réduit a la base des Poteaux carrée

Niveau	Nd (KN)	Bc(mm²)	Combinaison	**υ** (MPa)	**υ** <0.30
(55x55) sens x	1981.423	280900	G+Q+Edx	0.282	Oui
(55x55) sensy	1609.591	280900	G+Q+Edy	0.229	Oui

Tableau IV.25. Vérification de l'effort normal réduit a la base des Poteaux circulaires

Niveau	Nd(KN)	Bc(mm²)	Combinaison	**υ**(MPa)	**υ** <0.30
(50x50) sens x	1271.49	180864	G+Q+Edx	0.281	Oui
(50x50) sensy	1307.38	180864	G+Q+Edy	0.289	Oui

IV. 4.10. Vérification vis à vis de l'effet $P-\Delta$:

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

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

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

V_k : effort tranchant de l'étage au niveau " k ".

Δ_k : déplacement relatif du niveau " k " par rapport au niveau " k-1 ".

h_k : hauteur de l'étage " k ".

- Si 0.10≤θ≤0.20 , Les effets P-Δ peuvent être pris en compte de manière

approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du $1^{éme}$ *ordre* par le facteur : $\frac{1}{(1-\theta_k)}$

- Si θ>0.20 , la structure est partiellement instable et doit être redimensionnée

Tableau IV-26. Vérification de l'effet P-Δ suivant X

h_k (m)	P_k (kN)	V_k (kN)	Δ_k (cm)	Θ	Θ<0.10
22.4	4097.620	1173.57	1.01	0.0110	Oui
19.2	5016.880	1231.59	1.09	0.0139	Oui
16	5137.820	1051.07	1.05	0.0160	Oui
12.8	5183.250	848.29	1.01	0.0193	Oui
9.6	5291.510	649.50	0.84	0.0214	Oui
6.4	5394.720	441.45	0.63	0.0241	Oui
3.2	5465.460	223.62	0.32	0.0244	Oui

Tableau IV-27. Vérification de l'effet P-Δ suivant y

h_k (m)	P_k (kN)	V_k (kN)	Δ_k (cm)	Θ	Θ<0.10
22.4	4097.620	1171.07	1.05	0.0115	Oui
19.2	5016.880	1228.97	1.09	0.0139	Oui
16	5137.820	1048.83	1.05	0.0161	Oui
12.8	5183.250	846.48	0.98	0.0188	Oui
9.6	5291.510	648.12	0.80	0.0204	Oui
6.4	5394.720	440.51	0.60	0.0230	Oui
3.2	5465.460	223.14	0.28	0.0214	Oui

IV.5.Conclusion général :

Les dimensions finales à prendre sont récapitulées dans les deux tableaux suivants :

Tableau IV.28. Dimensions finales des poutres

Elément	Section (cm²)
Poutre principale	30*40
Poutre secondaire	30*35
Poutre palière	30*30
Chainage	30*30
Longrine	30*30

Tableau IV.29. Dimensions finales des poteaux

Niveau	Section (cm²)
$6^{éme}$ *et* $5^{éme}$ *étage*	30*30
$4^{éme}$ *étage*	35*35
$3^{éme}$ *étage*	40*40
$2^{éme}$ *étage*	45*45
$1^{éme}$ *étage*	50*50
RDC	55*55

Remarque :

Poure les poteaux circulaires les dimensions définitives sont : 50*50 cm²

Introduction :

Le ferraillage des éléments résistants devra être conforme aux règlements en vigueur en L'occurrence le C.B.A93 et R.P.A.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 C.B.A 93 :
  - ✓ E.L.U :1,35G +1,5Q et G +Q ± E
  - ✓ E.L.S G + Q
- les combinaisons données par les règles du R.P.A99 version 2003 :
  - ✓ G +Q ± E
  - ✓ 0,8 G ± E

Avec :

- ✓ G : charges permanentes.
- ✓ Q : charges d'exploitations.
- ✓ E : charges sismiques.

Ferraillage des poutres :

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
$\gamma_b = 1.5$	$\gamma_s = 1.15$	$\gamma_b = 1.15$	$\gamma_s = 1.00$
$\sigma_b = 25MPa$	$FeE400$	$\sigma_b = 25MPa$	$FeE400$
$\sigma_b = 14.2MPa$	$\sigma_s = 348MPa$	$\sigma_b = 18.48MPa$	$\sigma_s = 400MPa$

Recommandations du R.P.A99 :

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux pour toute la poutre est de 0,5% en toute section.

Le pourcentage maximum des aciers longitudinaux est de :

- 4% en Zone courante.
- 6% en Zone nodale.

- Les poutres supportant de faibles charges verticales sont sollicitées principalement par les forces latérales sismiques qui doivent avoir des armatures symétriques. Avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appui.
- La longueur minimale de recouvrement est de : 50ϕ en Zone III
- Les armatures longitudinales supérieures et inférieures doivent être coudées à 90°.

Dans notre cas, nous allons ferrailler les poutres les plus sollicitées .Le ferraillage sera Fait pour une situation durable et accidentelle (le cas le plus défavorable)

V.2.2. a **Selon le CBA93 ►► [A.7.1.2] ◄◄ :**

La section des armatures longitudinales (A.7.1.2) est $A \geq A_{\min} = \frac{b.h}{1000}$

$St \leq \min\left[0.9d;40cm\right]$

$\frac{A_t f_e}{b.S_t} \geq 0.4MPa$

$\frac{A_t}{b.S_t} \geq \frac{\gamma_s(\tau_u - 0.3 f_{c28}.k)}{0.9 f_e(\cos\alpha + \sin\alpha)}$

Avec K=1, α=90°.

Armatures transversales :

La quantité d'armatures transversales est donnée par : At =0 ,003. St .b.

b : largeur de la poutre.

St : espacement maximum entre les armatures transversales, il est donné comme suit :

- $S_t \leq h/2$ en zone courante .
- $S_t \leq \min(h/4 : 12\phi)$ en zone nodale .

Les moments fléchissant ainsi que les sections d'aciers adoptées sont résumés dans les tableaux suivants :

Ferraillage longitudinal des poutres principales et secondaires :

Tableau V-2 : Ferraillage longitudinal des poutres principales (30*40)

	Niveau	Section	Position	M_u (*KN.m*)	Combinaison	A Calcule (cm²)	A Choisies (cm²)	
Intermédiaire et rive	Terrasse	30*40	Travée	53.07	G+Q+Ey	3.7	3HA14	4.62
			Appui	-128.54	G+Q+Ey	9.4	3HA14+ 3.HA16	10.65
	Etages	30*40	Travée	80.15	G+Q+Ey	5.7	3HA14+ 2HA12	6.88
			Appui	-137.31	G+Q+Ey	10.1	3HA14+ 3HA16	10.65

Tableau V-3 : Ferraillage longitudinal des poutres secondaires (30*35)

	Niveau	Section	Position	M_u (*KN.m*)	Combinaison	A Calcule (cm²)	A Choisies (cm²)	
Intermédiaire et Rive	Terrasse	30*35	Travée	37.59	G+Q+Ey	2.99	3HA12	3.39
			Appui	-37.58	G+Q+Ey	3.00	3HA12	3.39
	Etages	30*35	Travée	50.29	G+Q+Ey	4.05	3HA14	4.62
			Appui	-55.39	G+Q+Ey	4.48	3HA14	4.62

Vérification des contraintes à l'état limite de service :

Après le choix des armatures longitudinales, une vérification à L'E.L.S est nécessaire

Béton : La contrainte admissible du béton est donnée par la formule

$\overline{o} = 0.6 f_{c28} = 15MPa$ et on doit vérifier que $\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$

Acier : on considère que la fissuration est préjudiciable, donc :

$\overline{o_s} = \min(2/3) * fe; 110\sqrt{\eta \times f_{tj}}) = 202MPa$ et on doit vérifier que $\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$

Tableau V-4 **:**Vérification des contraintes à l'ELS des poutres principales (30*40)

Niveau		Position	M_{ser} ($KN.m$)	Type de fissuration	A_1 (cm^2)	A_2 (cm^2)	σ_b (MPa)	o_s (MPa)	$\sigma_b \le \sigma_b$ $o_s \le \sigma_s$
INTERMEDIAIRE et RIVE	Terrasse	Travée	33.64	pré	4.62	4.62	4.94	55.10	Oui
		Appui	-74.72	pré	10.65	4.62	8.40	103.49	Oui
	Etages	Travée	35.81	peu	6.88	4.62	4.60	-	Oui
		Appui	-75.83	peu	10.65	4.62	8.52	-	Oui

Tableau V-5 **:**Vérification des contraintes à l'ELS des poutres secondaires (30*35)

Niveau		Position	M_{ser} ($KN.m$)	Type de fissuration	A_1 (cm^2)	A_2 (cm^2)	σ_b (MPa)	o_s (MPa)	$\sigma_b \le \sigma_b$ $o_s \le \sigma_s$
INTERMEDIAIRE et RIVE	Terrasse	Travée	15.34	Pré	3.39	3.39	3.31	151.51	Oui
		Appui	-16.51	pré	3.39	3.39	3.56	163.07	Oui
	Etages	Travée	13.23	pré	4.62	4.62	2.43	96.55	Oui
		Appui	-20.41	pré	4.62	4.62	3.75	148.96	Oui

Vérification des poutres selon les conditions RPA et CBA :

- Il faut vérifier que : $A_{tendue} \ge A_{\min}$ (CBA)

$A_{travée} \ge A_{\min}$ et $A_{travée} \le A_{\max}$ (RPA)

$A_{appui} \ge A_{\min}$ et $A_{appui} \le A_{\max}$ (RPA

Tableau V.6. Vérification des poutres principales selon le RPA et CBA

Niveau		Position	$A_{adopté}$ (cm^2)	$A_{min}\,CBA$ = 1.2(cm^2)	$A_{min}\,RPA$ = 6(cm^2)	$A_{max}\,RPA$ = 48(cm^2)	$A_{max}\,RPA$ = 72(cm^2)
INTERMEDIAIRE ET RIVE	Terrasse	Travée	9.24	C.V	C.V	C.V	C.V
		Appui	15.27	C.V	C.V	C.V	C.V
	Etages	Travée	11.5	C.V	C.V	C.V	C.V
		Appui	15.27	C.V	C.V	C.V	C.V

Tableau V.7. Vérification des poutres secondaires selon le RPA et CBA

Niveau		Position	$A_{adopté}$ (cm^2)	$A_{min}\,CBA$ = 1.05(cm^2)	$A_{min}\,RPA$ = 5.25(cm^2)	$A_{max}\,RPA$ = 42(cm^2)	$A_{max}\,RPA$ = 63(cm^2)
INTERMEDIAIRE ET RIVE	Terrasse	Travée	6.78	C.V	C.V	C.V	C.V
		Appui	6.78	C.V	C.V	C.V	C.V
	Etages	Travée	9.24	C.V	C.V	C.V	C.V
		Appui	9.24	C.V	C.V	C.V	C.V

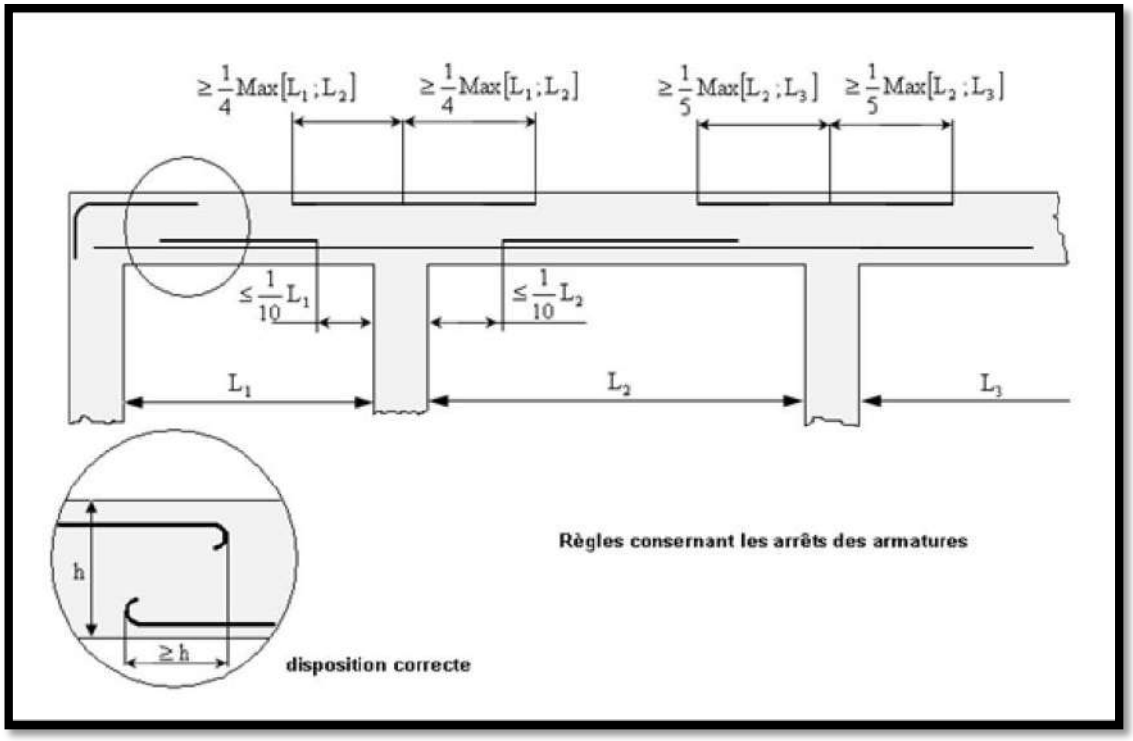


Figure V-1 : Disposition des armatures pour les poutres

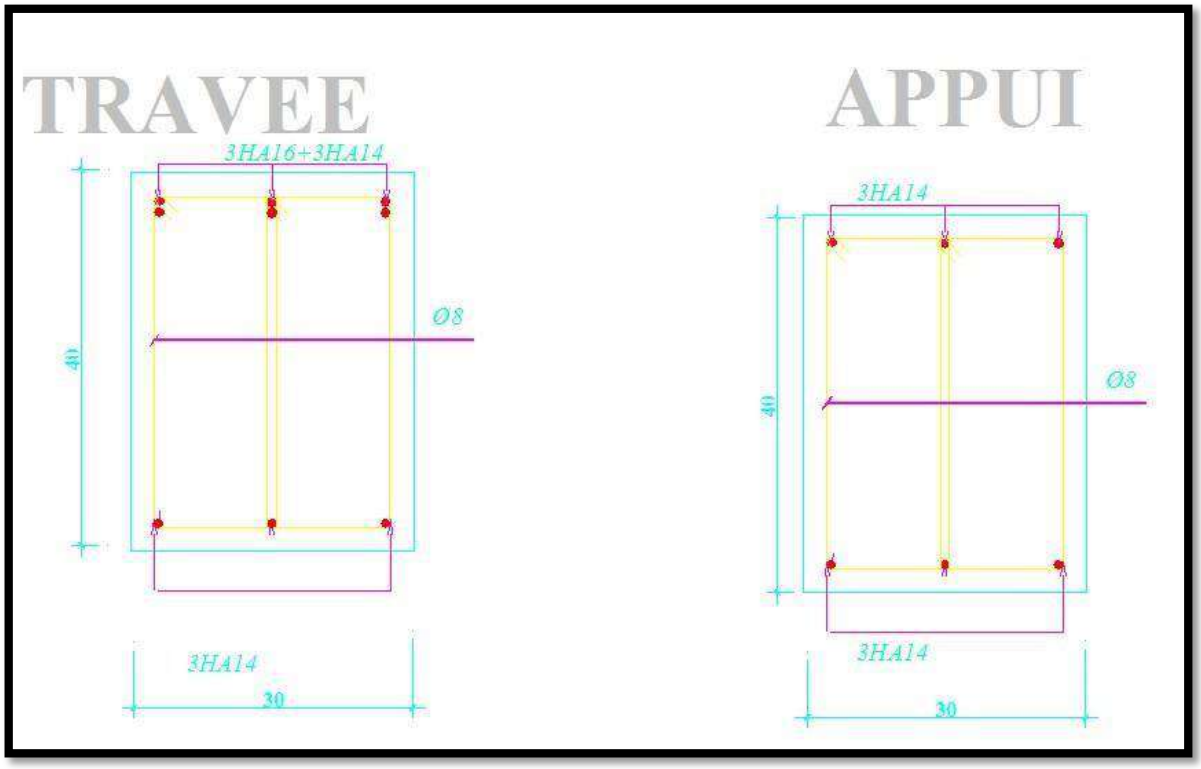


Figure V.2.Ferraillage des poutres principales intermédiaire et de rive du niveau terrasse

