République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieure et de la Recherche Scientifique
Universitaire Yahia FARES de Médéa
Faculté De Technologie
Département de Génie Civil

Projet de fin d'étude

Pour l'obtention du diplome de Master en Génie Civil

Option: Structure

Thème :

Etude d'un bâtiment (RDC+5étages) à usage d'habitation dans la zone sismique III

Etudié par :

KLOUA Hadjer

ARIOUA Yasmine

Encadreur :

SAFIDDINE Salim

Co-promoteur:

ABDELLAH ELHADJ Abdelkader

Promotion Juin 2018

Remerciement

*Nous remercient avant tous **DIEU** de nous avoir donné la force et la puissance à accomplir ce modeste travail*

*En second lieu ; nos sincères remerciements vont à notre encadreur **SAFIDDINE Salim** et son Co-promoteur **ABDELLAH ELHADJ Abdelkader** pour m'avoir dirigé tout au long de la réalisation de ce travail. Ses orientations, ses encouragements, sa compréhension, sa disponibilité constante m'ont été d'une précieuse aide.*

Nous tenons à remercier également tout les enseignants de département de Génie civil qui nous ont soutenues dans la poursuite de nos études.

Enfin, un grand merci à toutes les personnes qui nous ont soutenus de prés ou de loin dans la réalisation de ce modeste travail.

Merci...

Dédicaces

Que ce travail témoigne de mes respects :

*A **mes parents** :*

*(La meilleure de toutes les mères « **Salima** » et mon très cher père « **Noureddine** ») ; grâce à leurs tendres encouragements et leurs grands sacrifices, ils ont pu créer le climat affectueux et propice à la poursuite de mes études. Aucune dédicace ne pourrait exprimer mon respect, ma considération et mes profonds sentiments envers eux. Je prie le bon Dieu de les bénir , de veiller sur eux, en espérant qu'ils seront toujours fiers de moi.*

*A **mon mari** : « **Amine** » pour leurs tendresses et leurs encouragements qui m'ont facilité les choses tout au long de mes études.*

*A mes chères sœurs « **Hadia, Wissam** » et à mon cher frère « **Abdelghani** ».*

A mes grandes mères et mes grands pères

A toute ma famille sans exception.

A tous mes amis et mes collègues.

*A ma binôme **YASMI NE***

KLOUA Hadjer

Dédicaces

Que ce travail témoigne de mes respects :

*A **mes parents** :*

*(La meilleure de toutes les mères « **Faiza** » et mon très cher père « **Mouloud** ») ; grâce à leurs tendres encouragements et leurs grands sacrifices, ils ont pu créer le climat affectueux et propice à la poursuite de mes études. Aucune dédicace ne pourrait exprimer mon respect, ma considération et mes profonds sentiments envers eux. Je prie le bon Dieu de les bénir , de veiller sur eux, en espérant qu'ils seront toujours fiers de moi.*

*A **mon mari** : « **Ahmed** » pour leurs tendresses et leurs encouragements qui m'ont facilité les choses tout au long de mes études.*

A mes grandes mères et mes grands pères

A toute ma famille sans exception.

A tous mes amis et mes collègues.

*A ma binôme **Hadjer***

ARIOUA Yasmine

ملخص

هذا المشروع يهدف إلى دراسة و هيكلة بناية من الخرسانة المسلحة , ذات استعمال سكني تتكون من خمس طوابق بالإضافة إلى الطابق الأرضي ، تقع هذه البناية في ولاية البليدة و هي مصنفة ضمن المنطقة الزلزالية III.

مقاومة البناية لكل الحمولات العمودية و الأفقية مضمونة و محققة بواسطة هيكلة مختلطة عارضات و أعمدة + جدران خراسانية مسلحة . قياس الأبعاد و تسليح كل العناصر المقاومة تم طبقا للمعايير و القوانين المعمولة بها في الجزائر (CBA93 ,RPA99version2003)

الدراسة الديناميكية للبناية تمت أساسا على تقنيات حساب الهياكل واستعمال برنامج (SAP2000)

و أخيرا قمنا بدراسة البنية التحتية للبناية و هذا بحساب الأساسات وفقا لتوصيات تقرير دراسة التربة.

Résumé

Ce projet consiste à étudier un bâtiment à usage d'habitation, comportant un bloc, en **RDC** + 5 étages qui sera implanté à Blida, classée selon le (**RPA 99 version 2003**) comme une zone de forte sismicité (zone **III**).

La résistance de la structure aux charges horizontales et verticales est assurée par un système de contreventement mixte par voiles et des portiques avec justification d'interaction portiques –voiles. Le dimensionnement et le calcul du ferraillage de tous les éléments résistants ont été établis conformément aux règlements algériens **(CBA 93 et RPA99 version 2003).**

L'étude dynamique a été établie suivant la méthode numérique, moyennant le logiciel**(SAP2000).**

Finalement, nous avons étudié l'infrastructure et calculé les fondations adéquates en tenant compte les prescriptions du rapport de sol.

Abstract

This project consists in studying a building with lively use, containing one block in **ground floor + 5 floor,** Which will be established in Blida, classified according to (**RPA99 version 2003**), like a zone of average seismicity **(zone III).**

The résistance of the structure to the horizontal and vertical loads is ensured by a mixed System of wind bracing (frames + shells).

The dimensioning and the calculation of the reinforcement of all the resistant elements were established in accordance with the Algerian payments **(CBA 93 and RPA 99 vesion2003).**

The dynamic study was established according to the numerical method, with the help of software(**SAP2000).**

Finally, we have studied the infrastructure and calculated the foundations by holding account the regulations of the report of ground.

Sommaire :

Introduction générale : ……1

Chapitre I : *Présentation de l'ouvrage*

I.1. présentation de l'ouvrage : 2
I.2. Description géométrique de l'ouvrage : 2
I.2.a. Dimensions en plan : 2
I.2.b. Dimensions en élévation : 2
I.3. Classification du bâtiment : 2
I.4. Description constructive de l'ouvrage : 2
I.4.a. Planchers : 2
I.4.b. Maçonnerie : 3
I.4.c. Les revêtements : 3
I.4.d. Les escaliers : 3
I.4.e. Couverture : 3
1.4. f. plafond : 3
I.4.g. L'acrotère : 3
I.4.h. L'infrastructure : 3
I.5. Caractéristiques des matériaux : 4
I.5.1. Le béton : 4
I.5.1.a. caractéristique du Béton : 4
I.5.1.b. composition du béton : 4
I.5.1.c. caractéristiques physiques et mécaniques de béton: 4
I.5.2. Les aciers 5
I.5.2.a. Caractéristiques mécaniques de l'acier : 6

Chapitre II : *Prédimensionnement des éléments structuraux*

II.1. Introduction : 7
II.2.Prédimensionnementdes éléments résistants : 7
II.2.1.prédimensionnement des planchers : 7
II.2 .1. a. Plancher à corps creux **:** 7

II.2 .1. b. Dalle pleine **:** 8
II.3. Evaluation des charges et surcharges: 8
II.3.1. Maçonnerie : 8
II.3.1.a. Murs extérieurs (double-cloison) : 8
II.3.1.b. Murs intérieurs (simple cloison) : 9
II.3.2.Plancher de terrasse : 9
II.3.2.a. Charge permanentes : 9
II.3.2.b. Charge d'exploitation: 10
II.3. 3 .plancher courant : 10
II.3.3.a. Charge permanentes 10
II.3.3.b. Charge d'exploitation 11
II.4. Pré dimensionnement Les poutres : 11
II.5. Pré dimensionnement des poteaux: 12
II.5.1.Etapes de pré dimensionnement : 12
II.5.2. Décente des charges : 14
II.5.3 .Détermination des charges et surcharges : 15
II.5.3.a. Charge permanente : 15
II.5.3.b. Charge d'exploitation 16
II.5.3.c. Effort normal de résistance 17
II.5.3.d. Vérification selon le RPA99v2003 18
II.6. Vérification aux zones nodales 18
II.7. Les voiles : 19

Chapitre III : *Prédimensionnement des éléments structuraux*

III. 1.L'acrotère : 20

III.1.1 Introduction 20

III.1.2 Evaluation des charges et surcharge d'exploitation : 20

III.1.2.1 Charge permanente: 20

III.1.2.2 Surcharge d'exploitation : 20

III.1.2.3 Combinaisons d'action : 21

III.1.3 Ferraillage : 21

III. 2.Les planchers : 21

III.2.1.plancher à corps creux 22

III.2.2.méthode de calcul 23

III.2.3. 1ère Étape : Avant coulage du béton: 23

III.2.3.1.Évaluation des charges : 23

III.2.4. 2ème Étape : Après coulage du béton: 24

III.2.5.Méthode de Calcul: 24

III.2.5.1.Méthode forfaitaire : 24

III.2.5.2.Méthode de Caquot : 24

III.2.5.3. Calcul des sollicitations: 25

III.2.6.Résultat final : 30

III.2.7. ferraillage des poutrelles : 31

III.2.7.1. Armatures longitudinales 31

III.2.7.2. Armatures transversales 32

III.2.7.3. Vérification de l'effort tranchant 33

III.2.7.4. Vérification de la flèche : 34

III.2.7.5.Ferraillage de la table de compression : 35

III. 3.les escaliers : 36

III.3.1. Introduction 36

III.3.2. Les éléments d'un escalier 37
III.3.3. Types d'escalier : 37
III.3.4. Pré dimensionnement : 37
III.3.4.1.L'inclinaison de la paillasse : 38
III.3.4.2. La longueur de la paillasse et du palier : 38
III.3.4.3. Epaisseur de la paillasse et de palier : 38
III.3.5. Détermination des charges et surcharges de l'escalier : 38
III.3.5.1.charges permanentes: 38
III.3.5.2.surcharge d'exploitation: 39
III.3.6. Détermination des efforts : 39
III.3.7.Calcul des sollicitations à ELU : 39
III.3.7.1.Les réactions d'appuis : 40
III.3.7.2.Effort tranchant et moment fléchissant : 40
III.3.8.Calcul des sollicitations à ELS 41
III.3.8.1.Les réactions d'appuis 41
III.3.8.2.Effort tranchant et moment fléchissant : 41
III.3.9.Conclusion 42
III.3.10. Calcul de ferraillage 42
III.3.10.1.ELU: 42
III.3.10.2.ELS: 43
III.3.10.3.Vérification de l'effort tranchant : 44
III.3.10.4. Conclusion : 44
III.3.11. Condition de la flèche 44
III.3.12.Calcul de la poutre palière : 45
III.3.12.1. Evaluation des charges : 45
III.3.12.2. Calcul des efforts 45
III.3.12.3. Ferraillage de la poutre palière : 46

III.3.12.4. Condition de non fragilité 47

III.3.12.5.Vérification de l'effort tranchant..... 47

III.3.12.6.Armatures transversales *:* 47

III.3.12.7. Vérification de la section minimale *:* 47

III.3.12.8. Condition de la flèche*:* 48

III.4.Calcul des dalles pleines : 48

III.4.1. Définition: 48

III.4.2. Méthode de calcul: 48

Chapitre IV : *Etude sismique*

IV.1.Introduction 54
IV.2. Disposition des voiles: 54
IV.4.Détermination du centre de masse et centre de torsion : 56
IV.5.Excentricité : 57
IV.5 .4. Effet de la torsion accidentelle : [RPA 99 version 2003 Art 4.3.7] 58
IV.6. Choix de la méthode de calcul : 58
IV.6 .1. Méthodes utilisables : [Art 4.1.1 RPA99v2003] 58
IV.7. Méthode dynamique modale spectrale : 59
IV.7.1. Principe : 59
IV.7.2. Modélisation : 59
IV.7.3. Le spectre de réponse de calcul : [ART 4.3.3 RPA99V2003] 59
IV.7.3.1.Coefficient d'accélération 60
IV.7.3.2.Facteur de correction d'amortissement η : 60
IV.7.3.3.Coefficient de comportement R : [Art 3.4 RPA99 v2003] 60
IV.7.3.4.Facteur de qualité Q :[Tab.4.4 RPA99V2003] 62
IV.7.3.5. Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site T1, T2 [Tab 4.7 RPA99v2003] 63
IV.8. Résultats et vérifications de l'analyse dynamique : 63
IV.8.1. Vérification de comportement des trois premiers modes : 63
IV.8.2. Vérification de participation massique 65
IV.8.3. Vérification de la force sismique V à la base 65
IV.8.3. 1.Calcul de la force sismique totale 66
IV.8.4. Vérification de la stabilité au renversement 67
IV.8.4.1. Distribution de la résultante des forces sismiques selon la haut 68
IV.8.4.2. Le moment stabilisant : 69
IV.8.5. Vérification des déplacements inter-étages 70
IV.8.6. Vérification des déplacements en tête : [Art 4.4.1 RPA99v2003] 71
IV.8.7. Vérification de l'effort normal réduit à la base 72
IV.8.8. Vérification vis à vis de l'effet P-Δ :[Art 5.9 RPA99v2003] 73

Chapitre V : *ferraillage des Eléments résistants*

V.1. Introduction : 74
V.2.ferraillage des poutres : 74
V.2.1. Introduction : 74
V.2.2. Recommandation des reglements : 75
V.2.2.1. Recommandations du r.p.a99v2003 : 75
V.2.2.2. Recommandations du cba93 : 75
V.2.3. Ferraillage longitudinal des poutres principales et secondaires a l'elu : 76
V.2.3.1. Les poutres principales : 76
V.2.3.2. Les poutres secondaires : 76
V.2.4. Contraintes verification des a l'etat limite de service 76
V.2.4.1. Les poutres principales 76
V.2.4.2. Les poutres secondaires 77
V.2.5. Verification des poutres selon les conditions rpa et cba : 77
V.2.5.1. Les poutres principales : 77
V.2.5.2. Les poutres secondaires 78
V.2.6. Justification des poutres sous sollicitation d'effort tranchant : 78
V.2.7. Calcul des armatures transversales : 78
V.2.8. Verification de la fleche : 79
V.3.ferraillage des poteaux : 80
V.3.1. Recommandation du reglement rpa99v2003 : 80
V.3.2. Determination des sections d'acier : 82
V.3.3. Verification a l'etat limite service : 82
V.3.4. Determinations des armatures transversales : 83
V.3.5. Vérification de la quantité d'armatures transversales minimale : 84
V.3.6. Conclusion : 84
V.4.ferraillage des voiles : 85
V.4.1.introduction: 85
V.4.2. Les voiles pleins : 85
V.4.3. Voiles avec files d'ouvertures : 85
V.4.3.1. Les trumeaux : 85
V.4.3.2. Les linteaux : 85
V.4.4. Recommandations des règlements: 86
V.4.5. Recommandations pour les voiles et les trumeaux : 87
V.4.6. Ferraillage des voiles pleins : 88
V.4.6.1.armatures verticales : 88
V.4.6.2. Vérification des armatures à els : 90
V.4.6.3. Calcul des armatures horizontales : 91
V.4.6.4. Armatures transversales : 92
V.4.7.ferraillage des voiles avec ouverture : 92
V.4.7.1.les trumeaux : 92
V.4.7.2.les linteaux : 94

Chapitre VI *: étude de l'infrastructure*

VI.1. Introduction : 97
VI.2. Fondations superficielles : 97
VI.3. Choix du type de fondation : 97
VI.4.Etude préliminaire du choix de type de semelle : 97
VI.5.Les effort normaux à base de la structure : 98
VI.6.Le choix final des semelles : 98
VI.7.Calcul des semelles isolées : 99
VI.7.1 Dimensionnement des semelles isolées : 99
VI.7.2-Vérification des contraintes sous la semelle à l'ELS 99
VI.7.3-Vérification l'interférence entre de deux semelles : 100
VI.8-Calcul des semelles filantes : 101
VI.8.1 Dimensionnement des semelles filantes : 101
VI.8.2.Dimensionnement de la poutre de libage : 102
VI.8.3.Vérification des contraintes sous la semelle à l'ELS : 103
VI.9 .Ferraillage des semelles : 103
VI.9.1. Semelles filantes : 103
VI.9.1.1. Semelle filante (continue) sous plusieurs poteaux 103
VI.9.2. Longueur de scellement "ls" : 105
VI.9.3. Poutre de libage : 106
VI.9.3.1.Détermination des moments de la poutre de libage 106
VI.10.Ferraillage des longrines 108
VI.10.1.Ferraillage à l'Etat Limite Ultime 109
VI.10.2 Vérification des contraintes à l'état limite de service 109
VI.10.3. Calcul des armatures transversales : 110

Conclusion générale :…… ...111

Liste des tableaux

Tableau I.1. Composition de $1m3$ du beton 4
Tableau I.2. Hypothese de calcul « beton » 5
Tableau I.3. Hypothese de calcul « acier »..... 6
Tableau II.1. Charges permanentes du mur double cloison..... 8
Tableau II .2 .charges permanentes du mur simple cloison 9
Tableau .II.3.charges permanents du plancher terrasse (corps creux)..... 9
Tableau .II.4.charges permanents du plancher terrasse (dalle pleine)..... 10
Tableau .II.5.charges permanents du plancher courant (corps creux)..... 10
Tableau .II.6.charges permanents du plancher courant (dalle pleine)..... 10
Tableau .II.7. Pre dimensionnement des poutres 12
Tableau .II.8. Calcul de l'effort N..... 14
Tableau .II.9. Determination des charges permanentes 16
Tableau .II.10. Determination des charges d'exploitation 17
Tableau .II.11. Determination de l'effort normal ultime..... 17
Tableau .II.12. Verification conditions RPA99v2003..... 18
Tableau .II.13. Verification aux zones nodles..... 19
Tableau. III.1. Détermination des efforts à l'ELU et l'ELS……..……21
Tableau III.2. Méthode de Caquot……25
Tableau III.3.Évaluation des charges……25
Tableau III.4. Vérification des conditions de la méthode forfaitaire……26
Tableau III.5. Différentes sollicitations dans la poutrelle à deux travées(ELU)……..……26
Tableau III.6. Différentes sollicitations dans la poutrelle à deux travées (ELS)……..27
Tableau III.7. Différentes sollicitations dans la poutrelle à quatre travées (ELU)……...28
Tableau III.8. Différentes sollicitations dans la poutrelle à quatre travées (ELS)……29
Tableau III.9. Différentes sollicitations dans la poutrelle à cinq travées(ELU)……29
Tableau III.10. Différentes sollicitations dans la poutrelle à cinq travées (ELS)……30
Tableau III.11.Résultats de calcul.....31
Tableau III.12.Calcul des Armatures.....32
Tableau III.13.Vérification à l'ELS.....32
Tableau III.14.Vérifications préliminaires de la flèche..... 35
Tableau III.15.Evaluation détaillée de la flèche..... 35
Tableau III.16.Charge permanente du palier.....38
Tableau III.17.Charge permanente du palliasse.....39
Tableau III.18.Charges des escaliers (ELU, ELS).....39
Tableau III.19.Les résultats.....42
Tableau III.20.Calcul des sections d'acier de l'escalier.....43
Tableau III.21.Armatures de répartition.....43
Tableau III.22.Vérification de l'espacement.....44
Tableau III.23.Vérification à l'ELS.....44

Tableau III.24.Vérifications préliminaires de la flèche..... 45
Tableau III.25.Evaluation détaillée de la flèche 46
Tableau III.26.Les résultats.....46
Tableau III.27.Calcul des sections d'acier de la poutre palière.....46
Tableau III.28.Vérification à l'ELS.....47
Tableau III.29.Vérifications préliminaires de la flèche.....48
Tableau III.30.Evaluation détaillée de la flèche..... 48
Tableau III.31.Travail externe pour PU.....51
Tableau III.32.Travail interne.....51
Tableau.III.33.calcul des armatures de la dalle pleine.....52
Tableau III.34.Vérification à l'ELS.....53
Tableau. IV.1. Les coordonnees du centre de masse et du centre de torsion. 57
Tableau. IV.2. Calcul de l'excentricite..... 57
Tableau. IV.3. Calcul de l'excentricite accidentelle 58
Tableau. IV.4. Justification du coefficient de comportement r suivant x 61
Tableau. IV.5. Justification du coefficient de comportement r suivant x (%) 61
Tableau. IV.6. Justification du coefficient de comportement r suivant y 62
Tableau. IV.7. Justification du coefficient de comportement r suivant y (%) 62
Tableau. IV.8. Valeurs des pénalités Pq..... 63
Tableau. IV.9. Vérification de comportement des trois premiers modes..... 64
Tableau. IV.10. Verification de participation massique..... 65
Tableau. IV.11. Verification de la resultante des forces sismiques de calcul 67
Tableau. IV.12. Verification de la resultante des forces sismiques de calcul 67
Tableau. IV.13. Les forces sismiques de chaque niveau..... 68
Tableau. IV.14. Calcul du moment de renversement..... 69
Tableau. IV.15. Calcul du moment stabilisant..... 70
Tableau. IV.16. Verification de stabilisation 70
Tableau. IV.17. Verification des deplacements inter-etage suivant x..... 71
Tableau. IV.18. Verification des deplacements inter-etage suivant..... 71
Tableau. IV.19. Verification des deplacements en tete..... 71
Tableau. IV.20. Les nouvelles sections choisis..... 72
Tableau. IV.21. Verification de l'effort normal reduit a la base 72
Tableau. IV.22. Verification de l'effort normal reduit a la base 73
Tableau. IV.23. Verification l'effet p-δ suivant y 73
Tableau .V.1. Les donnees de calcul 74
Tableau .V.2. Choix de ferraillage longitudinal des poutres principales 76
Tableau .V.3. Choix de ferraillage longitudinal des poutres secondaires 76
Tableau .V.4. Verification des contraintes a l'els des poutres principales..... 77
Tableau .V.5. Verification des contraintes a l'els des poutres secondaires..... 77
Tableau .V.6. Verification de ferraillage des poutres principales avec les reglements..... 77
Tableau .V.7. Verification de ferraillage des poutres secondaires avec les reglements..... 78
Tableau .V.8. Calcul de **τ**u 78