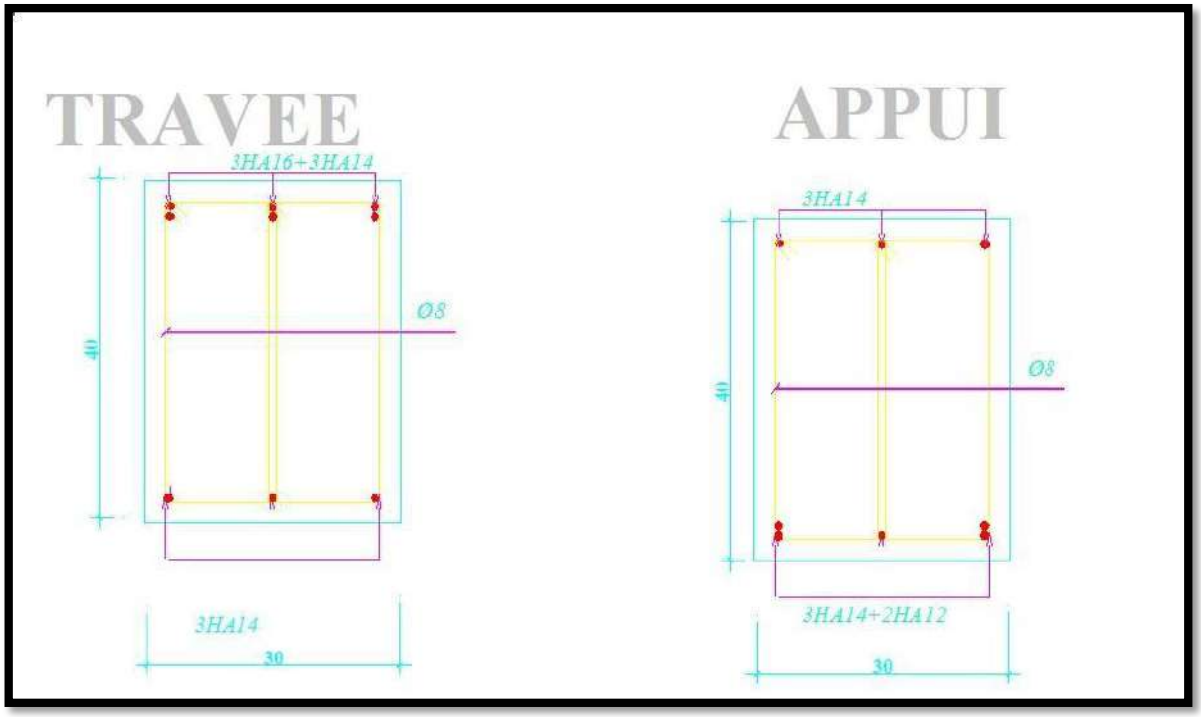


Figure V.3.Ferraillage des poutres principales intermédiaire et de rive des etages

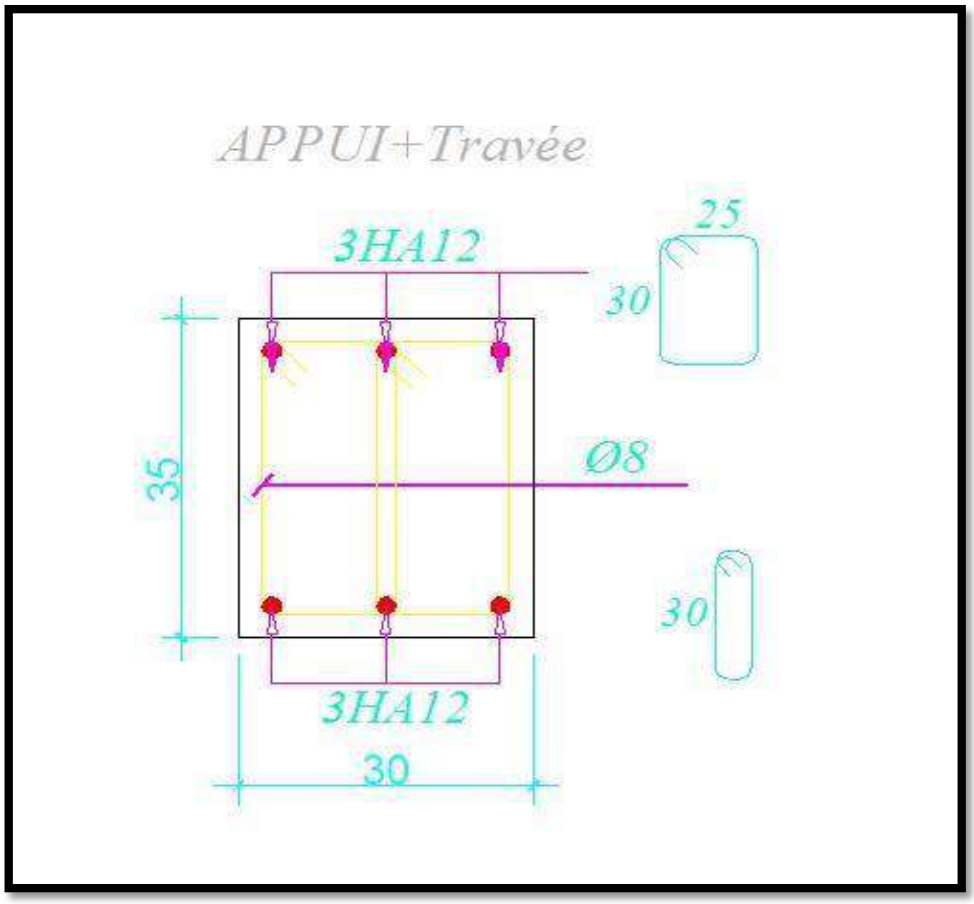


Figure V.4.Ferraillage des poutres secondaires intermédiaire et de rive du niveau terrasse

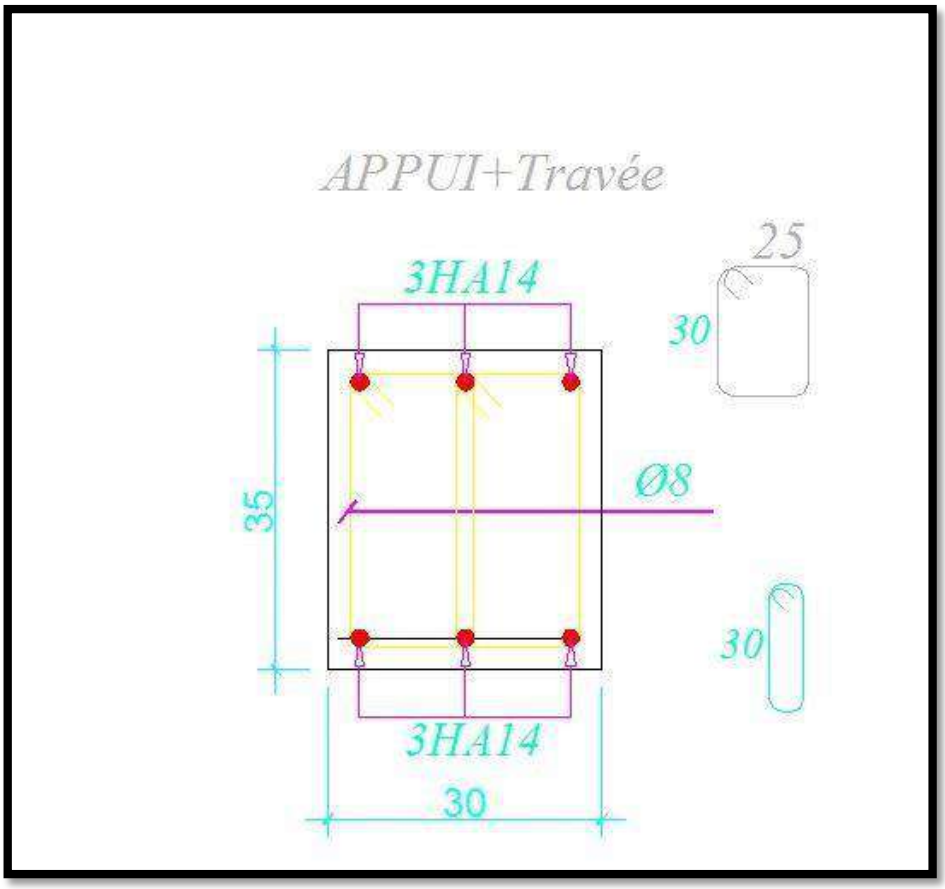


Figure V.5.Ferraillage des poutres secondaire intermédiaire et de rive des étages

Justification des poutres sous sollicitations des efforts tranchants :

La contrainte de cisaillement du béton est donnée par : $\tau_u = \frac{T_u}{b_0 . d}$

Tu: effort tranchant .

Tableau V-8 **:**Calcul de $\overline{\tau_u}$

Fissuration	la fissuration est préjudiciable	la fissuration est peu nuisible
τ_u	$\min\left(0.15\frac{f_e}{\gamma_b}; 4MPa\right)$	$\min\left(0.2\frac{f_e}{\gamma_b}; 5MPa\right)$
situation durable	$\overline{\tau_u} = 2.5MPa$	$\overline{\tau_u} = 3.3MPa$
Situation accidentelle	$\overline{\tau_u} = 3.26MPa$	$\overline{\tau_u} = 4.34MPa$

Tableau V-9 **:**Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres principales(30x40)

	Niveau	Section	V_u (KN)	**Combinaison**	τ_u (MPa)	τ_u (MPa)	$\tau_u \leq \tau_u$
Intermédiaire et rive	Terrasse	30*40	112.92	ELU	1.004	3.33	C.V
	Etages	30*40	129.34	ACC	1.15	4.35	C.V

Tableau V-10 **:**Vérification de la contrainte de cisaillement des poutressecondaires(30x35)

	Niveau	Section	V_u (KN)	**Combinaison**	τ_u (MPa)	τ_u (MPa)	$\tau_u \leq \tau_u$
Intermédiaire et rive	Terrasse	30*35	110.357	ACC	1.132	4.35	C.V
	Etages	30*35	131.434	ACC	1.348	4.35	C.V

Calcul des armatures transversales :

L'acier choisi pour le ferraillage transversal est de type barres à haute adhérence Fe E400.

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

D'âpres CBA 93 :

$$\begin{cases} \dfrac{A_t}{b_0.S_t} \geq \dfrac{\gamma(\tau_u - 0.3.f_{Tc28}.K)}{0.9.f_e(\cos\alpha + \sin\alpha)} \\ S_t \leq Min(0.9d; 40cm) \\ \dfrac{A_t.f_e}{b.S_t} \geq 0.4MPa \end{cases}$$

D'après RPA 99 version 2003 : $\begin{cases} S_t \le \frac{A_t}{0.003 \times b} \\ S_t \le Min(\frac{h}{4} et 12\varphi) \\ S' \le \frac{h}{2} \end{cases}$

Tableau V.11. **:**Section d'armatures transversales des poutres principales et secondaires

Elément	τ_u (*MPa*)	CBA93		RPA99 version 2003			$S_{adopté}$ (*cm*)		A_t *Choisie* (cm^2)
		S_t (*cm*)	A_t (cm^2)	S(ZN) (cm)	S'(ZC) (cm)	A_t (cm^2)	S(ZN) (cm)	S'(ZC) (cm)	
p.p(30*40)	1.15	33.75	1.01	10	20	0.9	8	15	$4\phi8 = 2.01$
p.s(30*35)	1.35	29.25	0.875	8.75	17.5	0.79	8	15	$4\phi8 = 2.01$

Vérification de la flèche :

Il n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche si les poutres considérées répondent aux conditions suivantes :

$$\begin{cases} \frac{h}{L} \ge \frac{1}{16} \\ \frac{h}{L} \ge \frac{1}{10}\frac{M_t}{M_0} \\ \frac{A}{b_0.d} \ge \frac{4.2}{f_e} \end{cases}$$

Avec : Mt = K*M0

- K : est un coefficient réducteur (0.75≤ K ≤ 0.85), on prend K = 0.75.

Tableau V.12.Vérification de la flèche des poutres.

Elément	1^{ere} *condition*			2^{ere} *condition*			3^{ere} *condition*		
	$\frac{h}{L}$	$\frac{1}{16}$	$\frac{h}{L} > \frac{1}{16}$	$\frac{h}{L}$	$\frac{M_t}{10M_0}$	$\frac{h}{L} > \frac{M_t}{10M_0}$	$\rho = \frac{A}{b.d}$	$\frac{4.2}{f_e}$	$\rho < \frac{4.2}{f_e}$
p.p(30*40)	0.085	0.0625	C.V	0.085	0.075	C.V	0.0091	0.0105	C.V
p.s(30*35)	0.083	0.0625	C.V	0.083	0.075	C.V	0.0058	0.0105	C.V

On remarque que les trois conditions sont vérifiées dans les deux directions porteuses (poutre principale) et non porteuse (poutre secondaire), alors le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

Introduction :

Les poteaux calculés en flexion composée sont soumis à un effort "N" et à un moment fléchissant "M dans le sens longitudinal et transversal.

Les armatures seront obtenues à l'état limite ultime sous l'effet des sollicitations les plus défavorables suivant les deux directions :

Les sollicitations les Plus défavorables en se basant sur les trois cas suivants :

1. (N max ; M corr).
2. (M max ; N cor r).
3. (N min ; M corr).