Tableau .V.9. Verification de la contrainte de cisaillement des poutres 78
Tableau .V.10. Calcul des armatures transversales des poutres principales et poutres secondaires 79
Tableau .V.11. Verification de la fleche des poutres 79
Tableau .V.12. Verification de la fleche des poutres secondaires..... 80
Tableau .V.13. Les armatures longitudinaux des poteaux 82
Tableau .V.14. Valeurs des contraintes a l'e.l.s 83
Tableau .V.15. Valeurs des contraintes limites de cisaillement..... 84
Tableau .V.16. Verification de la quantite d'armatures transversales des poteaux..... 84
Tableau .V.17. Calcul des armateurs verticaux des voiles pleins 89
Tableau .V.18. Verification des armateurs verticaux selon la condition rpa 90
Tableau .V.19. Verification des armatures a els des voiles pleins 91
Tableau .V.20. Calcul des armatures horizontales des voiles pleins..... 92
Tableau .V.21. Diametre des armatures transversales..... 92
Tableau .V.22. Calcul des armatures verticales des trumeaux..... 93
Tableau .V.23. Verification des armatures a els des trumeaux 93
Tableau .V.24. Calcul des armatures horizontales des trumeaux..... 94
Tableau .V.25. Determination de la sollicitation de calcul des linteaux..... 95
Tableau .V.26. Calcul d'armatures longitudinales et transversales des linteaux (v4) 95
Tableau .V.27. Calcul d'armatures longitudinales et transversales des linteaux (v5) 96

Tableau .VI.1. Dimensionnement des semelles isolees a l'ELS. 99
Tableau .VI.2.verification des contraintes sous la semelle isolees a l'ELS 100
Tableau .VI.3. Verification chevauchement entre les semelles isolées 100
Tableau .VI.4. Dimensionnement des semelles filantes a l'ELS. 102
Tableau .VI.5. Dimensionnement poutre de la poutre de libage..... 102
Tableau .VI.6. Verification des contraintes sous la semelle filantes a l'ELS 103
Tableau .VI.7. Verification l'excentricite des semelles filantes sous un poteau..... 104
Tableau .VI.8. Ferraillages des semelles filantes sous plusieurs poteaux (armatures principales)..... 104
Tableau .VI.9.armatures de repartition de semelle filante 104
Tableau .VI.10. Verification l'excentricite des semelles filantes sous voiles..... 105
Tableau .VI.11. Ferraillages des semelles filantes sous un voile..... 105
Tableau .VI.12. Verification longueur de scellement des semelles filantes 106
Tableau .VI.13. Determination des valeurs de (q) de la poutre de libage..... 106
Tableau .VI.14. Determination des moments de la poutre de libage 107
Tableau .VI.15. Calcul des armatures longitudinales de la poutre de libage a l'ELU..... 107
Tableau .VI.16. Verifications des armatures longitudinales de la poutre de libage a l'ELS.. 107
Tableau .VI.17. Calcul des armatures transversales de la poutre de libage 108
Tableau .VI.18. Ferraillage longitudinal des longrines..... 109
Tableau .VI.19. Verification de contrainte a l'els des longrines..... 110
Tableau .VI.20. Calcul des armatures transversales et leurs espacements dans les longrines. 110

Liste des figures

Figure. II .1. Schema de la poutre....11
Figure. II .2. Surface de plancher supporter par le poteau plus sollicite....15
Figure. II .3. Zones nodale.... 19
Figure. III.1.dimensions de l 'acrotere....20
Figure. III.2. Ferraillage de l'acrotere 21
Figure III.3. Dimensions de la poutrelle 22
Figure III.4. Poutrelles a deux travées.... 22
Figure III.5. Poutrelles a quatre travées 23
Figure III.6. Poutrelles a cinq travées.... 23
Figure III.7. Poutrelles avant coulage....23
Figure III.8. Poutrelles avec deux etais 24
Figure III.9. Poutrelles a deux travees.... 26
Figure III.10. Diagrammes du moment flechissant et l'effort tranchant a l'e.l.u.... 27
Figure III.11. Diagrammes du moment flechissant a l'e.l.s.... 27
Figure III.12. Poutrelles a quatre travees 28
Figure III.13. Diagrammes du moment flechissant et l'effort tranchant a l'ELU 28
Figure III.14. Diagrammes du moment flechissant a l'ELS 29
Figure III.15. Poutrelles a cinq travees 30
Figure III.16. Diagrammes du moment flechissant et l'effort tranchant a l'ELS.... 30
Figure III.17. Diagrammes du moment flechissant a l'ELS 30
Figure III.18. Dimensionnement de la poutrelle 31
Figure III.19. Section consideree pour le calcul de ferraillages en travée 31
Figure III.20. Section consideree pour le calcul de ferraillages en appui 31
Figure III.21. Ferraillages des poutrelles 35
Figure III.22. Dimensions de l'escalier.... 38
Figure III.23. Charge sur l'escalier a l'elu 40
Figure III.24. Diagramme du moment flechissant (ELU).... 41
Figure III.25. Charge sur l'escalier a l'els.... 41
Figure III.26. Diagramme du moment flechissant(ELS).... 42
Figure III.27. Section de calcul d'escalier.... 42
figure III.28. schema des lignes de la rupture dans la dalle....50
Figure. IV.1. Vue de la Structure en 3D....54
Figure. IV.2. Disposition des voiles en 3D et en 2D pour le RDC....55
Figure.IV.3.le spectre de réponse suivant x y....59
Figure. IV.4. Comportement de 1er mode (translation pur suivant l'axe X)....64
Figure. IV.5. Comportement de 2ème mode (translation pur suivant l'axe Y)....64
Figure. IV.6. Comportement de 3ème mode (rotation autour de l'axe Z)....64
Figure. IV.7. Concentration des forces sismiques aux étages....69
Figure .V.1. Disposition des armatures pour les poutres....80

Figure .V.2. Disposition des armatures dans les poteaux.....84
Figure .V.3. Disposition des armatures verticales dans les voiles.....88
Figure. V.4. Disposition et numérotation des voiles.....88
Figure .VI.1. Les efforts normaux des poteaux et des voiles à l'ELS.....98
Figure .VI.2.Le choix final des semelles.....99
Figure. VI.3. Les bulbes de pression sous la semelle.....100
Figure.VI.4. Vérification chevauchement entre les semelles isolées.....101
Figure.VI.5. Le ferraillage des semelles filantes sous poteau.....108
Figure.VI.6. Ferraillage des longrines.....110

Notations

♦*Majuscules romaines :*

A : Section d'acier tendu.
A' : Section d'acier comprimé.
A max, Amin: Section d'acier maximale et minimale
B : Aire du béton.
Br : Section réduite du béton d'un poteau.
Bt : Section de la partie tendue.
Lt : Largeur de la section tendue.
Mt : Masse torsionnelle.
E.L.S : Etat Limite de Service.
E.L.U : Etat Limite Ultime.
Ev : Module de déformation longitudinale différée du béton.
Ei : Module de déformation longitudinale instantanée du béton.
Es : Module de déformation longitudinale de l'acier.
I : Moment d'inertie.
Ie : Moment d'inertie équivalent.
M : Moment fléchissant.
Mt : Moment fléchissant en travée d'une poutre.
Ma : Moment fléchissant en appui d'une poutre.
Mu : Moment fléchissant à l'E.L.U.
Mser : Moment fléchissant à l'E.L.S.
N : Effort normal.
Nser : Effort normal de service.
NU : Effort normal ultime.
Tu : Effort tranchant ultime.
G : Charge permanente.
Q : Charge d'exploitation.
E : Charge sismique.

♦*Minuscules romaines :*

h **:** Hauteur de la section du béton.
b : Largeur de la section du béton.
b_0 **:** Largeur de la nervure du béton **(**section en **Té).**
c, c' : Enrobage supérieur et inférieur.
d : Hauteur utile d'une section.
f : Flèche.
f_{cj} **:** Résistance caractéristique du béton à la compression à **« j »** jours.
f_{c28} **:** Résistance caractéristique du béton à la compression à **« 28 »** jours.

f_e **:** Limite d'élasticité de l'acier.

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

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

i : Rayon de giration.

L_f **:** Longueur de flambement.

S_t **:** Espacement de cours d'armature transversale.

♦Majuscules grecques :

Δ : Variation.
∑ : sommation.
Φ: Diamètre nominal d'une barre d'aciers.
W : poids

♦Minuscules grecques :

α: Angle.
γ : Coefficient de sécurité.
ε: Déformation relative.
η: Coefficient de fissuration.
λ:Élancement mécanique.
μ: Coefficient de frottement.
ν: Coefficient de POISSON.
ρ : Rapport de deux dimensions
σ : Contrainte normale.
τ : Contrainte tangentielle.
δ: Déplacement d'un niveau.

♦Autres notations :

C.V : condition vérifie.
C.N.V : condition non vérifie**.**

Introduction générale:

L'Algérie possède de nombreuses régions sismiques et l'occurrence de tremblements de terre destructeurs n'y est pas exclue. A cet effet, la formation des concepteurs aux structures parasismiques est donc indispensable.

Une construction parasismique est une conception capable de résister à un niveau d'agression sismique défini réglementairement. Elle peut subir des dommages irréparables, mais elle ne doit pas s'effondrer sur ses occupants.

L'objectif principal des règles de construction parasismique est la sauvegarde du maximum de vies humaines et limiter les pertes économiques.

Le principe de la conception parasismique repose sur cinq démarches indissociables dont le non-respect d'une seule peut être à l'origine de l'effondrement du bâtiment :

- Le choix du site d'implantation ;
- La conception architecturale ;
- Le respect des règles parasismiques ;
- La qualité de l'exécution ;
- La maintenance des bâtiments.

I.1. présentation de l'ouvrage :

Ce projet consiste en l'étude et aux calculs des éléments résistants d'un bloc (RDC+5) à usage habitation qui sera implanté a hammam melouane wilaya de BLIDA (wilaya de forte sismicité -ZONE III- selon RPA99version 2003).

La stabilité de cet ouvrage est assurée par un système de contreventement : portique contreventés par des voiles.

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

- Le règlement de béton armé « CBA 93».
- Le règlement « charges permanentes et charges d'exploitation DTR».
- Le règlement parasismique « RPA99version2003».

La communication verticale d'un étage à l'autre s'effectue conjointement par un escalier,

Les planchers sont constitués de dalles en corps creux et pleines assurant une rigidité du diaphragme horizontal et une sécurité contre l'incendie.

I.2. Description géométrique de l'ouvrage :

I.2.a. Dimensions en plan :

- Longueur totale du bâtiment : 21,40 m
- Largeur totale du bâtiment : 20,15 m

I.2.b. Dimensions en élévation :

- Hauteur totale du logement: 19.44 m sans acrotère.
- Hauteur de l'étage courant : 3,24 m
- Hauteur de RDC : 3.24 m.

I.3. Classification du bâtiment :

1 – ***Selon leur importance :*** Le bâtiment est un ouvrage classé dans le *" **groupe 2**",* car il est à usage d'habitation dont la hauteur ne dépasse pas *48 m*. [Art 3.2 RPA99 v2003]

2- ***Selon la nature du sol :*** a titre indicatif et en absence du rapport du sol on a considéré le site comme **meuble (S3).**

I.4. Description constructive de l'ouvrage :

➢ ***Système de contreventement :***

Notre bâtiment comporte une hauteur dépassent les 11m, ainsi le Règlement Parasismique

Algérien (RPA99) préconise un système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification d'interaction portique voile.

I.4.a. Planchers :

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

Les planchers en béton se divisent principalement en deux types:

- Le plancher à corps creux
- Le plancher à dalle plein.

I.4.b. Maçonnerie :

La maçonnerie du bâtiment sera exécutée en briques creuses selon deux types :

- **Murs extérieurs** (double cloison) : constitués d'une double paroi en briques (***10*** et ***15 cm*** d'épaisseur) séparées par une âme d'air de ***10 cm*** d'épaisseur.
- **Murs intérieurs** (simple cloison) : constitué par une seule paroi de briques de ***10 cm*** d'épaisseur.

I.4.c. Les revêtements :

Le revêtement de la structure est constitué par :

- Carrelage de 2cm pour : chambres, couloir et les escaliers
- De la Céramique recouvrant les mures dans les salles d'eau
- De l'enduit de plâtre pour les murs intérieurs et plafonds
- Du mortier du ciment pour crépissages des façades extérieurs

I.4.d. Les escaliers :

La circulation entre les étages de notre bâtiment est assurée par un escalier droit à deux volées avec des paliers inter-étages.

I.4.e. Couverture :

Le plancher terrasse utilisé dans ce bâtiment est un terrasse inaccessible.

1.4. f. plafond :

Réalisé sous l'élément porteur, enduit de plâtre, plaques préfabriquées.

I.4.g. L'acrotère :

L'acrotère est un élément secondaire de la structure composé essentiellement en béton armé, plus quelques types de revêtement (enduit en ciment,…), Son rôle principal est d'éviter le

débordement des eaux pluviales sur les murs extérieurs, et la protection contre l'infiltration des eaux pluviales (empêcher leur ruissellement par le lamier) qui provoqueraient des fissures suivant la lignes de joncture entre l'acrotère et la forme de pente au niveau de la terrasse.
La terrasse étant inaccessible, le dernier niveau est entouré d'un acrotère en béton armé d'une hauteur variant entre ***60 cm*** et ***100 cm*** et de ***10 cm*** d'épaisseur.

I.4.h. L'infrastructure :

C'est la partie d'interaction structure – sol, qui forme un ensemble rigide assure l'encastrement de la structure dans le terrain ainsi que la transmission des efforts apportés par la structure au bon sol. Dans notre cas σ_{sol} = ***1.8bars*** (rapport de sol).
Le type des fondations superficielles sont des semelles isolées ou filantes qui sont reliées par des longrines.

I.5. Caractéristiques 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 (CBA 93).
Les caractéristiques des matériaux sont devisées comme suite :

➡ ***I.5.1. Le béton :***

Le béton est un matériau de construction hétérogène, constitué artificiellement par un mélange intime de matériaux inertes appelés « granulats » (sable, graviers, pierres cassées, …). Avec du ciment et de l'eau et éventuellement d'adjuvants pour en modifier les propriétés.

I.5.1.a. caractéristique du Béton :

- ♦ Facile à le fabriquer et à le mettre en œuvre sur chantier (bonne ouvrabilité)
- ♦ Bonne résistance aux actions climatiques.
- ♦ Bonne résistance à la compression de l'ordre ***25*** à ***40 MPa.***
- ♦ Faible résistance à la traction de l'ordre de ***1/10*** de sa résistance à la compression

I.5.1.b. composition du béton :

Tableau I.1. Composition de $1m^3$ du béton

Les constituent	Ciment « classe CPA425 »	Graviers « diamètre 15 à 25 mm »	Sable « diamètre 0 à 5 mm »	eau de gâchage
quantité	***350 kg/m³***	***1200 Kg***	***800 L***	***125 L***

I.5.1.c. caractéristiques physiques et mécaniques de béton: « *Les règles CBA93* »

Les hypothèses et les données de calcul sont résumées dans le tableau suivant :

Tableau I.2. Hypothèse de calcul « Béton »

les caractéristiques	*Valeur / loi*
masse volumique de béton	ρ =2500Kg/m³.
Résistance à la compression à 28 jours du béton	f_{c28} =25 MPa
Résistance à la traction du béton	$f_{tj} = 0.6 + 0.06\ f_{cj}$ f_{tj}= 2.1 MPa
Module d'élasticité	***Instantané :*** $E_{ij} = 11000 \cdot f_{cj}^{1/3}$ (MPa) ; E_{ij} = 32164.195 MPa
	Différé : $E_{vj} = {}^{E_{ij}}/_{3}$ $E_{vj} = 3700 \cdot f_{cj}^{1/3}$ (MPa) ; E_{vj}=10818.900 MPa
Coefficient de poisson	***Pour le calcul des sollicitations :*** υ = 0 (béton fissuré)
	Pour le calcul des déformations : υ = 0,2 (béton non fissuré).
Coefficient de dilatation	θ = 1*10-5
Module de déformation transversal « module de cisaillement »	$G = \frac{E}{2(1+\upsilon)}$ G=0,41.10^7
Les Contraintes limites	***ELU :*** $\sigma_{bc} = \frac{0.85\ f_{c28}}{\theta.\gamma_b}$ ●γ_b=1.5 situation durables ou transitoires …σ_{bc} =14.2 MPa ●γ_b=1.15 situation accidentelles…σ_{bc} =18.48 MPa
	ELS : $\sigma_{bc} = 0.6 f_{c28}$; σ_{bc} = 15 MPa

I.5.2. Les aciers : « *Les règles CBA93* »

L'acier est un alliage fer carbone en faible pourcentage, leur rôle est d'absorbé les efforts de traction, de cisaillement et de torsion, on distingue deux types d'aciers :

- ♦Aciers doux ou mi-durs pour ***0.15 à 0.25%*** de carbone.
- ♦Aciers durs pour ***0.25 à 0.40 %*** de carbone.

Les aciers utilisés en BA sont les aciers de nuance douce (0,15 à 0,25 % de carbone).

I.5.2.a. Caractéristiques mécaniques de l'acier :

Tableau I.3. Hypothèse de calcul « Acier »

les caractéristiques	*Valeur / loi*
masse volumique de l'acier	$\rho = 7850 Kg/m^3$.
la limite d'élasticité de l'acier à haute adhérence	$f_e = 400 Mpa$
module d'élasticité de l'acier	$E_s = 2.10^5 Mpa$
Contrainte de calcul d'acier	***ELU :*** $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$ $\gamma_s = 1.15$ situation durables ou transitoires $\gamma_s = 1$ situation accidentelles
	ELS : ●La fissuration peu nuisible : $\sigma_s = f_e$ ●La fissuration préjudiciable : $\overline{\sigma_s} = Min\left\{\frac{2}{3} f_e \ , \ 110\sqrt{\eta . f_{tj}}\right\}$ ● La fissuration très préjudiciable : $\overline{\sigma_s} = Min\left\{\frac{1}{2} f_e \ , \ 90\sqrt{\eta . f_{tj}}\right\}$
Coefficient de fissuration	$\eta = 1.0$ pour les ronds lisses(R.L).
	$\eta = 1.6$ pour les armatures à haute adhérence (H.L).

II.1. Introduction :

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

II.2.Prédimensionnement des éléments résistants :

II.2.1.prédimensionnement des planchers :

Les planchers sont des surfaces planes horizontales dont l'épaisseur est faible par rapport aux autres dimensions (largeur et longueur). Ils assurent l'isolation thermique et phoniques entres les niveaux de la construction et transmettent les charges du bâtiment aux éléments porteurs. Ils assurent également la protection contre l'incendie

II.2 .1. a. Plancher à corps creux :

Plancher à corps creux constitué d'éléments porteurs (poutrelle préfabriquées) et éléments de remplissage (corps creux), le tout surmonté d'une dalle de compression.

L'épaisseur du plancher est donnée par la formule empirique suivante :

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

Avec : $$\frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{22.5} \rightarrow \mathbf{h_t} \geq \frac{L}{22.5}$$

Tel que : $\mathbf{h_t}$: La hauteur totale du plancher.

L : la portée la plus longue de la poutrelle mesurée à nus des appuis.