Recommandation du règlement RPA99 version 2003 [1] :

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

- leur pourcentage- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.

- leur pourcentage **minimal** sera de : 0,9% en zone III

- Leur pourcentage **maximal** sera de :

- 4% en zone courante
- 6% en zone de recouvrement

- Leur diamètre minimal et de 12 mm.

- La longueur minimale de recouvrement est de 50 Φ en zone III.

- La distance maximale entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 20 cm en zone III.

Sollicitations extrêmes de ferraillage :

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

- $1^{er} cas$: **Influence de l'effort normal**:

Le calcul en flexion composé ce fera avec Nmax et son Mcorres..

- $2^{er} cas$ **: Influence du moment :**

Le calcul en flexion composé ce fera en prenant Mmax et son Ncorres.

$3^{er} cas$: **Effort normal minimum :**

Le calcul en flexion composé ce fera pour Nmin et son Mcorres.

Etat Limite Ultime de stabilité de forme :

Pour régler le problème du flambement dans la flexion composée il faut tenir compte des trois excentricités ; pour cela on déterminera un nouveau moment de flexion M supposé

être appliqué au centre de gravité de la section du béton seul :

$$e = e_1 + e_2 \qquad e_1 = \frac{M}{N + e_a} \qquad e_2 = \frac{3L^2{}_f(2 + \alpha.\varphi)}{10^4.h}$$

Avec : $e_a = \max(2cm; \frac{L}{250})$ $\qquad 0.7 \le \alpha \le 1 \;\; \phi = 02$

e_1 : Excentricité du 1er ordre, due à la résultante des contraintes normales y compris

L'excentricité additionnelle.

e_a : Excentricité accidentelle traduisant les imperfections initiales.

e_2 : Excentricité due aux efforts du second ordre, liée à la déformation de la structure

- L_f : Longueur de flambement.

- L : Longueur libre du poteau.
- h : Hauteur totale de la section dans la direction de flambement.

- Φ : Rapport de la déformation finale due au fluage a la déformation instantanée du Béton sous la charge considérée.
- α : Rapport de moment des charges permanentes sur le moment total.

Détermination des sections d'acier :

Les poteaux seront ferraillés en flexion composée à l'état limite ultime de résistance (Situation durable ou accidentelle), sous les efforts les plus défavorables.

L'effort dans les poteaux les plus sollicités ainsi que les sections d'acier adoptées pour Les types de poteaux de chaque niveau sont résumés dans les tableaux ci-dessous.

Tableau .V.14: Les Armatures longitudinaux des poteaux carrée

Niveau (m)	Cas	N(KN)	M_x $(KN.m)$	M_y $(KN.m)$	Combinaison	A_{cal} (cm^2)	$A_{\min}$ RPA (cm^2)	A_{choisi} (cm^2)
6 étagé (30*30)	$N_{\max} - M_{corr}$	206.84	0.10	6.08	1.35G+1.5Q	2.4	8.1	8HA12= 9.05
	$N_{\min} - M_{corr}$	15.50	9.10	9.70	0.8G+Edy	2.4		
	$M_{\max} - N_{corr}$	59.87	4.30	39.37	G+Q+Edx	3.06		
5 étagé (30*30)	$N_{\max} - M_{corr}$	457.74	0.03	5.22	1.35G+1.5Q	2.4	8.1	8HA12= 9.05
	$N_{\min} - M_{corr}$	26.60	8.01	7.75	0.8G+Edy	2.4		
	$M_{\max} - N_{corr}$	111.49	3.38	34.84	G+Q+Edx	2.4		
4 étagé (35*35)	$N_{\max} - M_{corr}$	735.23	7.15	0.87	1.35G+1.5Q	2.8	11.03	8HA14= 12.32
	$N_{\min} - M_{corr}$	35.35	12.96	10.22	0.8G+Edy	2.8		

	$M_{max} - N_{corr}$	161.17	5.65	54.51	G+Q+Edx	2.8		
3 étagé (40*40)	$N_{max} - M_{corr}$	1025.72	10.45	0.48	1.35G+1.5Q	3.2	14.4	8HA16= 16.08
	$N_{min} - M_{corr}$	46.44	16.25	13.01	0.8G+Edy	3.2		
	$M_{max} - N_{corr}$	222.10	7.57	65.20	G+Q+Edx	3.2		
2 étagé (45*45)	$N_{max} - M_{corr}$	1323.64	13.42	0.60	1.35G+1.5Q	3.6	18.23	12HA14 =18.47
	$N_{min} - M_{corr}$	45.50	16.29	12.82	0.8G+Edy	3.6		
	$M_{max} - N_{corr}$	291.98	9.21	64.98	G+Q+Edx	3.6		
1 étagé (50*50)	$N_{max} - M_{corr}$	1638.32	14.32	40.50	G+Q+Edx	4.0	22.50	12HA16 =24.13
	$N_{min} - M_{corr}$	26.12	12.64	9.79	0.8G+Edx	4.0		
	$M_{max} - N_{corr}$	1219.37	7.95	57.93	0.8G+Edy	4.0		
RDC(55*55)	$N_{min} - M_{corr}$	1981.42	7.60	62.10	G+Q+Edx	4.4	27.23	8HA16+ 4HA20 =28.65
	$N_{max} - M_{corr}$	12.10	11.69	6.24	0.8G+Edy	4.4		
	$M_{max} - N_{corr}$	861.50	4.57	73.60	G+Q+Edx	4.4		

Vérification à l'Etat Limite Service :

Après avoir fait le choix des armatures longitudinales, on passe à la vérification des contraintes à l'état limite de service, sous les sollicitations les plus défavorables (Mser, Nser) selon les règles CBA93 [2] ; concernant la flexion composée.

Il faut vérifier :

- ✓ **Pour la fissuration peu nuisible :** $\sigma b \leq [\sigma b]=0.6.fc28=15MPa$
- ✓ **Pour la fissuration préjudiciable:** $\sigma b \leq [\sigma b]=0.6.fc28=15MPa$

et : $\sigma s \leq [\sigma s]=202MPa$

Les résultats de vérification seront représentés dans le tableau suivant :

Tableau .V.15 : Valeurs des contraintes à l'E.L.S

Niveau (m)	N_{ser} (KN)	M_{se} ($KN.m$)	A (cm^2)	σ_b	o_s	$\sigma_s \leq [\sigma_s]$ (MPa)	$\sigma_b \leq [\sigma_b]$
6 étage (30*30)	151.48	0.07	9.05	1.30	19.52	Oui	Oui
	4.98	4.09		0.60	7.61	Oui	Oui
	78.40	10.03		2.04	27.15	Oui	Oui
5 étage (30*30)	334.52	0.02	9.05	2.86	42.87	Oui	Oui
	109.11	4.22		1.51	21.17	Oui	Oui
	186.57	7.32		2.59	36.37	Oui	Oui
4 étage (35*35)	536.39	5.24	12.32	3.80	-	Oui	Oui
	177.66	5.96		1.62	-	Oui	Oui
	310.63	9.80		2.77	-	Oui	Oui
3 étage (40*40)	748.01	7.65	16.08	4.02	-	Oui	Oui
	250.59	6.86		1.58	-	Oui	Oui
	439.49	11.68		2.76	-	Oui	Oui
2 étage (45*45)	965.06	9.81	18.47	4.13	-	Oui	Oui
	325.60	6.53		1.52	-	Oui	Oui
	574.51	12.79		2.74	-	Oui	Oui
1 étage (50*50)	1194.40	12.22	24.13	4.05	-	Oui	Oui
	401.81	6.37		1.43	-	Oui	Oui
	734.48	14.59		2.69	-	Oui	Oui
RDC (55*55)	1443.22	5.89	28.65	3.84	-	Oui	Oui
	478.07	5.72		1.35	-	Oui	Oui
	844.87	14.69		2.49	-	Oui	Oui

Justification des poteaux vis-à-vis de l'effort tranchant :

Justification de la contrainte de cisaillement :

La contrainte de cisaillement se calculera au niveau de l'axe neutre de la section, elle est en fonction

de ses dimensions ainsi que l'effort tranchant à l'état limite ultime, elle est

Donnée par : $\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \overline{\tau}_u$

Tu : L'effort tranchant pour l'état limite ultime.

b: Largeur de la section du poteau.

d: Hauteur utile de la section du poteau.

τ_u : Contrainte de cisaillement.

$\overline{\tau}_u$: Contrainte limite de cisaillement du béton.

La valeur de la contrainte $\overline{\tau_u}$ doit être limitée aux valeurs suivantes :

Selon le CBA93 [2] :

$\overline{\tau}_u = Min(0.2 f_{c28}, 5MPa)$ …… Fissuration peu nuisible.

$\overline{\tau}_u = Min(0.15 f_{c28}, 4MPa)$……Fissuration préjudiciable et très préjudiciable.

Selon le RPA 99 (version2003) [1] :art7-4-3-2

$\overline{\tau_u} = \rho_d f_{c28}$

$\rho_d = 0{,}075$…….si l'élancement $\lambda \geq 5$

$\rho_d = 0{,}040$…….si l'élancement $\lambda < 5$ Avec :

λ: L'élancement du poteau

i : Rayon de giration.

I : Moment d'inertie de la section du poteau dans la direction considérée.

Lf : Longueur de flambement.

Les contraintes de cisaillement dans les poteaux les plus sollicitées de chaque niveau

Suivant les deux plans sont représentées dans le tableau suivant :

Tableau V.16: Valeurs des contraintes limites de cisaillement

Etage	Section	V_u max (KN)	τ_u max (MPa)	λ	ρ_d	Fissuration	τ_u RPA	τ_u CBA	$\tau_u \leq \tau_u$
6^{eme}	55*55	9.12	0.003	14.09	0.075	Pré	1.875	2.5	C.V
5^{eme}	50*50	12.44	0.005	15.50	0.075	Pré	1.875	2.5	C.V
4^{eme}	45*45	10.17	0.005	17.22	0.075	Pré	1.875	2.5	C.V
3^{eme}	40*40	9.46	0.006	19.38	0.075	Pré	1.875	2.5	C.V
2^{eme}	35*35	7.95	0.007	22.14	0.075	Pré	1.875	2.5	C.V
1^{eme}	30*30	6.00	0.007	25.83	0.075	Pré	1.875	2.5	C.V
RDC	30*30	8.17	0.009	25.83	0.075	Pré	1.875	2.5	C.V

Tableau .V.17: Les Armatures longitudinaux des poteaux circulaires

Niveau (m)	Cas	N(KN)	M_x ($KN.m$)	M_y ($KN.m$)	Combinaison	A_x (cm^2)	A_{min} RPA (cm^2)	A_{choisi} (cm^2)
6 étagé (50)	$N_{max} - M_{corr}$	210.62	6.49	0.61	1.35G+1.5Q	6.28	17.67	12HA14 =18.47
	$N_{min} - M_{corr}$	30.69	30.97	5.45	0.8G+Edy	6.28		
	$M_{max} - N_{corr}$	128.55	64.78	2.50	G+Q+Edy	6.28		
5 étagé (50)	$N_{max} - M_{corr}$	458.98	4.72	0.02	1.35G+1.5Q	6.28	17.67	12HA14 =18.47
	$N_{min} - M_{corr}$	70.44	26.78	2.24	0.8G+Edy	6.28		
	$M_{max} - N_{corr}$	356.35	47.69	2.10	G+Q+Edy	6.28		
4 étagé (50)	$N_{max} - M_{corr}$	704.67	3.93	0.63	1.35G+1.5Q	6.28	17.67	12HA14 =18.47

	$N_{\min} - M_{corr}$	126.70	30.07	13.18	0.8G+Edy	6.28		
	$M_{\max} - N_{corr}$	545.63	46.06	2.37	G+Q+Edy	6.28		
3 étagé (50)	$N_{\max} - M_{corr}$	949.63	2.92	1.13	1.35G+1.5Q	6.28	17.67	12HA14 =18.47
	$N_{\min} - M_{corr}$	195.62	29.94	12.15	0.8G+Edy	6.28		
	$M_{\max} - N_{corr}$	733.40	41.17	2.39	G+Q+Edy	6.28		
2 étagé (50)	$N_{\max} - M_{corr}$	1197.27	1.96	1.40	1.35G+1.5Q	6.28	17.67	12HA14 =18.47
	$N_{\min} - M_{corr}$	260.78	27.85	11.15	0.8G+Edy	6.28		
	$M_{\max} - N_{corr}$	176.72	34.72	0.35	G+Q+Edy	6.28		
1 étagé (50)	$N_{\max} - M_{corr}$	1451.38	1.07	1.52	1.35G+1.5Q	6.28	17.67	12HA14 =18.47
	$N_{\min} - M_{corr}$	318.76	22.86	8.77	0.8G+Edy	6.28		
	$M_{\max} - N_{corr}$	221.58	30.48	1.54	G+Q+Edy	6.28		
RDC(50)	$N_{\min} - M_{corr}$	1716.38	0.43	0.41	1.35G+1.5Q	6.28	17.67	12HA14 =18.47
	$N_{\max} - M_{corr}$	354.58	12.78	5.16	0.8G+Edy	6.28		
	$M_{\max} - N_{corr}$	438.56	0.46	24.34	G+Q+Edx	6.28		

Tableau .V.18 : Valeurs des contraintes à l'E.L.S

Niveau (m)	N_{ser} (KN)	$M_{se(x)}$ ($KN.m$)	A (cm^2)	$M_{se(y)}$ ($KN.m$)	σ_b	o_s	$\sigma_s \leq [\sigma_s]$ (MPa)	$\sigma_b \leq [\sigma_b]$
6 étagé (50)	154.26	4.72	18.47	0.41	1.01	0.00	Oui	Oui
	34.77	4.42		11.39	1.43	28.69	Oui	Oui
	44.47	18.13		1.01	2.13	46.48	Oui	Oui
5 étagé (50)	335.48	3.43	18.47	0.05	1.74	0.00	Oui	Oui
	94.00	2.35		8.09	1.00	1.58	Oui	Oui
	123.98	13.07		1.75	1.49	4.99	Oui	Oui
4 étagé (50)	514.76	2.86	18.47	0.49	0.34	8.49	Oui	Oui
	150.06	2.71		6.91	1.17	0.00	Oui	Oui
	201.80	12.51		1.65	1.75	0.00	Oui	Oui
3 étagé (50)	693.51	2.12	18.47	0.85	3.02	0.00	Oui	Oui
	198.27	1.69		6.50	1.34	0.00	Oui	Oui
	278.73	11.31		2.22	2.02	0.00	Oui	Oui
2 étagé (50)	874.23	1.42	18.47	1.04	4.04	0.00	Oui	Oui
	251.56	1.10		6.63	1.58	0.00	Oui	Oui
	355.06	10.42		2.71	2.31	0.00	Oui	Oui
1 étagé (50)	1059.07	0.81	18.47	1.44	4.86	0.00	Oui	Oui
	302.04	0.72		5.97	1.76	0.00	Oui	Oui
	446.21	10.96		4.05	2.79	0.00	Oui	Oui
RDC (50)	1253.08	0.31	18.47	0.31	5.65	0.00	Oui	Oui
	352.38	0.62		4.23	1.87	0.00	Oui	Oui
	357.10	0.57		4.24	1.89	0.00	Oui	Oui

Tableau V.19: Vérification des poteaux vis-à-vis de l'effort tranchant.