Pour le cas de notre structure, nous avons : L=440 cm

D'où alors : $\frac{440}{25} \leq h_t \leq \frac{440}{20} \rightarrow 17.6 \leq h_t \leq 22$

Avec : $h_t \geq \frac{440}{22.5} = 19.56$ cm

On adopte : $\mathbf{h_t}$**=20cm = (16 + 4)** tel que :

d =16cm (hauteur de corps creux).

e =4cm (hauteur de la dalle de compression, selon le *(CBA93 ARTICLE B7.2.2)*

-Condition isolation acoustique :

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

$h_{min} \geq$ **16 cm, d' où on a 20 cm > 16 cm. (C.V*)***

II.2 .1. b. Dalle pleine :

Les dalles sont des plaques minces dont l'épaisseur est faible par rapport aux autres dimensions et qui peuvent reposer sur 2, 3 et 4 appuis.

Ce type d'éléments travail essentiellement en flexion.

Le prédimensionnement de l'épaisseur des dalles pleines dépend des critères suivants :

● ***Critère de résistance :***

Dalle reposant sur 2 appuis : $\frac{L_x}{35} < e < \frac{L_x}{30}$

Dalle reposant sur 3 ou 4 appuis : $\frac{L_x}{45} < e < \frac{L_x}{40}$

Avec : $\boldsymbol{L_x}$ **:** la plus grande portée mesurée entre axe. L_x =470cm

e : épaisseur de la dalle.

$\frac{470}{45} < e < \frac{470}{35}$ ➔ $10.44 < e < 13.42$

On adopte : **e = 15 cm**

● ***Sécurité contre l'incendie :***

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

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

e=17,5 cm pour quatre heures de coup de feu.

● ***Condition d'isolation acoustique :*** $e \geq 15$ cm

II.3. Evaluation des charges et surcharges:

II.3.1. Maçonnerie :

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

Tableau II.1. Charges permanentes du mur double cloison

N°	Composant	Ep (m)	P_v(KN/m^3)	P_s(KN/m^2)
01	Enduit en plate	0.01	10	0.10
02	Enduit en ciment	0.02×2	18	0.72
03	Brique creuse	0.10×2	9	1.8
04	Lame d'aire	0.10	/	/
	G_T			**2.62**

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

Tableau II .2 .Charges permanentes du mur simple cloison

N°	Composants	Ep (m)	P_v(KN/m^3)	P_s(KN/m^2)
01	Enduit plate	0.01×2	10	0.2
02	Enduit ciment	0.015×2	18	0.54
03	Enduit creuse	0.1	9	0.9
	G_T			**1.64**

II.3.2.Plancher de terrasse :

II.3.2.a. Charge permanentes :

Tableau .II.3. Charges permanents du plancher terrasse (corps creux).

N°	Composants	Epaisseur	P_v(KN/m^3)	P_s(KN/m^2)
1	Gravier roulé (8/15)	0.05	18	0.90
2	Etanchéité multicouche	0.02	6	0.12
3	Papier kraft	-	-	0.05
4	Film polyane	-	-	0.05
5	Liège (isolant thermique)	0.04	4	0.16
6	Pare vapeur	0.01	2	0.02
7	Forme de pente	0.12	22	2.64
8	Plancher (16+4)	0.16+0.04	-	2.80
9	Enduit plate	0.02	10	0.20
	Charge permanente G			**6.94**

Tableau .II.4. Charges permanents du plancher terrasse (Dalle pleine).

N°	**Composants**	**Epaisseur**	**P_v(KN/m^3)**	**P_s(KN/m^2)**
1	Gravier roulé (8/15)	0.05	18	0.90
2	Etanchéité multicouche	0.02	6	0.12
3	Papier kraft	-	-	0.05
4	Film polyane	-	-	0.05
5	Liège (isolant thermique)	0.04	4	0.16
6	Pare vapeur	0.01	2	0.02
7	Forme de pente	0.12	22	2.64
8	Dalle pleine	0.15	25	3.75
9	Enduit plate	0.02	10	0.20
	Charge permanente G			**7.89**

II.3.2.b. Charge d'exploitation:

- Terrasse inaccessible: **Q = 1 KN/m^2 .**

II.3. 3 .plancher courant :

II.3.3.a. Charge permanentes :

Tableau .II.5. Charges permanents du plancher courant (corps creux).

N°	***Composants***	***Epaisseur(m)***	***P_v(KN/m^3)***	***P_s(KN/m^2)***
1	carrelage	0.02	22.00	0.44
2	Mortier de pose	0.02	20.00	0.40
3	Lit de sable	0.30	18.00	0.54
4	Plancher (16+4)	0.16+0.04	-	2.80
5	Enduit en plate	0.02	10.00	0.20
6	Mur simple cloison	0.10	-	1.62
	Charge permanente G			**6.00**

Tableau .II.6. Charges permanents du plancher courant (Dalle pleine).

N°	*Composants*	*Epaisseur(m)*	$P_v(KN/m^3)$	$P_s(KN/m^2)$
1	carrelage	0.02	22.00	0.44
2	Mortier de pose	0.02	20.00	0.40
3	Lit de sable	0.30	18.00	0.54
4	Dalle pleine	15	25	3.75
5	Enduit en plate	0.02	10.00	0.20
6	Mur simple cloison	0.10	-	1.62
	Charge permanente G			**6.95**

II.3.3.b. Charge d'exploitation:

-Etage à usage habitation : **Q = 1.5 KN/m^2.**

-RDC à usage habitation : Q = **1.5 KN/m^2.**

II.4. Pré dimensionnement Les poutres :

Les poutres sont des éléments linéaires dont leur section est rectangulaire ou en T.

Elles sont dimensionnées d'après les conditions de Résistance et de la flèche, imposées par les règles *(CBA 93*)**.**

Avec :

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

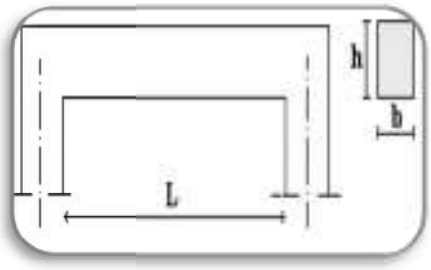


Figure. II .1. Schéma de la poutre

Le prédimensionnement des poutres est donné par les formules empiriques suivantes:

- (L/15) ≤h≤ (L/10)
- 0.3h ≤b≤0.7h

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

- h ≥ 30cm.
- b ≥ 20cm.
- $\frac{h}{b} \leq 4$.

Tableau .II.7. Pré dimensionnement des poutres

Éléments	Poutre Principale	Poutre Secondaire	Poutre Palière
Longueur	L_{max} = 440 cm	L_{max} = 425 cm	L_{max} = 285 cm
Prédimensionnement	29.33≤ h ≤ 44 h= 35 cm 10.5 ≤ b ≤ 24.5 b= 30 cm	28.33≤ h ≤ 42.5 h= 30 cm 9≤ b ≤ 21 b= 25 cm	19≤ h ≤ 28.5 h= 30 cm 9≤ b ≤ 21 b= 25 cm
Section choisir	35 cm × 30 cm	30 cm × 25 cm	30 cm × 25 cm
Vérification RPA99 Version 2003	h ≥ 30cm…….**cv** b ≥ 20cm…….**cv** $\frac{35}{30}$ = 1.16 ≤ 4…..**cv**	h ≥ 30cm….**cv** b ≥ 20c…….**cv** $\frac{30}{25}$ = 1.2 ≤ 4 .....**cv**	h ≥ 30cm….**cv** b ≥ 20c…….**cv** $\frac{30}{25}$ = 1.2 ≤ 4 .....**cv**
Vérification de la flèche(CBA93)	$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$ $\frac{35}{440} = 0.079 \geq \frac{1}{16}$ **C.V**	$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$ $\frac{30}{425} = 0.070 \geq \frac{1}{16}$ **C.V**	$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$ $\frac{30}{285} = 0.1 \geq \frac{1}{16}$ **C.V**
Conclusion	**35 cm × 30 cm**	**30 cm × 25 cm**	**30 cm × 25 cm**

II.5. Pré dimensionnement des poteaux:

Ce sont les éléments porteurs verticaux en béton armé ils constituent des points d'appuis pour transmettre les charges aux fondations. Les poteaux sont sous-forme carrée Rectangulaire ou circulaire. On utilise généralement le poteau de forme carrée car il est le Plus Abordable question économique et il peut résister Aux différentes sollicitations.

Pour le prédimensionnement des poteaux on utilisera un calcul basé sur la descente des charges qui a pour but l'évaluation des actions de pesanteur des charges permanentes et D'exploitations, c'est pour quoi le prédimensionnement des poteaux se fait sous l'effet de L'effort normal ultime de compression, on choisissant le poteau le plus sollicité.

II.5.1.Etapes de pré dimensionnement :

♦ Choix du poteau le plus sollicité.

♦Le prédimensionnement de la section transversale des poteaux doit satisfaire aux conditions du *RPA.99v2003 [Art 7.4.1]* **(**Pour les poteaux rectangulaires (carrés) **:**

✓ Min (b, h) ≥ 25 cm. (Zone I et IIa)

✓ Min (b, h) ≥ 30 cm. (Zone IIb et III)

✓ Min (b, h)≥ $\frac{he}{20}$.

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

♦ Calcul de la surface reprise par le poteau.

♦ Détermination des charges permanentes et d'exploitation revenant a ce poteau.

♦ Une majoration de 10% des efforts normaux pour les poteaux intermédiaire voisins des poteaux de rive dans le cas des bâtiments comportant au moins trois Travées **(Nu^*=1 .1Nu)** *CBA93 [Art B.8.1.1]*.

♦ L'effort normal ultime agissant sur un poteau droit **Nu** doit être au plus égale à la valeur suivante :

$$\left[N_{ultime} \leq \frac{B_r f_{c28}}{0.9\,\gamma_b} + A \frac{f_e}{\gamma_s} \quad .\alpha \right]$$

Avec :

• N_{ultime} : Effort normal admissible a l'E .L.U.

• B_r : La section réduite du poteau obtenue en déduisant de sa réelle un centimètre d'épaisseur sur toute sa périphérie « B_r**= (b−2cm)** ∗**(h−2cm) ».**

•f_{c28} **Et** f_e : Résistances caractéristiques du béton et de l'acier

•**As :** Section d'armatures dans le poteau prisé égale a 0,1% de la section réelle du poteau **(A=B/1000).**

•$\gamma_s$et γ_b : Coefficient fonction de sécurité du béton et de l'acier (situation durable : γ_b **=1.5** ; γ_s**=1.15).**

• α : Coefficient fonction de l'élancement du poteau a calculé.

$$\begin{cases} \alpha = \dfrac{0.85}{1+0.2(\frac{\lambda}{35})^2} & \textbf{pour} \quad \lambda \leq 50 \\ \alpha = 0.6\,(\frac{50}{\lambda})^2 & \textbf{pour} \quad 50 \leq \lambda \leq 70 \end{cases}$$

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

•L_f:longueur de flambement.

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

➢ **0.7**∗ L_0 **:** si le poteau est a ses extrémités :

♦ Soit encastré dans un massif de fondation.

♦ traversé par des poutres de plancher ayant au moins même raideur **i.e. (I/L)** que lui dans le sens considéré.

➢ L_0 **=3.24m**

• **i**= $\sqrt{\frac{I_{min}}{S}}$: cest le rayon de giration ;où :

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

•**B=bxh** : aire total de la section du poteau

•**A** : section d'acier minimale A = $\frac{B}{1000}$

II.5.2. Décente des charges :

La descente des charges désigne l'opération consistant à calculer les efforts normaux résultant de l'effet des charges verticales sur les divers éléments porteurs verticaux (poteaux ou murs).

Tableau .II.8. Calcul de l'effort N

Etage	Dimension	Br (mm²)	L_0 (m)	L_f (m)	i (m)	λ	α	A (mm²)	N (KN)
5ème étage	**30× 30**	78400	3.24	2.268	0.087	26.19	0.7644	90	**1133.734**
4ème étage	**30× 30**	78400	3.24	2.268	0.087	26.19	0.7644	90	**1133.734**
3ème étage	**35× 35**	108900	3.24	2.268	0.101	22.45	0.7854	122.5	**1617.331**
2ème étage	**35× 35**	108900	3.24	2.268	0.101	22.45	0.7854	122.5	**1617.331**
1er étage	**40× 40**	144400	3.24	2.268	0.115	19.64	0.7996	160	**2182.783**
RDC	**40×40**	144400	3.24	2.268	0.115	19.64	0.7996	160	**2182.783**

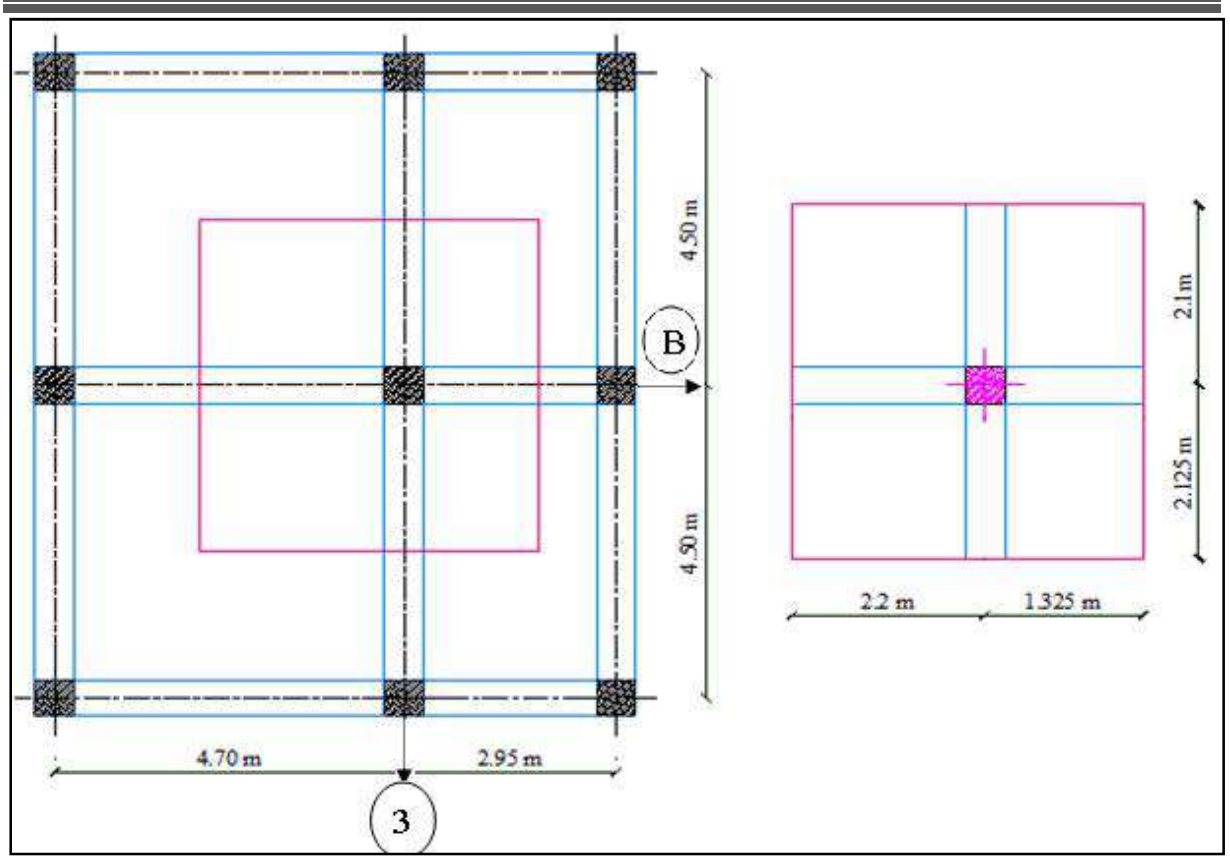


Figure. II .2. Surface de plancher supporter par le poteau plus sollicité

♦ surface du plancher revenant au poteau :

$$S_p = 14.89m^2$$

♦ surface totale **:**

$$S_T = 17.31m^2$$

II.5.3 .Détermination des charges et surcharges :

II.5.3.a. Charge permanente :

•$G_{plancher} = P_{plancher} \times S_{plancher}$

•$G_{poteau} = 25 \times S_{poteau} \times h_{poteau}$

• $G_{poutres} = 25 \times S_{poutres} \times L_{poutres}$

→G = $G_{plancher} + G_{poteau} + G_{poutres}$

Tableau .II.9. Détermination des charges permanentes

Etage	$G_{plancher}$ (KN)	G_{pot} (KN)	G_{PP} (KN)	G_{PS} (KN)	G(KN)	G_{Cum} (KN)
$5^{ème}$ étage	103.34	7.29	11.55	7.97	130.15	130.15
$4^{ème}$ étage	89.34	7.29	11.55	7.97	116.15	246.29
$3^{ème}$ étage	89.34	9.92	11.55	7.97	118.78	365.08
$2^{ème}$ étage	89.34	9.92	11.55	7.97	118.787	483.86
1^{er} étage	89.34	12.96	11.55	7.97	121.82	605.68
RDC	89.34	12.96	11.55	7.97	121.82	727.498

II.5.3.b. Charge d'exploitation :

Comme il est rare que toutes les surcharges d'exploitation agissent simultanément, on applique pour leur détermination la loi de dégression qui consiste à réduire les charges identiques à chaque étages de **10%** jusqu'à **0.5Q**.

♦ $Q_0 + \frac{3+n}{n}(Q_1 + Q_2 + \cdots\cdots + Q_n)$

Avec :

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

$\boldsymbol{Q_0}$ **:** La charge d'exploitation sur la terrasse.

$\boldsymbol{Q_1, Q_2}$ ····· $\boldsymbol{Q_n}$ **:** Les charges d'exploitation des planchers respectifs.

Les surcharges des planchers sont différentes :

$5^{ème}$ Étage : Q_0

$4^{ème}$ Étage : $Q_0 + Q_1$

$3^{ème}$ Étage : $Q_0 + 0.95\ (Q_1 + Q_2)$

$2^{ème}$ Étage : $Q_0 + 0.90\ (Q_1 + Q_2 + Q_3)$

$1^{èr}$ Étage : $Q_0 + 0.85\ (Q_1 + Q_2 + Q_3 + : Q_4)$

RDC : $Q_0 + 0.80\ (Q_1 + Q_2 + Q_3 + : Q_4 + Q_5$

Tableau .II.10. Détermination des charges d'exploitation

étage		Q(KN)		n	$\frac{3+n}{n}$	Q_{Cum} (KN)
	charges	$Q_{plancher}$	$Q_{plancher} \times S_T$			
$5^{ème}$ étage	Q_0	1	17,31	0		17,310
$4^{ème}$ étage	Q_1	1.5	25,965	1	1	43,275
$3^{ème}$ étage	Q_2	1.5	25,965	2	0,95	66,6435
$2^{ème}$ étage	Q_3	1.5	25,965	3	0,9	87,4155
1^{er} étage	Q_4	1.5	25,965	4	0,85	105,591
RDC	Q_5	1.5	25,965	5	0,8	121,17

II.5.3.c. Effort normal de résistance :

L'effort normal doit être majoré 10% pour le poteau plus sollicité

$$\begin{cases} N_u = 1.35\,G + 1.5Q \\ \overline{N_u} = N_u + 10\%\,N_u = 1.1N_u \end{cases}$$

Tableau .II.11. Détermination de l'effort normal ultime

étage	élément	$G_{élm}$ (KN)	$G_{étg}$ (KN)	G_{Cum} (KN)	$Q_{étg}$ (KN)	Q_{Cum} (KN)	N_u (KN)	$1.1N_u$ (KN)	N (KN)	vérification
$5^{ème}$ étage	PP	11,55	130,15	130,15	17,31	17,31	201,67	221,83	1133,73	**C.V**
	PS	7,97								
	Poteau	7,29								
	Plancher	103,34								
$4^{ème}$ étage	PP	11,55	116,15	246,3	25,97	43,28	397,41	437,15	1133,73	**C.V**
	PS	7,97								
	Poteau	7,29								
	Plancher	89,34								
$3^{ème}$ étage	PP	11,55	118,78	365,08	25,97	66,64	592,82	652,10	1617,33	**C.V**
	PS	7,97								
	Poteau	9,92								
	Plancher	89,34								

$2^{ème}$ étage	PP	11,55	118,78	483,86	25,97	87,42	784,33	862,76	1617,33	**C.V**
	PS	7,97								
	Poteau	9,92								
	Plancher	89,34								
1^{er} étage	PP	11,55	121,82	605,68	25,97	105,6	976,05	1073,65	2182,78	**C.V**
	PS	7,97								
	Poteau	12,96								
	Plancher	89,34								
RDC	PP	11,55	121,82	727,49	25,97	121,17	1163,87	1280,26	2182,78	**C.V**
	PS	7,97								
	Poteau	12,96								
	Plancher	89,34								