Niveau (m)	Section D=50(cm)	$V_u(KN)$ *Max*	Combinaison	τ_{max} (MPa)	τ (MPa)	$\tau_{max} \leq \tau$
6^{er} *etage*		35	ACC	0.98	1	OUI
5^{er} *etage*		29.61	ACC	0.83	1	OUI
4^{er} *etage*		28.60	ACC	0.81	1	OUI
3^{er} *etage*		24.97	ACC	0.70	1	OUI
2^{er} *etage*		20.24	ACC	0.57	1	OUI
1^{er} *etage*		17.04	ACC	0.48	1	OUI
RDC		11.01	ACC	0.31	1	Oui

Armatures transversales : Selon le RPA99 ►►Art. 7.4.2.2◄◄

Les armatures transversales disposées dans un poteau ont pour rôles :

- Equilibrer l'effort tranchant.
- Permettre le positionnement des armatures longitudinales.
- Empêcher le gonflement du béton.
- Empêcher le flambement des armatures.

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

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

Tu : l'effort tranchant de calcul.

h_1 : hauteur totale de la section brute.

St : espacement des armatures transversales

$$S_t \leq \begin{cases} 10 \\ b/2,\ h/2,\ 10\theta \end{cases}$$

ϕ_l : Diamètre minimale des armatures longitudinales du poteau.

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

$$\begin{cases} \rho_a = 2.5 & \Rightarrow \quad \lambda \geq 5 \\ \rho_a = 3.75 & \Rightarrow \quad \lambda < 5 \end{cases}$$

-La quantité des armatures transversales minimale en pourcentage imposée par le **RPA 99 Version 2003[1] est donnée par :**

$$A_t / (S_t * b) = \begin{cases} 0.3\% & \Rightarrow \quad \lambda g \geq 5 \\ (0.8\% & \Rightarrow \quad \lambda g \leq 3 \end{cases}$$

$$\lambda g = I_f / D$$

D : dimension de la section droite du Poteau.

On prend f_e =400 MPa

On a ϕl_{min} = 1.4 cm

- **Selon le CBA93 :art 5.1.2.3**

Les armatures transversales doivent entourer les barres longitudinales, leur Øt est donné par la relation :

$$\phi_t \leq Min\left\lceil \frac{h}{35}, \frac{b}{10}, \phi_l \right\rceil$$

$$\frac{A_t f_e}{bS_t} \geq Max\left(\frac{T_u}{2}; 0.4MPa\right)$$

At : Section d'armatures transversales.

b : Largeur de la section droite.

h : Hauteur de la section droite.

St : Espacement des armatures transversales.

ϕ_t : Diamètre des armatures transversales .

ϕ_l : Diamètre des armatures longitudinales .

-Le choix des armatures transversales et leurs espacements sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau .V.20 : Les armatures transversales et leurs espacements des poteaux carrés

Section	$T_u(KN)$	$A_t\ (mm^2)$	λ_g	ρ_a	$St_{cal}(cm)$	Zone	St_{finale}	choix
55*55	9.12	201	4.07	3.75	129.29	Courante	10	$4\phi 8 = 2.01$
						Nodale	5	
50*50	12.44	201	4.48	3.75	86.17	Courante	10	$4\phi 8 = 2.01$
						Nodale	5	
45*45	10.17	201	4.98	3.75	94.88	Courante	10	$4\phi 8 = 2.01$
						Nodale	5	
40*40	9.46	201	5.60	2.5	135.98	Courante	10	$4\phi 8 = 2.01$
						Nodale	5	
35*35	7.95	201	6.40	2.5	141.62	Courante	10	$4\phi 8 = 2.01$
						Nodale	5	
30*30	6.00	201	7.47	2.5	160.8	Courante	10	$4\phi 8 = 2.01$
						Nodale	5	
30*30	8.17	201	7.47	2.5	118.12	Courante	10	$4\phi 8 = 2.01$
						Nodale	5	

V.3.8.Vérification de la quantité d'armatures transversales minimale (At / St. b) :

Tableau .V.21 : Vérification de la quantité d'armatures transversales des poteaux

Section	Zone	$t = \frac{A_t}{S_t.b}\%$	λ_g	$t \geq 0.3\%$	$t \geq 0.8\%$	$0.3\% \leq t \leq 0.8\%$
55*55	Courante	0.36	4.07	-	-	OUI
	Nodale	0.73		-	-	OUI
50*50	Courante	0.40	4.48	-	-	OUI
	Nodale	0.80		-	-	OUI
45*45	Courante	0.45	4.98	-	-	Oui
	Nodale	0.89		-	-	-
40*40	Courante	0.50	5.60	OUI	-	-
	Nodale	1.01		OUI	-	-
35*35	Courante	0.57	6.40	OUI	-	-
	Nodale	1.15		OUI	-	-
30*30	Courante	0.67	7.47	OUI	-	-
	Nodale	1.34		OUI	-	-
30*30	Courante	0.67	7.47	OUI	-	-
	Nodale	1.34		OUI	-	-

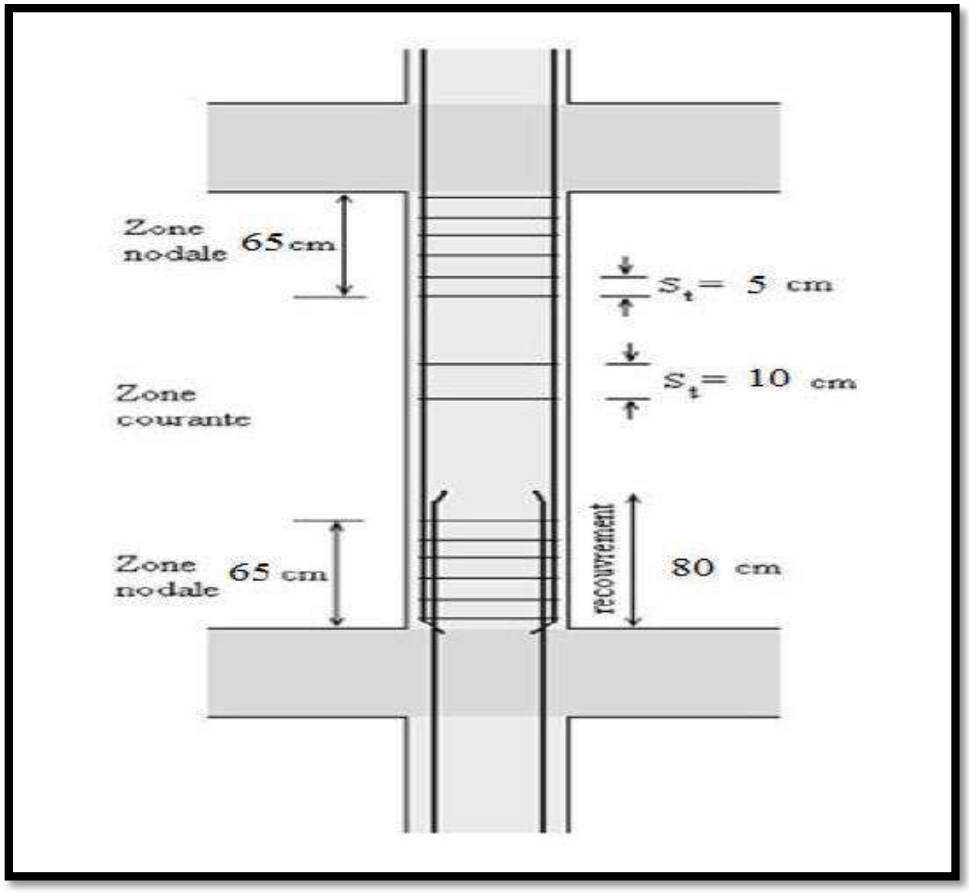


Figure .V.6 : Disposition des armatures dans les poteaux

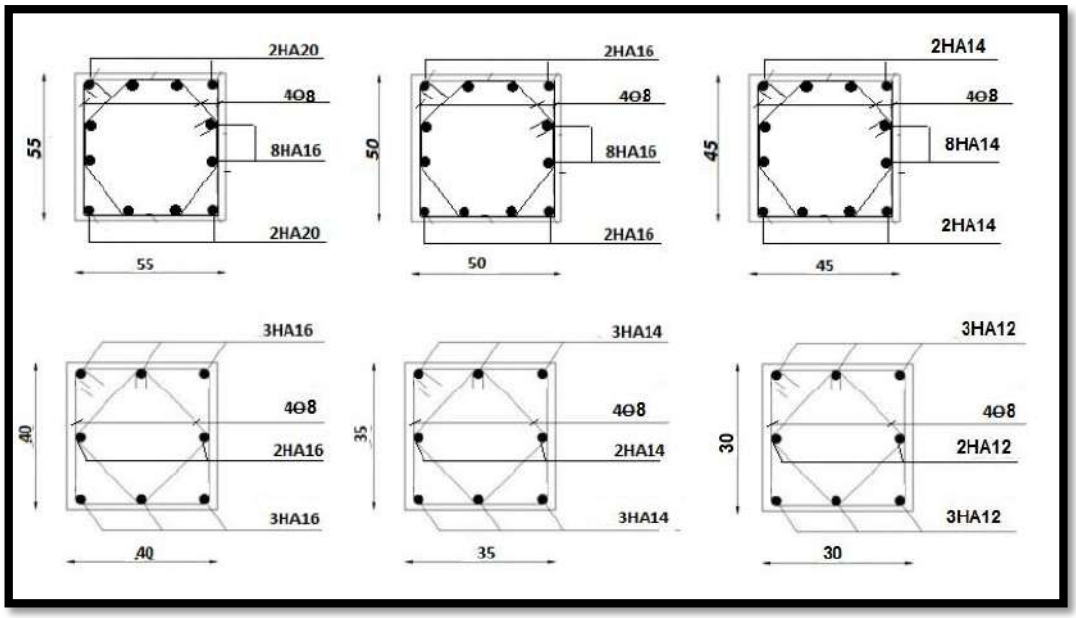


Figure V.7.Ferraillage des poteaux.

Introduction :

Les voiles sont des éléments verticaux porteurs, dans notre bâtiment, sont utilisés comme des éléments de contreventement dans les deux directions orthogonales, et sont disposés de façon à :

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

Les voiles sont des pièces sollicitées en flexion composée avec effort tranchant ; on devra disposer du ferraillage suivant :

- Les aciers verticaux.
- Les aciers longitudinaux.
- Les aciers transversaux

Les voiles pleins :

Le ferraillage des voiles sera calculé à partir des combinaisons 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.

Voiles avec files d'ouvertures :

Les trumeaux :

Les trumeaux seront sollicités comme des refends pleins en flexion composée.
Afin de reprendre tous les efforts appliqués sur les voiles, on doit avoir trois types d'armatures :

- Armatures verticales.
- Armatures horizontales.
- Armatures transversales.

Le calcul sera mené à l'état limite ultime.

Les linteaux :

Les linteaux sont calculés en flexion simple (avec les efforts M, V), on devra disposer :

- Des aciers longitudinaux de flexion " Al".
- Des aciers transversaux " At".
- Des aciers en partie courante (aciers de peau).

Méthode de calcul :

On définit un voile par sa section " S ", son moment d'inertie " I " par rapport à son centre de gravité " G ", il est soumis à un effort normal ultime " N " et un moment " M ".

Pour les voiles, nous utilisons le calcul en flexion simple et composé

Recommandations des règlements :

- **Armatures verticales :**

- **Selon le CBA 93 :**

$A_{ver} \leq 0.4cm^2$ pour un mètre de parement

$$0.1\% \leq \frac{A_v}{a.b} \leq 5\%$$

Avec :

- a = l'épaisseur du voile
- b = la largeur de la zone tendue

Selon le RPA 99 Version2003 ►► [Art 7.7.4] ◄◄ [1] :

- $A_v = 0.2\% B_r$ dans la section tendue du voile.
- $A_v = 0.15\% B$ dans la section globale du voile.
- $A_v = 0.10\% B$ dans la section courante.

Avec :

- B : section du voile.
- a : épaisseur du voile.
- ϕ_{ver} : diamètre vertical.

Armatures horizontales :

Le voile doit avoir des armatures horizontales (A_h) disposées perpendiculairement aux armatures verticales, leur rôle est de supporter l'effort tranchant " V ".

Selon le CBA 93:

Diamètre maximal des armatures horizontales :

Espacement des armatures horizontales:

$$\phi_h \leq \min\left\lfloor \frac{h}{35}; \frac{a}{10}; \phi_v \right\rfloor$$

Espacement des armatures horizontales:

- $S_h \leq \min\left[0.9d;40cm\right]$
- $\frac{A_h.f_e}{a.S_h} \geq 0.4MPa$
- $S_h \leq \frac{A_h.0.9\frac{f_e}{\gamma}}{a(\tau_b - 0.3f_{c28})}$

➢ **Selon le RPA 99 Version 2003:**

$$\phi_h \leq \frac{1}{10}.a$$

$$S_h \leq \frac{A.h}{0.003}$$

$$S_h \leq \min\left[1.5a;30cm\right]$$

- **Armatures transversales :**

Ce sont des armatures haute adhérence Fe E400 , elles sont perpendiculaires aux faces du refend, elles relient les deux nappes d'armatures (verticales et horizontales, il faut disposer au moins quatre épingles par mètre carré du voile.

Recommandations pour les voiles et les trumeaux :(RPA 99 [1] et CBA 93)

La longueur de recouvrement doit être égale :

-40 Φ : pour les barres situées dans les zones où le renversement de signes des efforts est possible.

-20 Φ : pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charge.

-Il est possible de concentrer des armatures de traction à l'extrémité du voile ou du trumeau.

-Espacement des armatures verticales.

$$S_h \leq \min\left[1.8a;30cm\right]$$

$$S_v = \begin{cases} S_v(z.courante) \\ S_v \quad \overline{2}\,(z.d'extrémité) \quad \overline{10}\,L \end{cases}$$

Les barres horizontales doivent être munies de crochets de 135°, ayant une longueur de 10 Φ, pour les trumeaux dans l'extrémité de l'armature.

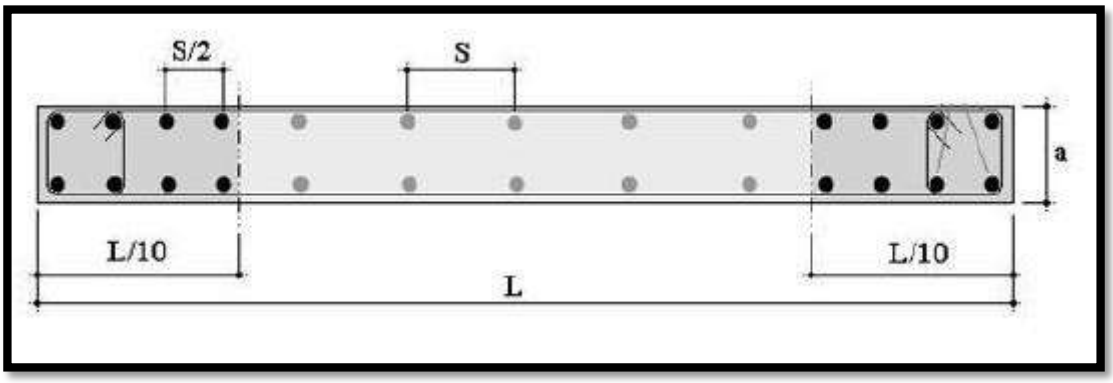


Figure V-8 : Disposition des armatures verticales dans les voiles

les voiles pleins :

V.5.1.les armatures

verticale :

Détermination des armatures de résistance :

Tableau .V.22 : Les données

Situation durable		Situation accidentelle	
Béton	Acier	Béton	Acier
$\gamma_b = 1.5MPa$	$\gamma_s = 1.15MPa$	$\gamma_b = 1.15MPa$	$\gamma_s = 1.5MPa$
$f_{c28} = 25MPa$	FeE400	$f_{c28} = 25MPa$	FeE400
$\sigma_{bc} = 14.2MPa$	$\sigma_s = 348MPa$	$\sigma_{bc} = 18.5MPa$	$\sigma_s = 400MPa$

Les résultats du calcul des armatures de résistance sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V-23 : Calcul des armateurs verticaux des voiles pleins st=15

Niv	Voile	S (cm²)	M	N	Sit	A_{cal}	A_{min}^{RPA}	A_{min}^{CBA}	A(choisie)
$RDC+1^{er}$	71	375*15	2790.35	703.22	Acc	15.60	8.44	5.62	2*(26HA10 =20.42)
$2^{eme}+3^{eme}$	71	375*15	2060.28	571.51	Acc	15.60	8.44	5.62	2*(26HA10 =20.42)
$4^{eme}+5+6$	71	375*15	1215.60	158.92	Acc	15.60	8.44	5.62	2*(26HA10 =20.42)
$RDC+1^{er}$	72	375*15	2934.14	1314.14	Acc	15.60	8.44	5.62	2*(23HA10 =18.06)
$2^{eme}+3^{eme}$	72	375*15	1918.25	1129.38	Acc	15.60	8.44	5.62	2*(23HA10 =18.06)
$4^{eme}+5+6$	72	375*15	957.23	790.62	Acc	15.60	8.44	5.62	2*(23HA10 =18.06)
$RDC+1^{er}$	5	240*15	1038.48	514.96	Acc	10.20	5.40	3.60	2*(15HA10 =11.78)
$2^{eme}+3^{eme}$	5	240*15	530.20	746.58	Acc	10.20	5.40	3.60	2*(15HA10 =11.78)
$4^{eme}+5+6$	5	240*15	396.31	562.46	Acc	10.20	5.40	3.60	2*(15HA10 =11.78)

- **Vérification des armatures à ELS :**

Après le choix des armatures verticales, une vérification à L'E.L.S est nécessaire

Les contraintes sont calculées à L'E.L.S sous Mser :

- Béton: La contrainte admissible du béton est donnée par la formule:

$$\overline{\sigma_b} = 0.6 f_{c28} = 15MPa \text{ et on doit vérifier que : } \quad \sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$$

$$\overline{\sigma} = \left\lceil \frac{2}{3} f_e \quad ; 110\sqrt{\eta \cdot f_{tj}} \right\rfloor = 201.63MPa \text{ et on doit vérifier que : } \quad \sigma_s \leq \overline{\sigma}_s$$

- Acier: on considère que la fissuration est préjudiciable, donc:

Tableau V-24 : Vérification des armatures a ELS des voiles plains

Niv	Voile	S (cm²)	M_{ser} $(KN.m)$	N_{ser} $(KN.m)$	$A_{1choisis}$ (cm^2)	$A_{1choisis}$ (cm^2)	o_b	o_s	$\sigma_b \leq \sigma_b$ $\sigma_s \leq \sigma_s$
$RDC+1^{er}$	71	375*15	2359.30	2139.38	20.42	20.42	8.79	34.75	Oui
$2^{eme}+3^{eme}$	71	375*15	1649.25	1784.06	20.42	20.42	6.42	9.77	Oui
$4^{eme}+5+6$	71	375*15	947.28	1025.89	20.42	20.42	3.69	5.58	Oui
$RDC+1^{er}$	72	375*15	27.44	1194.52	18.06	18.06	2.00	00.00	Oui
$2^{eme}+3^{eme}$	72	375*15	60.09	1011.66	18.06	18.06	1.77	00.00	Oui
$4^{eme}+5+6$	72	375*15	72.83	704.30	18.06	18.06	1.30	00.00	Oui
$RDC+1^{er}$	5	240*15	1021.87	1223.30	11.78	11.78	9.27	63.14	Oui
$2^{eme}+3^{eme}$	5	240*15	530.20	746.58	11.78	11.78	4.77	13.73	Oui
$4^{eme}+5+6$	5	240*15	396.31	562.47	11.78	11.78	3.57	10.17	Oui

Tableau V.25. Vérification selon les règlements CBA93 et RPA99 version2003

Niv	Voile	S (cm²)	A(choisie) (cm2)	A_{min}^{RPA}	A_{min}^{CBA}	Vérifiction
$RDC+1^{er}$	71	375*15	2*(26ha10)	8.44	5.62	Oui
$2^{eme}+3^{eme}$	71	375*15	2*(26ha10)	8.44	5.62	Oui
$4^{eme}+5+6$	71	375*15	2*(26ha10)	8.44	5.62	Oui
$RDC+1^{er}$	72	375*15	2*(23ha10)	8.44	5.62	Oui
$2^{eme}+3^{eme}$	72	375*15	2*(23ha10)	8.44	5.62	Oui
$4^{eme}+5+6$	72	375*15	2*(23ha10)	8.44	5.62	Oui
$RDC+1^{er}$	5	240*15	2*(15ha10)	5.40	3.60	Oui
$2^{eme}+3^{eme}$	5	240*15	2*(15ha10)	5.40	3.60	Oui
$4^{eme}+5+6$	5	240*15	2*(15ha10)	5.40	3.60	Oui

❖ **.Vérification des voiles a l'effort tranchant :**

La vérification de la résistance des voiles au cisaillement se fait avec la valeur de l'effort tranchant a la base du voile majore de 40%.

La contrainte de cisaillement es: $\tau_b = \dfrac{1.4V_{u\,calculé}}{b.d}$

Avec :

- τ_b **:** Contrainte de cisaillement.
- $\bar{\tau}$: Contrainte de cisaillement admissible.
- A_h : section d'armatures horizontales.
- d = 0.9 h : hauteur utile.

la contrainte limite est : $\bar{\tau} = 0.2 f_{c28}$,il faut vérifier la condition suivante : $\tau_b \leq \bar{\tau}$

Tableau .V.26. Verification des voiles a l'effort tranchant

Niv	Voile	S (cm²)	$V_u(KN)$	$\tau_u(MPa)$	$\tau_u(MPa)$	$\tau_u \leq \tau_u$
$RDC+1^{er}$	71	375*15	860.82	0.24	5	Oui
$2^{eme}+3^{eme}$	71	375*15	809.94	0.22	5	Oui
$4^{eme}+5+6$	71	375*15	541.50	0.15	5	Oui
$RDC+1^{er}$	72	375*15	715.09	0.20	5	Oui
$2^{eme}+3^{eme}$	72	375*15	526.85	0.15	5	Oui
$4^{eme}+5+6$	72	375*15	319.73	0.09	5	Oui
$RDC+1^{er}$	5	240*15	208.41	0.09	5	Oui
$2^{eme}+3^{eme}$	5	240*15	182.52	0.08	5	Oui
$4^{eme}+5+6$	5	240*15	191.93	0.08	5	Oui

Calcul des armatures horizontales :

Selon le CBA93, les aciers horizontaux seront calculés et disposés dans le voile afin d'équilibrer l'effort tranchant.

Le calcul des armatures horizontales se fait identiquement au calcul des armatures transversales des poteaux avec : At=2. at

Selon le CBA93 :

$S_h \leq Min\left[0.9d;40cm\right]$

Selon le RPA99 version2003 (Art.7.7.4.3) :

$S_h \leq Min\left[1.5a;30cm\right]$

$A_{\min} = 0.15\%_0 B$

Tableau V.27. Calcul des armatures horizontales des voiles

Niv	Voile	S (cm²)	$\tau_u(MPa)$	S_h (cm) CBA	S_h (cm) RPA	S_h (cm)	$A_{\min}$ (cm^2)	$A_{h\ choisis}$ (cm^2)
$RDC+1^{er}$	71	375*15	0.24	40	22.5	20	8.44	2*(15HA10)
$2^{eme}+3^{eme}$	71	375*15	0.22	40	22.5	20	8.44	2*(15HA10)
$4^{eme}+5+6$	71	375*15	0.15	40	22.5	20	8.44	2*(15HA10)
$RDC+1^{er}$	72	375*15	0.20	40	22.5	20	8.44	2*(15HA10)
$2^{eme}+3^{eme}$	72	375*15	0.15	40	22.5	20	8.44	2*(15HA10)
$4^{eme}+5+6$	72	375*15	0.09	40	22.5	20	8.44	2*(15HA10)
$RDC+1^{er}$	5	240*15	0.09	40	22.5	20	5.40	2*(15HA10)
$2^{eme}+3^{eme}$	5	240*15	0.08	40	22.5	20	5.40	2*(15HA10)
$4^{eme}+5+6$	5	240*15	0.08	40	22.5	20	5.40	2*(15HA10)

Armatures transversales :

Les deux nappes d'armatures des voiles seront reliées par des aciers de coutures (épingles). Ces derniers sont destinés pour empêcher le flambement des armatures verticales ou encore à assurer la transmission des efforts au droit des recouvrements.

dont le diamètre des armatures Øt est tel que Øt ≥ Øv/3 , Øv étant le diamètre des armatures verticales maintenues par les épingles , voir le tableau suivant :

Tableau V-28: diamètre des armatures transversales

armatures longitudinales Øv	épingles Øt
HA8 a HA16	HA6
HA20	HA8
HA25	HA10
HA3	HA12
HA40	HA14

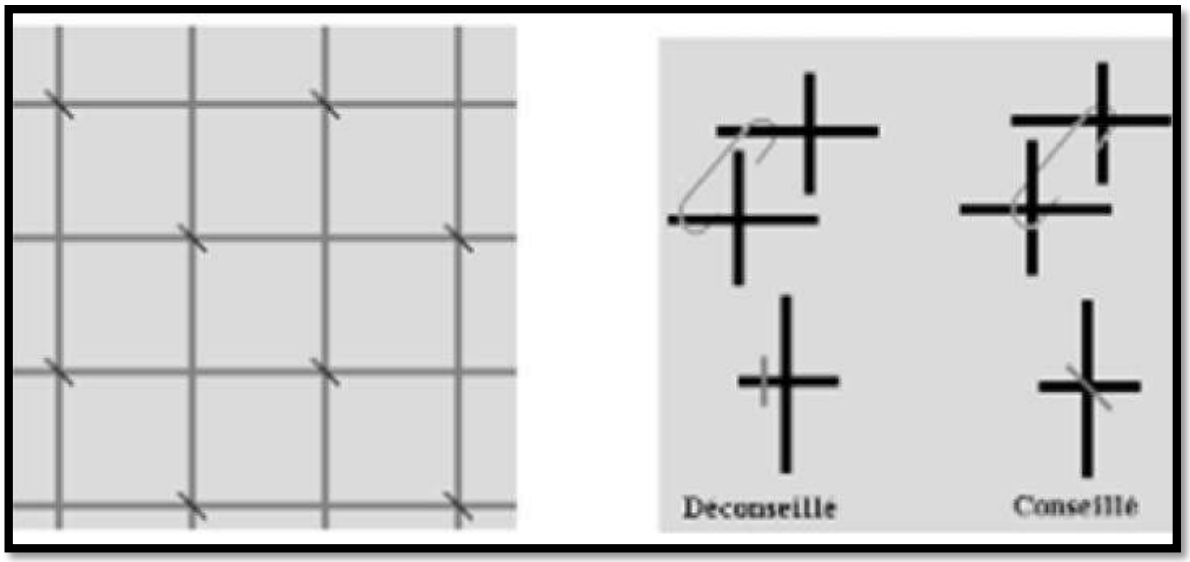


Figure V-9 : Les armatures transversales et les épingles des voiles

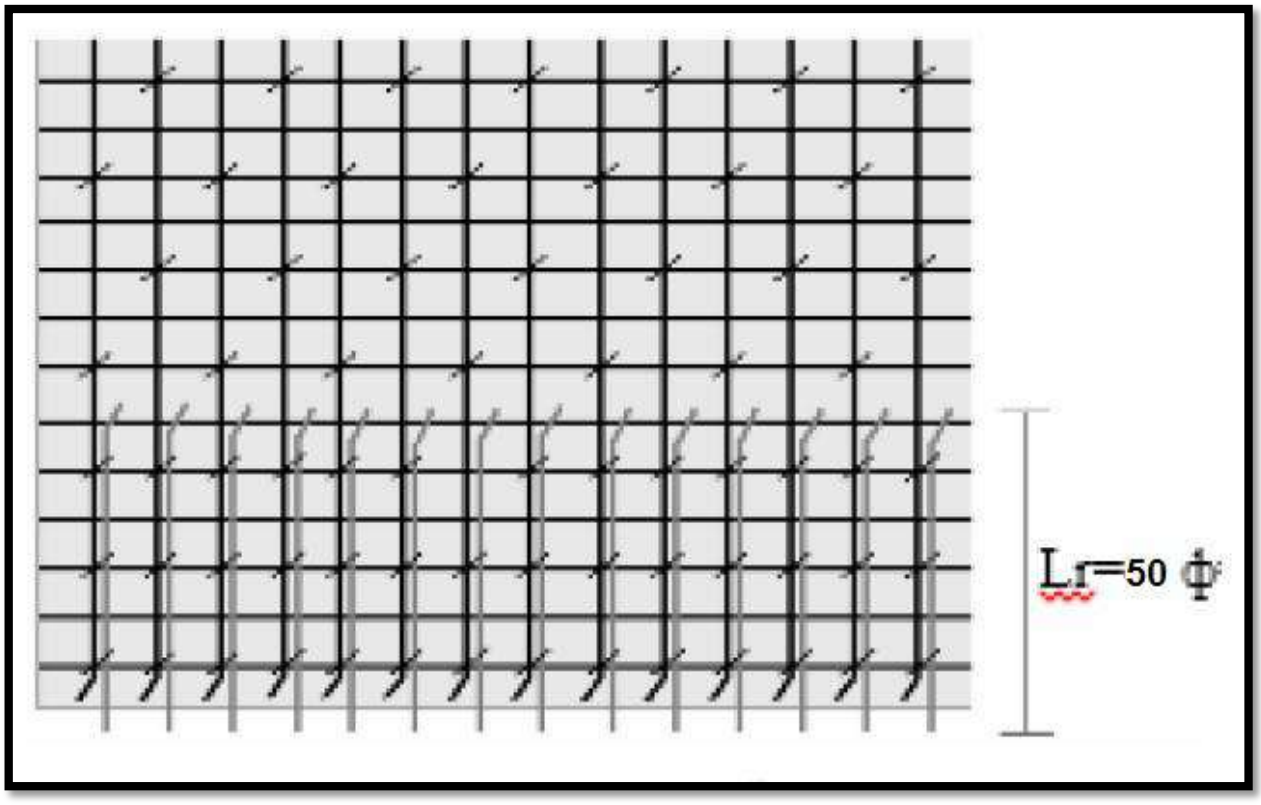


Figure V-10 : La zone de recouvrement des voiles

Ferraillage des voiles avec ouverture :

les trumeaux :