II.5.3.d. Vérification selon le RPA99v2003 :

L'article exige pour une structure située en zone III que les dimensions de la section transversale des poteaux doivent satisfaire les conditions suivantes :

Tableau .II.12. Vérification conditions RPA99v2003

Dimension	***Min*** $(b_1, h_1) \geq 30$	***Min (b, h)*** $\geq \frac{h_e}{20}$	$\frac{1}{4} \leq \frac{b_1}{h_1} \leq 4$	**Vérification**
30 × 30	Min (30,30) ≥ 30	Min (30, 30)≥ 16.2 cm	$\frac{1}{4} \leq 1 \leq 4$	**C.V**
35× 35	Min (35,35) ≥ 30	Min (35, 35)≥ 16.2 cm	$\frac{1}{4} \leq 1 \leq 4$	**C.V**
40× 40	Min (40,40) ≥ 30	Min (40, 40)≥ 16.2 cm	$\frac{1}{4} \leq 1 \leq 4$	**C.V**

II.6. Vérification aux zones nodales : *[Art7.5.1. RPA99v2003]*

Les poutres doivent respecter les dimensions ci-après :

$$\begin{cases} b_{max} \leq 1.5\, h_1 + b_1 \\ d \leq \text{Max}\left(\frac{b_1}{2}\,;\,\frac{h_1}{2}\right) \end{cases}$$

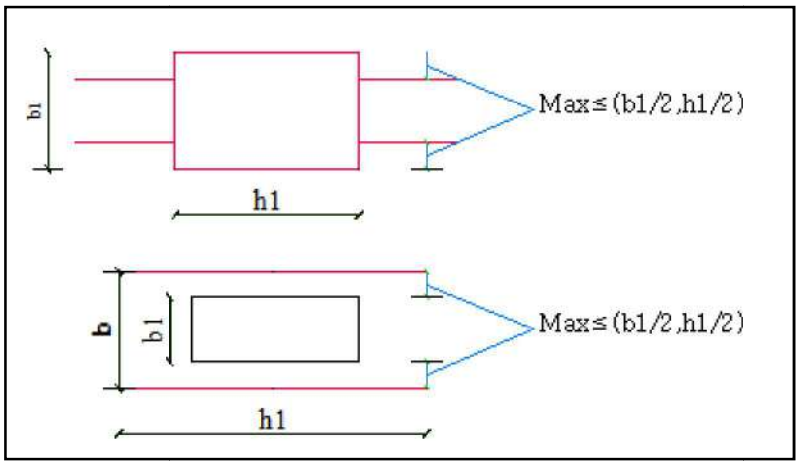


Figure. II .3. Zones nodales

Tableau .II.13. Vérification aux zones nodales

Etage	b_{max} (cm)	h_1 (cm)	b_1 (cm)	$b_{max} \leq 1.5\ h_1 + b_1$	d (cm)	Max $(\frac{b_1}{2} ; \frac{h_1}{2})$	d≤ Max $(\frac{b_1}{2} ; \frac{h_1}{2})$
$5^{ème}$et $4^{ème}$	30	30	30	**C.V**	0	15	**C.V**
$3^{ème}$ et $2^{ème}$	30	35	35	**C.V**	2.5	17.5	**C.V**
1^{er}et RDC	30	40	40	**C.V**	5	20	**C.V**

II.7. Les voiles :

Les voiles sont des murs en béton armé justifiés à l'article [ART.7.7.1 RPA 99V2003] , ils auront pour rôle le contreventement du bâtiment et éventuellement supporter une fraction des charges verticales.

L'épaisseur minimale est de ***15 cm***. De plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e (h_e = 3.24 m) et des conditions de rigidité aux extrémités.

$e \geq \frac{h_e}{25} \Rightarrow e \geq 11.76$ cm

$e \geq \frac{h_e}{22} \Rightarrow e \geq 13.36$ cm

$e \geq \frac{h_e}{20} \Rightarrow e \geq 14.70$ cm

On prend : **e = 15cm**

III. 1.L'acrotère :

III.1.1 Introduction :

► L'acrotère est un élément secondaire situé au niveau du plancher-terrasse. Il est considéré comme une console encastrée à sa base, soumise à son poids propre et à une surcharge horizontale.

Il est soumis à la flexion composée due à :

• Un effort normal dû à son poids propre (G).

• Un moment dû à la surcharge (Q)

► IL a pour rôle de :

• Servant comme garde-corps.

• Eviter les débordements des eaux pluviales du niveau des murs extérieurs.

► **Principe de calcul :**

Le calcul se fait en flexion composée dans la section d'encastrement pour une bande de 1m linéaire.

L'acrotère est exposé aux intempéries, donc la fissuration est préjudiciable, dans ce cas le calcul se fera à l'ELU, et à l'ELS.

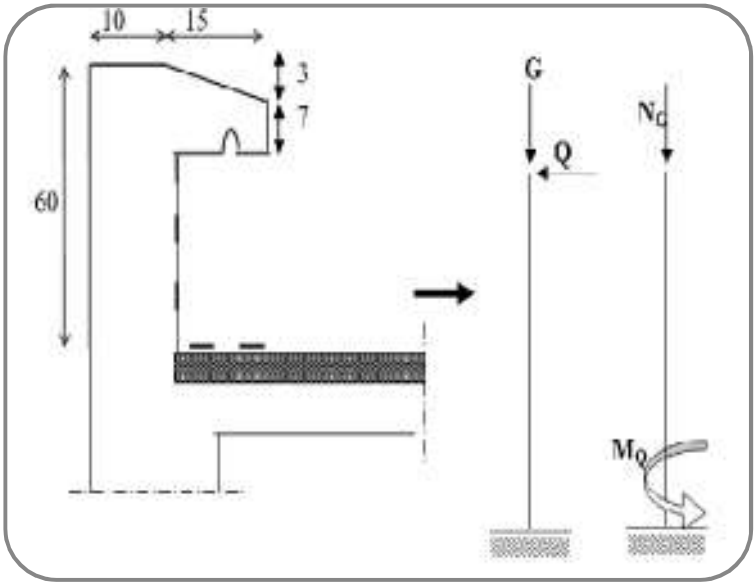


Figure. III.1.Dimensions de l'acrotère.

III.1.2 Evaluation des charges et surcharge d'exploitation :

III.1.2.1 Charge permanente:

G=25x 1× **[**(0.10x0.60) + ($\frac{0.15x0.03}{2}$) + (0.07x0.15)]=**1.82 KN/ml**

III.1.2.2 Surcharge d'exploitation :

Q= 1x1ml=**1KN/ml**

III.1.2.3 Combinaisons d'action :

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

	ELU	**ELS**
Effort normal **N** (KN)	Nu =1,35 × G = 1,35 × 1,82 **2,46 KN**	N_{Ser} = G =1,82 **1,82 KN**
Effort tranchant **T** (KN)	Tu =1,5 × Q = 1,5 × 1 **1,5 KN**	T_{Ser} =Q =1 **1 KN**
Moment d'encastrement **M** (KN .m)	Mu =1,5 × Q × h = 1,5 × 1 × 0,6 **0,9 KN.m**	M_{Ser} = Q × h= 1 × 0,6 **0,6 KN.m**

III.1.3 Ferraillage :

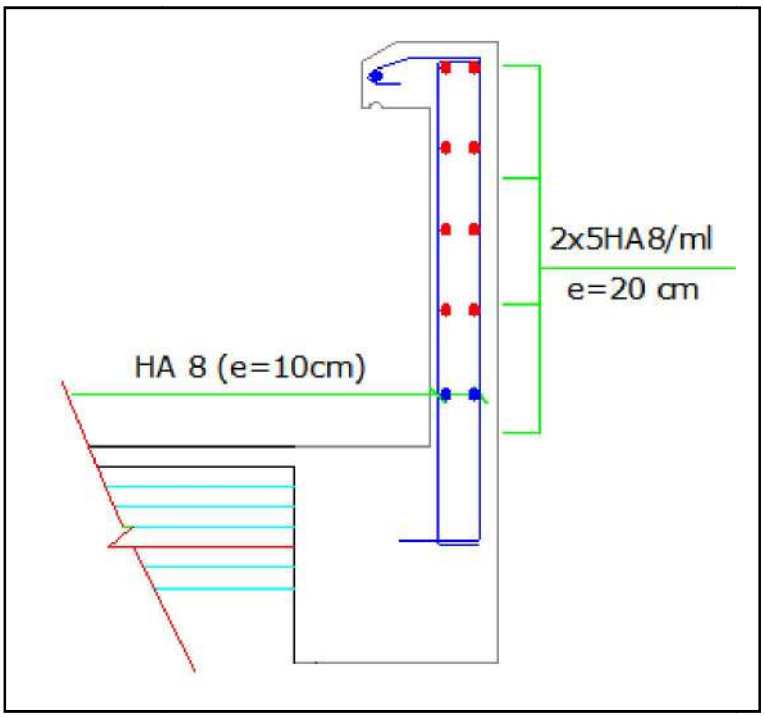


Figure. III.2. ferraillage de l'acrotère

III. 2.Les planchers :

Les planchers sont des éléments plans horizontaux ; supposés infiniment rigides dans leurs plans. Ils ont pour rôle :

●Isolation des différents étages du point de vue thermique et acoustique.

●Répartir les charges horizontales dans les contreventements.

●Assurer la compatibilité des déplacements horizontaux.