- **Les armateurs verticaux :**

- **A.1. Détermination des armatures a l'EL**

Tableau V-29 : calcul des armatures verticales st=15

Niv	Voile	S (cm²)	M	N	SITU	A_{cal}	A_{min}^{RPA}	A_{min}^{CBA}	A(choisie)
$RDC+1^{er}$	1	385*15	2850.47	218.87	Acc	16.40	8.66	5.77	2*(24HA10)
$2^{eme}+3^{eme}$	1	385*15	1949.54	244.46	Acc	16.00	8.66	5.77	2*(24HA10)
$4^{eme}+5+6$	1	385*15	1014.13	661.37	Acc	16.00	8.66	5.77	2*(24HA10)
$RDC+1^{er}$	3	210*15	613.69	1976.98	Acc	9.00	4.73	3.15	2*(13HA10)
$2^{eme}+3^{eme}$	3	210*15	368.72	1282.55	Acc	9.00	4.73	3.15	2*(13HA10)
$4^{eme}+5+6$	3	210*15	236.66	630.74	Acc	9.00	4.73	3.15	2*(13HA10)
$RDC+1^{er}$	4	365*15	2579.79	1226.86	Acc	15.20	8.21	5.47	2*(22HA10)
$2^{eme}+3^{eme}$	4	365*15	1754.46	926.51	Acc	15.20	8.21	5.47	2*(22HA10)
$4^{eme}+5+6$	4	365*15	909.49	231.85	Acc	15.20	8.21	5.47	2*(22HA10)

A.2. Vérification des armatures à ELS :

Tableau V-30 : Vérification des armatures a ELS des trumeaux

Niv	Voile	S (cm²)	M_{ser} $(KN.m)$	N_{ser} $(KN.m)$	$A_{choisis}$ (cm^2)	σ_b	σ_s	$\sigma_b \le \sigma_b$ $\sigma_s \le \sigma_s$
$RDC+1^{er}$	1	385*15	2850.47	218.88	18.85	8.84	129.38	Oui
$2^{eme}+3^{eme}$	1	385*15	1949.54	244.46	18.85	6.20	90.87	Oui
$4^{eme}+5+6$	1	385*15	954.37	226.12	18.85	3.16	46.48	Oui
$RDC+1^{er}$	3	210*15	509.41	1332.85	10.21	7.47	110.78	Oui
$2^{eme}+3^{eme}$	3	210*15	290.33	776.05	10.21	4.31	63.85	Oui
$4^{eme}+5+6$	3	210*15	190.15	309.80	10.21	2.25	33.21	Oui
$RDC+1^{er}$	4	365*15	2422.03	244.93	17.28	8.60	125.69	Oui
$2^{eme}+3^{eme}$	4	365*15	1714.01	261.01	17.28	6.22	91.12	Oui
$4^{eme}+5+6$	4	365*15	909.49	231.85	17.28	3.41	50.09	Oui

Las armateurs horizontaux :

Tableau V-31 : Calcul des armateurs horizontaux des trumeaux

Niv	Voile	S (cm²)	V_u	τ_u	τ_u	Vér	H_A	S_h	$A^{RPA}_{\min}$	A_{choise}
$RDC+1^{er}$	1	385*15	860.04	0.23	5	Oui	10	15	8.66	2(19HA10)=14.92
$2^{eme}+3^{eme}$	1	385*15	903.77	0.24	5	Oui	**10**	15	8.66	2(19HA10)=14.92
$4^{eme}+5+6$	1	385*15	612.95	0.16	5	Oui	**10**	15	8.66	2(19HA10)=14.92
$RDC+1^{er}$	3	210*15	102.92	0.05	5	Oui	**10**	15	4.73	2(19HA10)=14.92
$2^{eme}+3^{eme}$	3	210*15	112.74	0.06	5	Oui	**10**	15	4.73	2(19HA10)=14.92
$4^{eme}+5+6$	3	210*15	131.18	0.06	5	Oui	**10**	15	4.73	2(19HA10)=14.92
$RDC+1^{er}$	4	365*15	767.08	0.22	5	Oui	**10**	15	8.21	2(19HA10)=14.92
$2^{eme}+3^{eme}$	4	365*15	742.17	0.21	5	Oui	**10**	15	8.21	2(19HA10)=14.92
$4^{eme}+5+6$	4	365*15	454.51	0.13	5	Oui	**10**	15	8.21	2(19HA10)=14.92

Les linteaux

Les voiles avec files d'ouvertures sont constitués par des trumeaux reliés entre eux par des poutres de couplages "linteaux".

Ces éléments seront étudiés comme des poutres bi encastrées dans les trumeaux.

- **Recommandations réglementaires :**
- **Selon le CBA 93 [2]:**

Même conditions que pour les poutres.

- **Selon le RPA 99 Version2003 ►► [Art 7.7.2] ◄◄ :**

La contrainte limites de cisaillement :

$$\tau_b \leq \bar{\tau}$$

Ou :

$$\tau_b = \frac{V}{b.d}$$

- b0 : épaisseur du linteau.

- ❖ d : hauteur utile.
- ❖ Vu : effort tranchant .

- **Ferraillage : on devra disposer :**
- Des aciers longitudinaux de flexion : Al
- Des aciers transversaux : At
- Des aciers en partie courante : Ac

Premiers cas (τb ≤ 0.06fc28) :selon le RPA 99 Version2003►► [Art 7.7.3.1]◄◄ [1] :

Aciers longitudinaux :

Les aciers longitudinaux inférieurs et supérieurs sont calculés par la formule :

$A_l \geq \frac{M}{f_e z}$ avec : Z=h-2d'

M : moment du à l'effort tranchant.

h : hauteur totale du linteau.

d : distance d'enrobage.

Aciers transversaux :

On distingue deux cas :

$\lambda = 1/h \begin{cases} \lambda \square\ 1(longe) \\ \lambda \square\ 1(court) \end{cases}$

a. linteau long λ>1 :

On à: St ≤ At $f_e \frac{Z}{T}$

St : espacement entre les armatures transversales.

At: section d'armatures transversales.

L : portée du linteau.

Z = h – 2 d'

b. linteau court λ< 1

On doit avoir : $S_t \leq \frac{A_t f_e L}{T + A_t . f_e}$

T = min (V1 ; V2) avec : V1 = $\frac{M_{ci} + M_{cj}}{L_{ij}}$; V2 = 2Vu

$M_{ci}; M_{cj}$: moments résistants ultimes des sections d'about à gauche et à droite du linteau de portée L_{ij} On les calcul comme suit:

Mc =Al .fe .Z avec : Z = h – 2 d'

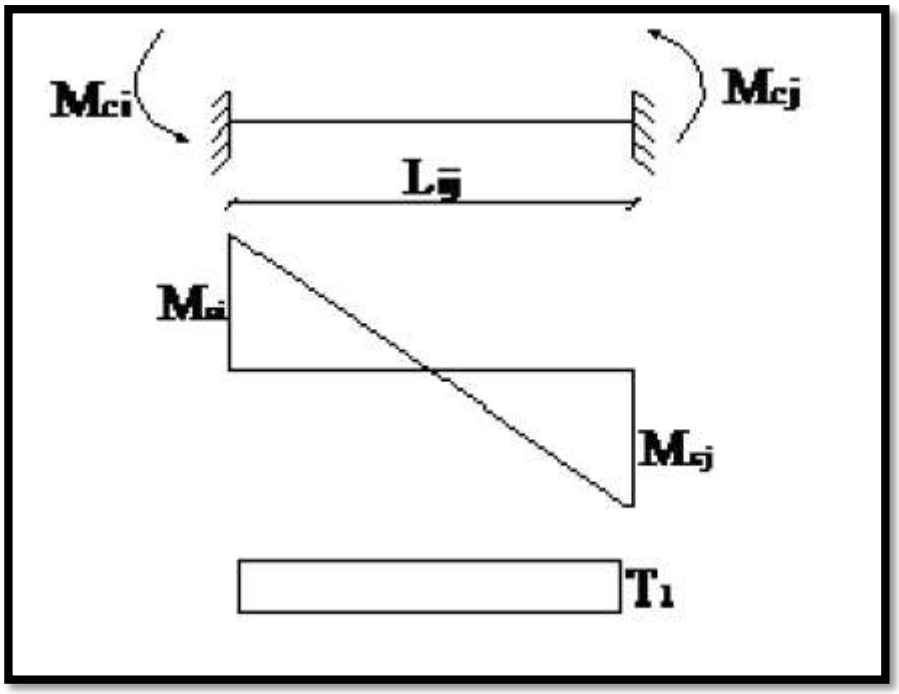


Figure V-11 : Moments et efforts tranchants dans les linteaux

Deuxième cas (τb> 0.06fc28) :selon le RPA 99 Version2003►► [Art 7.7.3.2] ◄◄[1] :
Dans ce cas, il y a lieu de disposer le ferraillage longitudinal, transversal, et en zone courante suivant les minimums réglementaires, les efforts (M et T) sont repris suivant des bielles diagonales " A D " à disposer obligatoirement.
Le calcul de ces armatures se fait suivant la formule :

$A_D = \frac{V}{2\sin\alpha . f_e}$ $V = V_u$ (sans majoration)

$tg_\alpha = \frac{h - 2d}{L}$

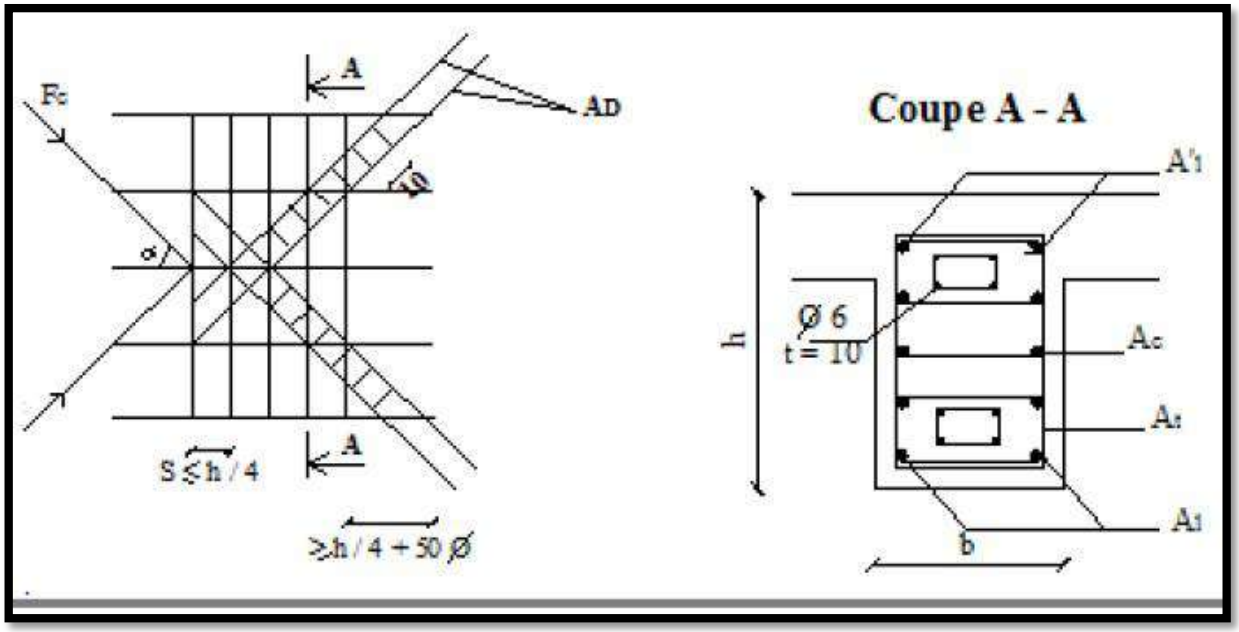


Figure V-12: Armatures du linteau selon le RPA 99

Ferraillage minimal : selon le RPA 99 Version2003►► [Art 7.7.3.3] ◄◄ :

On a :

$A_1 \geq 0.15\%_0\, b.h$

- $A_p \geq 0.20\%_0\, b.h$

$$\begin{cases} A_D = 0 \Rightarrow (\tau_b \leq 0.06 f_{c28}) \\ A_D = 0.15\%_0\, b.h \Rightarrow (\tau_b \geq 0.06 f_{c28}) \end{cases} \qquad \begin{cases} A_t \geq 0.15\%_0\, b.s \Rightarrow (\tau_b \leq 0.06 f_{c28}) \\ A_D = 0.25\%_0\, b.s \Rightarrow (\tau_b \geq 0.06 f_{c28}) \end{cases}$$

Les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux suivant :

Tableau .V.32: Détermination de la sollicitation de calcul des linteaux

Niv	voile	S (cm²)	V(KN)	$\tau_b(MPa)$	$\tau_b(MPa)$	M (KN.m)	$\tau_b \leq 0.06 f_{c28}$
$RDC - 1^{éré}$	1	180*15	955.90	3.93	1.5	393.67	OUI
$1^{émé} - 2^{émé}$	1	180*15	929.26	3.82	1.5	363.57	OUI
$2^{émé} - 3^{émé}$	1	180*15	813.26	3.35	1.5	297.10	OUI
$3^{émé} - 4^{émé}$	1	180*15	680.55	2.80	1.5	229.85	OUI

$4^{émé} - 5^{émé}$	1	180*15	529.53	2.18	1.5	188.39	OUI
$5^{émé} - 6^{émé}$	1	180*15	340.15	1.40	1.5	136.28	NON
$6^{émé} - ter$	1	80*15	103.88	0.42	1.5	44.37	NON
$RDC - 1^{éré}$	3	80*15	349.74	3.23	1.5	146.60	OUI
$1^{éré} - 2^{émé}$	3	80*15	323.89	3.00	1.5	130.10	OUI
$2^{émé} - 3^{émé}$	3	80*15	324.36	3.00	1.5	128.55	OUI
$3^{émé} - 4^{émé}$	3	80*15	302.10	2.80	1.5	120.32	OUI
$4^{émé} - 5^{émé}$	3	80*15	257.28	2.38	1.5	103.06	OUI
$5^{émé} - 6^{émé}$	3	80*15	188.90	1.75	1.5	76.67	OUI
$6^{émé} - ter$	3	80*15	74.60	0.69	1.5	36.20	NON
$RDC - 1^{éré}$	4	180*15	935.82	3.85	1.5	346.54	OUI
$1^{éré} - 2^{émé}$	4	180*15	903.91	3.72	1.5	312.74	OUI
$2^{émé} - 3^{émé}$	4	180*15	791.62	3.26	1.5	253.59	OUI
$3^{émé} - 4^{émé}$	4	180*15	664.92	2.74	1.5	199.01	OUI
$4^{émé} - 5^{émé}$	4	180*15	521.48	2.15	1.5	142.44	OUI
$5^{émé} - 6^{émé}$	4	180*15	337.30	1.39	1.5	70.20	NON
$6^{émé} - ter$	4	80*15	101.51	0.42	1.5	10.20	NON

Tableau .V.33 : Calcul d'armatures longitudinales et transversales des linteau

voile	Niveau	A_{cal} (cm^2)				S_t (cm)	$A_{choisie}$ (cm^2)			
		A_d	A_l	A_t	A_p		A_d	A_l	A_t	A_p
1	$RDC-1^{éré}$	14.5	4.05	0.56	5.40	15	2*(6HA14)	2*(2HA12)	2HA10	2*(9HA10)
	$1^{éré}-2^{émé}$	14.1	4.05	0.56	5.40	15	2*(6HA14)	2*(2HA12)	2HA10	2*(9HA10)
	$2^{émé}-3^{émé}$	12.3	4.05	0.56	5.40	15	2*(6HA12)	2*(2HA12)	2HA10	2*(9HA10)
	$3^{émé}-4^{émé}$	10.3	4.05	0.56	5.40	15	2*(4HA14)	2*(2HA12)	2HA10	2*(9HA10)
	$4^{émé}-5^{émé}$	8.0	4.05	0.56	5.40	15	2*(4HA12)	2*(2HA12)	2HA10	2*(9HA10)
	$5^{émé}-6^{émé}$	-	2.73	0.52	-	15	-	2*(4HA10)	2HA10 -	-
	$6^{émé}-ter$	-	2.07	0.56	-	15	-	2*(4HA10)	2HA10	-
3	$RDC-1^{éré}$	6.8	1.80	0.56	2.40	15	2*(4HA12)	2*(2HA10)	2HA10	2*(9HA10)
	$1^{éré}-2^{émé}$	6.3	1.80	0.56	2.40	15	2*(4HA12)	2*(2HA10)	2HA10	2*(9HA10)
	$2^{émé}-3^{émé}$	6.3	1.80	0.56	2.40	15	2*(4HA12)	2*(2HA10)	2HA10	2*(9HA10)
	$3^{émé}-4^{émé}$	5.9	1.80	0.56	2.40	15	2*(4HA10)	2*(2HA10)	2HA10	2*(9HA10)
	$4^{émé}-5^{émé}$	5.0	1.80	0.56	2.40	15	2*(4HA10)	2*(2HA10)	2HA10	2*(9HA10)
	$5^{émé}-6^{émé}$	3.7	1.80	0.56	2.40	15	2*(4HA10)	2*(2HA10)	2HA10	2*(9HA10)
	$6^{émé}-ter$	-	1.69	0.37	-	15	-	2*(4HA10)	2HA10	-
4	$RDC-1^{éré}$	14.2	4.05	0.56	5.40	15	2*(6HA14)	2*(2HA12)	2HA10	
	$1^{éré}-2^{émé}$	13.7	4.05	0.56	5.40	15	2*(6HA14)	2*(2HA12)	2HA10	2*(9HA10)

	$2^{émé} – 3^{émé}$	12.0	4.05	0.56	5.40	15	2*(4HA14)	2*(2HA12)	2HA10	2*(9HA10)
	$3^{émé} – 4^{émé}$	10.1	4.05	0.56	5.40	15	2*(4HA14)	2*(2HA12)	2HA10	2*(9HA10)
	$4^{émé} – 5^{émé}$	7.9	4.05	0.56	5.40	15	2*(4HA12)	2*(2HA12)	2HA10	2*(9HA10)
	$5^{émé} – 6^{émé}$	-	1.40	0.56	-	15	-	2*(2HA10)	2HA10	-
	$6^{émé} – ter$	-	0.48	0.51	-	15	-	2*(2HA10)	2HA10	-

..

VI.1. Introduction :

Une fondation est un organe de transmission des charges de la superstructure au sol, elle ne peut être calculée que si l'on connaît la superstructure et ses charges, d'une part et les caractéristiques du sol d'autre part.
La répartition des contraintes dans le sol est supposée être généralement linéaire (uniforme, trapézoïdale ou triangulaire).
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.

Le dimensionnement de la fondation doit être compatible avec la capacité portante admissible du sol.

VI.2. type de la fondation :

- Pour les fondations on distingue : les fondations superficielles (semelles isolées, semelles filantes, radiers, etc…..) les fondations peu profondes (puits), et les fondations profondes (pieux). On dispose dans la pratique d'une grande diversité de fondations parmi les quelles on devra faire notre choix en tenant compte de plusieurs facteurs comme l'hétérogénéité du sol, les mouvements de nappe phréatique, la diversité des modes d'exécution, l'influence des bâtiments déjà existants sur le sol sous–jacent qui contribuent à la complexité des problèmes de fondations. La solution doit vérifier deux conditions :
- Le coefficient de sécurité vis-à-vis de rupture doit être suffisant ; le calcul des fondations est un calcul à la rupture.
- Les tassements doivent être admissibles pour ne pas endommager le bâtiment. Les tassements différentiels sont la cause la plus fréquente d'incident pour la structure. Un même tassement différentiel aura des conséquences plus ou moins graves selon la nature de la construction, d'autre part le tassement dépend de la rigidité de la construction qui intervient sur la répartition des efforts au niveau de la fondation.

VI.3. Connaissance du site et du sol :

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

Dans notre cas on doit justifier le type de fondation correspondante à σ_s = **1.6 bars**

VI.4. Choix du type de fondation :

Le choix du type de fondation dépend de :

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

Vue la présence des voiles et le rapprochement des poteaux, les fondations seront des semelles filantes sous voiles et poteaux.

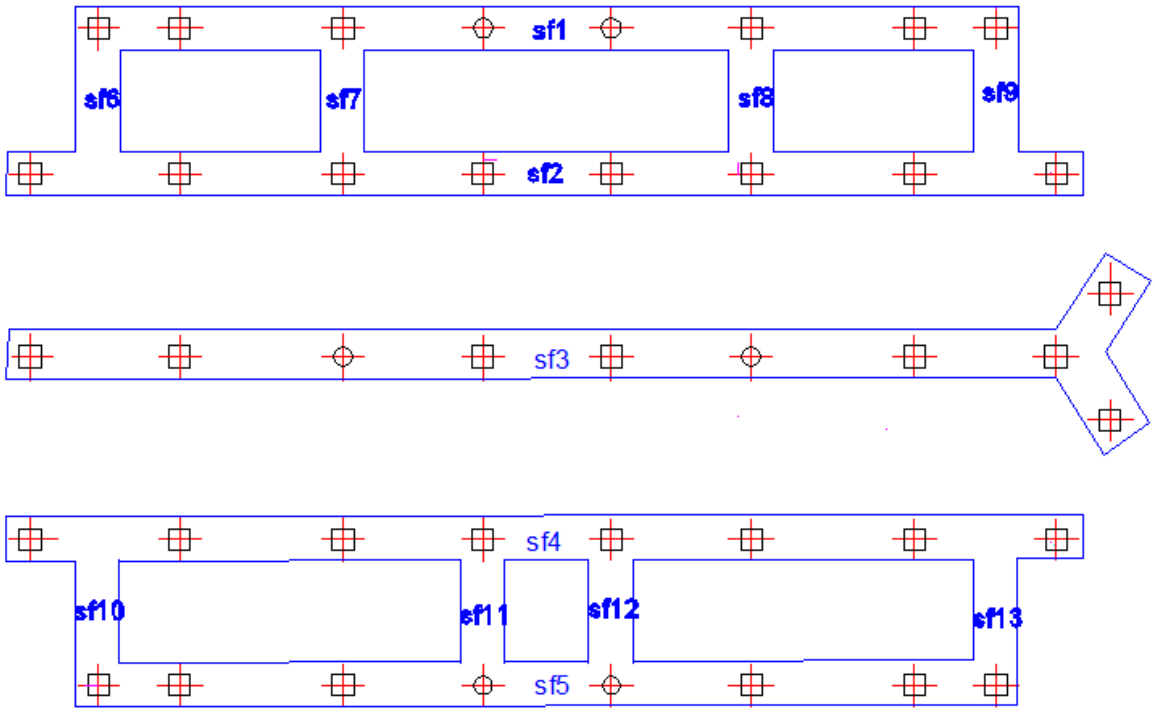


Figure 6-1 : disposition des semelles

VI.4.1. Calcul des semelles filantes :

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

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

VI.4.1.1. Semelles filantes:

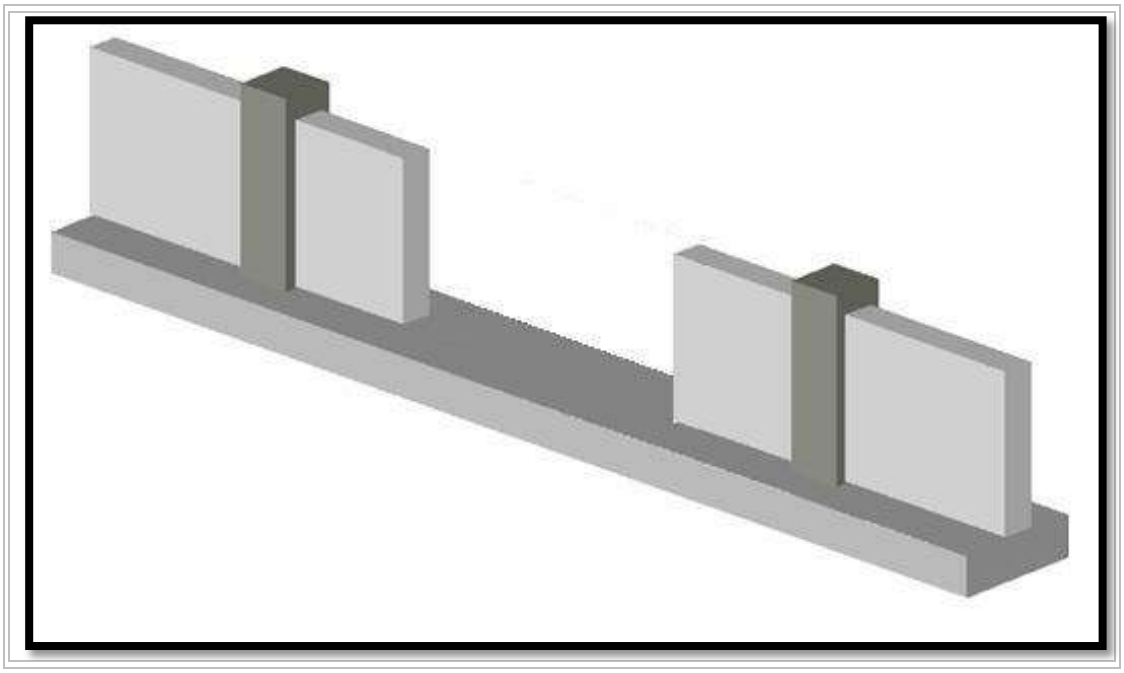


Figure 6-2 : schémas d'une semelle filante sous voiles et poteaux

VI.4.1.1.a. Dimensionnement :

On a des semelles filantes sous voiles et sous poteaux, les efforts normaux répartis sont calculés comme suit :

$$N = \frac{Nt}{L}$$

Avec :

- ✓ Nt : L'effort normal réparti sur les voiles
- ✓ L : la longueur totale de la semelle filante.

La largeur et la hauteur de la semelle filante est calculée respectivement comme suit :

$$\left(\frac{a}{b}\right)\sigma_{sol}B^3 - NB - (3e_0N) \geq 0$$

Après la résolution de cette équation on obtient la valeur de B .

$$d \geq \frac{B-b}{4} \quad ; \quad h = d + c + \frac{\phi}{2}$$

Après les calculs et les vérifications des dimensions en tenant compte du poids du remblai et du poids propre des semelles, les résultats de dimensionnement sont représentés dans le tableau suivant :

Semelle	L (m)	N_u(kN)	N (kN/mℓ)	b (cm)	B (m)	d (cm)	h (cm)
SF1	23.1	4445.826	192.46	55	1 .2	31.25	35
SF2	26.4	8209.08	310.95	55	1.4	31.25	35
SF3	31.1	12673.87	407.52	55	1.5	31.25	35
SF4	26.4	8436.91	319.58	55	1.4	31.25	35
SF5	23.1	4998.378	216.38	55	1.2	31.25	35
SF6	3.75	1447.31	385.95	55	1.5	31.25	35
SF7	3.75	1781.09	474.96	55	1.8	31.25	35
SF8	3.75	1787.96	476.79	55	1.8	31.25	35
SF9	3.75	1399.69	373.25	55	1.5	31.25	35
SF10	3.75	1444.35	385.16	55	1.5	31.25	35
SF11	3.75	1883.44	502.25	55	1.8	31.25	35
SF12	3.75	1802.96	480.79	55	1.8	31.25	35
SF13	3.75	1426.84	380.49	55	1.5	31.25	35

Tableau 6-1 : Dimensions des semelles filantes sous voiles et poteaux

VI.4.1.1.b. Ferraillage :

Le calcul de ferraillage est fait pour 1m de longueur par la méthode des bielles à l'ELU et à l'ELS et on adopte par la suite le maximum des deux résultats.
Les armatures principales, transversales. et les armatures de répartitions (avec les espacements) sont déterminées respectivement par les formules suivantes :

- **Armatures principales :**

$$A = N(1+\frac{3e_0}{B})\frac{(B-b)}{8\,d\sigma_s} \quad \& \quad Esp = \frac{A-2e-\phi_b}{(n-1)}$$

Avec :

- ✓ n: étant le nombre de barres
- ✓ [σs]= 348MPa à l'ELU : en situation durable.

- ✓ [σs] = 202MPa à l'ELS.

Les résultats de ferraillage sont représentés dans le tableau suivant :

	Nu (kN/m)	Nser (kN/m)	Mu (kNm)	Mser (kN/m)	Au (cm²)	As (cm²)	A_{finale} (cm²)	Esp (cm)
SF1	192.46	140.99	10.62	7.25	1.44	**1.81**	**4HA12=4.52**	25
SF2	310.95	238.07	18.82	11.19	3.03	**4.01**	**4HA12=4.52**	25
SF3	407.52	314.34	8.70	6.32	4.44	**5.91**	**4HA12=6.16**	25
SF4	319.58	233.88	-8.42	-8.40	3.12	**3.93**	**4HA12=4.52**	25
SF5	216.38	175.79	3.82	-7.55	1.61	**2.26**	**4HA12=4.52**	25
SF6	385.95	283.25	3.50	1.95	4.21	**5.32**	**5HA12=5.65**	20
SF7	474.96	359.23	3.78	2.45	6.68	**8.89**	**6HA14=9.24**	15
SF8	476.79	362.57	3.52	2.38	5.21	**8.97**	**6HA14=9.24**	15
SF9	373.25	271.91	-3.56	1.98	4.07	**5.11**	**5HA12=5.65**	20
SF10	385.16	283.28	-3.60	-1.45	4.21	**5.32**	**5HA12=5.65**	20
SF11	502.25	371.34	-6.43	-3.43	7.21	**9.19**	**6HA14=9.24**	15
SF12	480.79	369.17	-6.84	-3.45	5.30	**9.14**	**6HA14=9.24**	15
SF13	380.49	273.14	-3.47	-1.39	4.15	**5.14**	**5HA12=5.65**	20

Tableau 6-2 : armatures principales des semelles filantes

VI.4.1.1.c. Vérification des longueurs de scellement :

La contrainte admissible d'adhérence est τs= 2.8 MPa.

La longueur de scellement est égale à : $ls = \frac{\emptyset \cdot fe}{4 \cdot \tau s}$

- $ls \geq \frac{B}{4}$: ancrage courbe.
- $\frac{B}{8} \leq ls \leq \frac{B}{4}$: ancrage courbe ou rectiligne .
- $ls \leq \frac{B}{8}$:on n'utilise pas de crochets et on peut arrêter une barre sur deux à la longueur de 0.71B.

SEMELLE	$\emptyset$(mm)	ls	B /8	B /4	ANCRAGE
SF1	12	42.85	15	30	Courbe
SF2	12	42.85	17.5	35	Courbe
SF3	12	42.85	18.75	37.5	Courbe
SF4	12	42.85	17.5	35	Courbe
SF5	12	42.85	15	30	Courbe
SF6	12	42.85	18.75	37.5	Courbe
SF7	14	50.00	22.5	45	Courbe
SF8	14	50.00	22.5	45	Courbe
SF9	12	42.85	18.75	37.5	Courbe
SF10	12	42.85	18.75	37.5	Courbe
SF11	14	50.00	22.5	45	Courbe
SF12	14	50.00	22.5	45	Courbe
SF13	12	42.85	18.75	37.5	Courbe

Tableau 6-3 : Longueur de scellement

Donc toutes les barres sont prolongées jusqu'aux extrémités et comportent des ancrages courbes (crochets).

VI.4.1.2. Ferraillage Longitudinal

VI.4.1.2.a. Dimensionnement :

La poutre de libage va reprendre toutes les charges verticales et les moments de flexion. La poutre de libage aura la même largeur b du poteau, sa hauteur hp sera déterminée par la théorie de la poutre sur sol élastique qui prévoir l'inégalité suivante à vérifier, pour assurer une répartition uniforme de la contrainte du sol.

Il faut vérifier l'inégalité suivant :

$$l \leq \frac{\pi}{2} l_e \quad ; \quad l_e = \sqrt[4]{\frac{4.E.I}{K.b}}$$

Avec :

- ✓ E : Module d'élasticité du béton (E =10818,86MPa).

- ✓ L : La plus grande travée dans la fille
- ✓ K : Coefficient de réduire du sol (K = 4 kg/cm^3).
- ✓ I : Moment d'inertie de la semelle, $I = \frac{b.h_p{}^3}{12}$.
- ✓ hp : la hauteur de la poutre de libage

$$h_p \geq \sqrt[3]{\frac{48.L^4.K}{\pi^4.E}}$$

Les poutres de libage (PL**i**) sont les poutres correspondantes aux semelles (SF1 ,SF2,…….,SF12 et SF13) respectivement .

	b (m)	l (m)	h_p (m)	I (m^4)	$\frac{\pi}{2}l_e$ (m)	$l \leq \frac{\pi}{2}l_e$
PL1	0.55	4.2	0.8	0.023	7.24	Oui
PL2	0.55	4.2	0.8	0.023	7.24	Oui
PL3	0.55	4.2	0.8	0.023	7.24	Oui
PL4	0.55	4.2	0.8	0.023	7.24	Oui
PL5	0.55	4.2	0.8	0.023	7.24	Oui
PL6	0.55	3.75	0.8	0.023	7.24	Oui
PL7	0.55	3.75	0.8	0.023	7.24	Oui
PL8	0.55	3.75	0.8	0.023	7.24	Oui
PL9	0.55	3.75	0.8	0.023	7.24	Oui
PL10	0.55	3.75	0.8	0.023	7.24	Oui
PL11	0.55	3.75	0.8	0.023	7.24	Oui
PL12	0.55	3.75	0.8	0.023	7.24	Oui
PL13	0.55	3.75	0.8	0.023	7.24	Oui

Tableau 6-4 : Dimensionnement de la poutre de libage

Pour déterminer le ferraillage de la poutre de libage en commence à déterminer la réaction du sol q (KN/m^2) par la formule suivante :

$$q = \frac{\sum N}{L}$$

Avec :

- ✓ $\sum$ Ni : la somme des efforts normaux.
- ✓ L : La longueur totale de la poutre de libage.

En obtient une poutre continue (renversée), sous l'effet de la charge q (kN/m).

Les valeurs de q sont représentée dans le tableau suivant :

	ΣNi (ELU) (kN)	ΣNi (ELS) (kN)	L (m)	q_u (KN /m²)	q_{ser} (KN /m²)
PL1	4445.83	3256.87	23.4	**192.46**	**140.99**
PL2	8209.08	6285.05	26.4	**310.95**	**238.07**
PL3	12673.87	7403.977	31.1	**407.52**	**238.07**
PL6	1447.31	1062.19	3.75	**385.95**	**283.25**
PL7	1781.09	1347.11	3.75	**474.96**	**359.23**

Tableau 6-5: Détermination des valeurs de (q) de la poutre de libage

VI.4.1.3.b. Calcul des moments :

- **Aux appuis :**

- **<u>À l'ELU:</u>**

$$M_a = -\frac{q_u * (\ell'^2_w + \gamma * \ell'^2_e)}{8.5(1+\gamma)}$$

- **<u>À l'ELS :</u>**

$$M_a = -\frac{q_{ser} * (\ell'^2_w + \gamma * \ell'^2_e)}{8.5(1+\gamma)}$$

- **En travées :**
- **À l'ELU:**

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

- **À l'ELS:**

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

	ELU		**ELS**	
	M_a(kNm)	M_t(kNm)	M_a(kNm)	M_t(Knm)
PL2	274.37	219.08	212.22	169.45
PL3	614.91	296.07	365.82	176.14
PL6	426.925	725.77	325.21	552.90

Tableau 6-6: Détermination des moments de la poutre de libage

VI.4.1.2.c. Calcul du ferraillage :

a. Armatures longitudinales :

❖ **Calcul à l'ELU:**

La poutre de libage travaille en flexion simple.

$$d = h - e - \frac{\phi}{2}$$

$$\mu = \frac{Mu}{\sigma b.b.\, d^2} \; ; \quad \text{on a } \mu \leq \mu l = 0.392$$

Les résultats du calcul des armatures à l'ELU sont résumés dans le tableau suivant :

		Mu (kN.m)	d (cm)	A (cm^2)	A' (cm^2)	Choix
PL2	Travée	219.08	71	8.38	0	4HA14+2HA16
	Appui	274.37	71	10.57	0	4HA16+2HA14
PL3	Travée	296.07	71	11.43	0	6HA16
	Appui	614.91	71	27.73	0	8HA20+2HA16
PL6	Travée	725.77	71	29.65	0	8HA20+2HA16
	Appui	426.925	71	16.75	0	6HA16+2HA20

Tableau 6-7 : Calcul des armatures longitudinales de la poutre de libage

❖ Vérification des contraintes à l'ELS :

Pour une fissuration peu nuisible : [σb]= 15Mpa

		A_{ELU} (cm^2)	M_{ser} (kN.m)	σb (MPa)	σb ≤ [σb]
PL2	Travée	10.18	169.45	4.80	Oui
	Appui	11.12	212.22	5.81	Oui
PL3	Travée	12.02	176.14	4.67	Oui
	Appui	29.15	365.82	7.04	Oui
PL6	Travée	29.15	552.90	10.63	Oui
	Appui	18.35	325.21	7.36	Oui

Tableau 6-8 : vérifications des armatures longitudinales de la poutre de libage à l'ELS

On remarque que les vérifications des contraintes sont satisfaisantes.

b. Armatures transversales :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 * d}$$

	V_u	τ_u	[τ]	A_t (cm^2)	S (cm)	
					Zone nodale	Zone courante
PL2	**594.55**	1.40	2.5	4HA10=3 .14	10	15
PL3	**878.45**	2.07	2.5	4HA10=3 .14	10	15
PL6	**910.78**	2.15	2.5	4HA10=3 .14	10	15

Tableau 6-9 : Calcul des armatures transversales de la poutre de libage

.Armature de peau :

Pour les poutres de grande hauteur, il y a lieu de prévoir une armature de peau dont la section dépend du préjudice de la fissuration .En effet on risquerait en l'absence de ces armatures d'avoir des fissures relativement ouvertes en dehors des zones armées par les armatures longitudinales inférieures et supérieures .On opte 2T14 = 3,08 cm²

VI.5. Les longrines :

Les longrines Les longrines sont des poutres, en béton armé, qui reposent sur le sol, leur rôle est d'empêcher le moment { la base du poteau par traction, reprendre l'effort normal provenant des charges et surcharges et le transformer en un effort de traction, et reliée les poteaux entre eux.

VI.5.1. Prédimensionnement :

Pour un sol de fondation de catégorie ''S3'', les dimensions minimales de la section transversale des longrines sont [2:10.1.1.b]: 25 x 30cm². On opte une section de 30 x 30.

Solicitations:

doivent être calculées pour résister à la traction sous l'action d'une force " F " égale à : [2:10.1.1.b] égale à: $F = \frac{N}{\alpha} \geq 20KN$

N : effort normal à la base du poteau le plus sollicité.

α : coefficient de site en fonction de la zone sismique.

$\alpha = 10$

Dans notre cas on va prendre une valeur plus défavorable que notre site, α=10

$$\begin{cases} N_u = 1979.45KN \\ N_{ser} = 1443.22KN \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} F_u = 197.94KN \\ F_{ser} = 144.32KN \end{cases}$$

b) Ferraillage:

- **Etat Limite Ultime:**

Les armatures longitudinales sont données par : $A_u = \frac{F_u}{\sigma_s}$

$$A_u = \frac{197.94 * 10^3}{348} = 5.69cm^2$$

- **Condition de non fragilité: (CBA 93) :**

$$A_u \geq \frac{Bf_{t28}}{f_e}$$

$$A_u \geq \frac{30 * 30 * 2.1}{400} = 4.72cm^2 \quad \Rightarrow \quad A \geq 4.72cm^2$$

Donc on adopte : A=6HA14= 9.24 cm²

- **Verification a l'ELS :**

La fissuration est considérée comme préjudiciable :

$$\overline{\sigma_s} = \min\left[\frac{2}{3} f_e : 110\sqrt{\eta . f_{tj}}\right] = 202MPa \qquad A = \frac{F_{ser}}{A}$$

$$A = \frac{144.32 * 10^3}{924} = 156.19MPa \le \overline{\sigma_s} = 202MPa.....(C.V)$$

- **Section minimale donnée par le RPA 99version 2003:**

$A_r \ge 0.6\% B$

Le résultat obtenu est : $A_r \ge \frac{0.6 * 30 * 30}{100} = 5.4cm^2$

Donc on adopte : A=6HA12=6.79cm²

- **Armatures transversales :**

$$\phi_t \ge \frac{\phi_l}{3} = \frac{12}{3} = 4.00mm$$

On adopte : $\phi_t = 6mm$

At = 4ϕ6 = 113 mm²

- **Espacement:**

$$S_t \ge \min\left[20cm; 15\varphi_l\right] = \min\left[20cm; 18cm\right]$$

On adopte St = 15 cm.

Récapitulation :

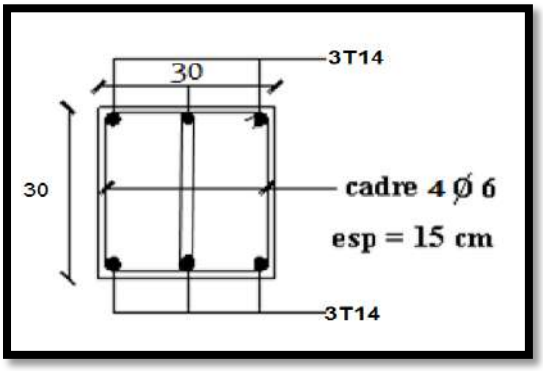


Figure VI-1Ferraillage de la longrine

CONCLUSION GENERALE

Selon l'étude effectuée et la note de calcul établie, nous pouvons tirer les conclusions suivantes :

- La disposition des voiles adoptée permet de se rapprocher au comportement des structures régulières dont les deux premiers modes présentent une translation respectivement suivant les deux axes principaux, et dans le troisième mode une rotation .

-Vue la forme du bâtiment qui exige plusieurs voiles pour avoir un comportement assimilant aux blocs réguliers, il est bien attendu qu'on obtient une structure un rigide. Ce qui manifeste par une période de 0,45s et un nombre des modes (30 modes) atteindre les 90% de la participation massique exigée par le règlement. Cependant, il faut signaler que les éléments secondaires modélisés, notamment les porte-à-faux et les escaliers, pouvaient êtres amplifiés de cette perturbation des modes.

- En ce qui concerne le ferraillage des poutres principales et secondaires, nous avons constaté que la section du béton (30x40cm²) est cohérente avec les diamètres adoptés (HA12 ; HA14 et HA16) et même acceptable sur le plan exécution.

- Par contre, l'effet de la forme et la zone sismique a été bien manifesté dans le ferraillage des appuis de poutres secondaires (chapeaux) à cause de leur légèreté (poutres déchargées).

- Par ailleurs, pour le ferraillage des poteaux, nous avons adopté le minimum exigé par le règlement parasismique Algérien (0,9% de la section du béton) pratiquement dans tous les étages. Un tel résultat signifie que les voiles remplient parfaitement leur rôle vis-à-vis de l'effet sismique.

- Finalement, pour l'infrastructure, un semelle filante était la meilleure solution afin d'éviter le problème de chevauchement des semelles isolées.

Référence bibliographique

Référence bibliographique

Documents réglementaires :

- Règle de conception et de calcul de structures CBA93. [1]

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

- Règles parasismiques Algérienne R.P.A99.v.2003 [2]

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

- Charges permanentes et surcharges d'exploitations D.T.R -B.C.22. [3]

Manuels techniques :

- cours de formation et cous Béton Armé de monsieur «BOUKENDAKDJI »

Logiciels :

- SAP 2000 v19.1.0
- AUTOCAD 2011
- EXCEL
- ROBOT EXPERT 2010