III.2.1.plancher à corps creux :

Ce type de planchers est constitué d'éléments porteurs (poutrelles en T) et d'éléments de remplissage (corps creux) avec une dalle de compression de ***4cm*** d'épaisseur.

a- Les poutrelles :

Les poutrelles sont des éléments préfabriqués, leur calcul est associé à une poutre continue semi encastré aux poutres de rives.

b. Dimensions de la poutrelle :

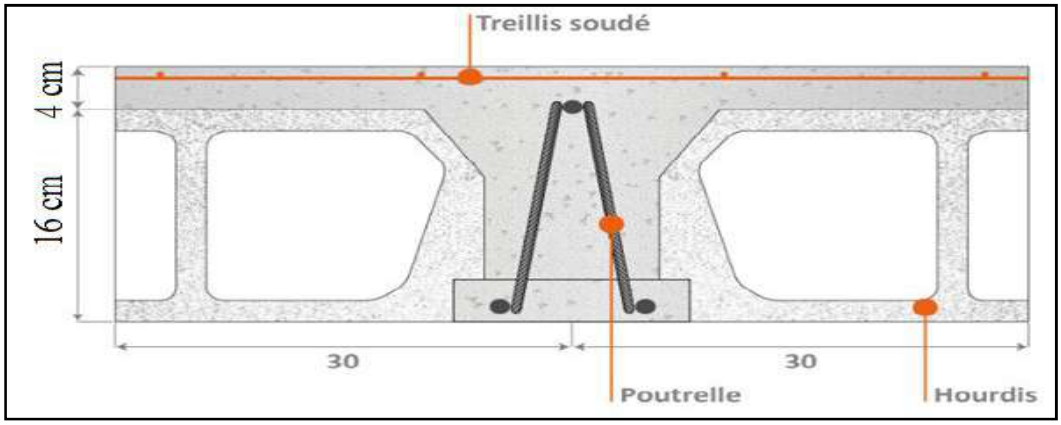


Figure III.3. Dimensions de la poutrelle

c. Type des poutrelles :

On a trois types des poutrelles à étudier :

►Poutrelles à deux travées :

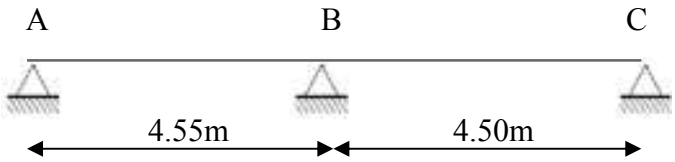


Figure III.4. Poutrelles à deux travées

►Poutrelles à quatre travées :

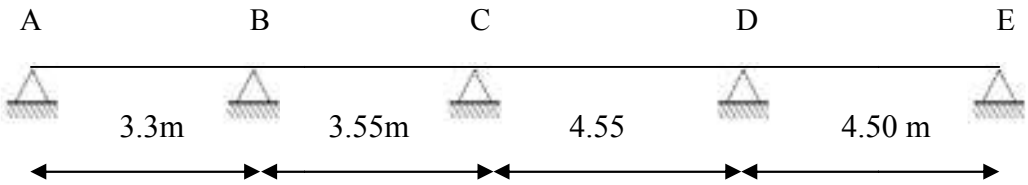


Figure III.5. Poutrelles à quatre travées

►Poutrelles à cinq travées :

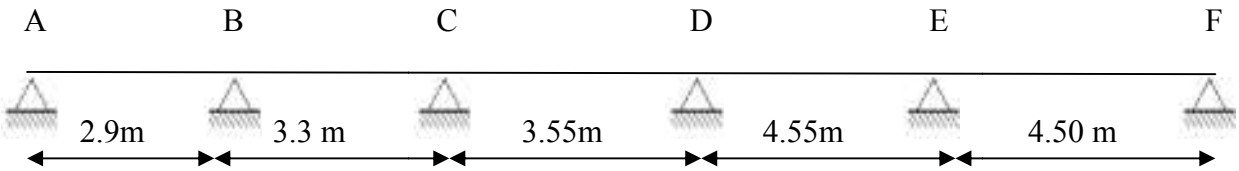


Figure III.6. Poutrelles à cinq travées

III.2.2.méthode de calcul :

Le calcul des poutrelles se fera en deux étapes :

- **1ère *Étape :*** Avant coulage du béton.
- **2ème *Étape :*** Après coulage du béton.

III.2.3. 1ère Étape : Avant coulage du béton:

Avant le coulage de la table de compression, la poutrelle est considérée comme poutre isostatique, elle supporte :

- Son Poids propre
- Poids propre du corps creux.
- Surcharge due à l'ouvrier

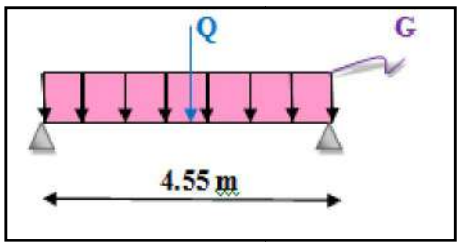


Figure III.7. Poutrelles avant coulage

III.2.3.1.Évaluation des charges :

► *charges permanentes :*

Poids propre de la poutrelle :……25 x 0.12 x 0.04 = **0.12** KN/ml

Poids propre du corps creux……...1 x 0.65 = **0.65** KN/ml

G = 0.77 KN/ml

► *charges d'exploitation :*

L'intensité du poids de l'ouvrier, des matériaux et du coffrage égale :

$$\mathbf{Q} = \text{Max}\begin{cases} 1\ \text{KN} \\ 0.5\ l_{max} = 0.5 \times 4.55 = 2.275\ \text{KN} \end{cases}$$

Q= 2.275 KN

$$f=\frac{5\times GL^4}{384\times EI}+\frac{Ql^3}{48EI}=\frac{5\times 0.77\times 4550^4}{384\times 2.1\times 10^5\times 640000}+\frac{2275\times 4550^3}{48\times 2{,}1\times 10^5\times 640000}=65.19\ \text{mm}$$

f = 65.19 mm >[f] =$\frac{4550}{500}$ = 9.1 mm……C.N.V

• ***Pour deux étais :***

G=0.77 KN/ml

$$\mathbf{Q} = \text{Max}\begin{cases} 1\ \text{KN} \\ 0.5\ l_{max} = 0.5 \times 2.275 = 1.1375\ \text{KN} \end{cases}$$

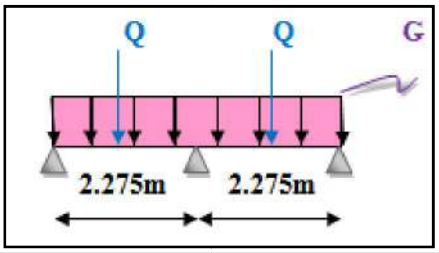


Figure III.8. Poutrelles avec deux étais

$$f=\frac{5\times GL^4}{384\times EI}+\frac{Ql^3}{48EI}=\frac{5\times 0.77\times 2275}{384\times 2{,}1\times 10^5\times 640000}+\frac{1137\times 2275^3}{48\times 2{,}1\times 10^5\times 640000}=4.07\ \text{mm}$$

f = 4.07mm < [f] = 4.55 mm ……C.V

• On prévoit donc **trois étaiements** pour aider la poutrelle.

III.2.4. 2ème Étape : Après coulage du béton:

La poutrelle est considérée comme une poutre continue.

III.2.5.Méthode de Calcul:

III.2.5.1.Méthode forfaitaire :

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.

$$Q \leq \begin{cases} 2G \\ 5KN/m^2 \end{cases}$$

• Les moments d'inertie de toutes les travées doivent être égaux et le rapport entre les travées successives doit être compris entre 0.8 et 1.25

• La fissuration est peu nuisible.

Remarque :

Si la méthode forfaitaire n'est pas applicable, on fait appel à la méthode de **Caquot.**

III.2.5.2.Méthode de Caquot :

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

Tableau III.2. Méthode de Caquot

Moment isostatique $\boldsymbol{M_0}$	Ql² / 8	
Moment en travée $\boldsymbol{M_t}$	$\frac{ql^2}{8} - \left(\frac{M_w + M_e}{2}\right)$	
Moment à l'appui $\boldsymbol{M_a}$	Appuis de rives	$0.2\boldsymbol{M_0}$
	Appuis intermédiaires	$(q_w.l'_w{}^3 + q_e.l'_e{}^3)/ (8.5(l'_w + l'_e))$
Longueur fictives **L'**	Travée de rive	L
	Travée intermédiaire	0.8 l
Effort tranchant **T**	T_w	$\left(\frac{ql}{2}\right) + \left(\frac{M_w - M_e}{l}\right)$
	T_e	$-\left(\frac{ql}{2}\right) + \left(\frac{M_w - M_e}{l}\right)$

Tel que :

- ♦$\boldsymbol{M_0}$ **:** Moment isostatique
- ♦M_w , M_e **:** Moments sur appuis de gauche et droite en valeur absolue
- ♦q_w : charge répartie à gauche de l'appui considéré
- ♦q_e : charge répartie à droite de l'appui considéré
- ♦l'_w : longueurs de travée fictives à gauche
- ♦l'_e : longueurs de travée fictives à droite
- ♦l : la portée de la travée libre
- ♦T_w : Effort tranchant à gauche de l'appui considéré
- ♦T_e : Effort tranchant à droite de l'appui considéré

III.2.5.3. Calcul des sollicitations:

Tableau III.3. Évaluation des charges

Niveau	G (KN/m²)	Q (KN/m²)	p_u (KN/ml) 1.35G + 1.5 Q	p_{ser}(KN/ml) G+Q
Plancher terrasse	6,94 × 0,65=4,511	1,00 × 0,65=0,65	**7,065**	**5,161**
Plancher courant	6,00 × 0,65=3,9	1,50 × 0,65=0,975	**6,73**	**4,875**

• (p_u) Terrasse = 1.35 (6.94) +1.5 (1) = 10.869 KN/ml

• (p_u) étg courant = 1.35 (6.00) + 1.5 (1.5) = 10.35 KN/ml

Donc, le plancher terrasse est le plus sollicité.

► ***Type 1 : poutrelle à deux travées***

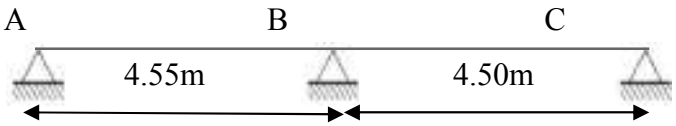


Figure III.9. Poutrelles à deux travées

Vérification des conditions de la méthode forfaitaire :

Tableau III.4. Vérification des conditions de la méthode forfaitaire

Conditions		Vérification
Condition concernant la charge d'exploitation		
$Q \leq \text{Min}\,[2G \text{ et } 5KN/m^2]$	$0{,}65 \leq \text{Min}\,[9{,}022 \text{ et } 5KN/m^2]$	**C.V**
Condition concernant les caractéristiques géométriques		
Le moment d'inertie de la poutrelle doit être même pour toutes les travées		**C.V**
$0{,}8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1{,}25$	$0{,}8 \leq \frac{4.55}{4.50} = 1{,}01 \leq 1{,}25$	**C.V**
Condition concernant le type de fissuration		
La fissuration considérée comme non préjudiciable (peu nuisible)		**C.V**

Tableau III.5. Différentes sollicitations dans la poutrelle à deux travées (ELU)

Travée	L (m)	M_0(KN.m)	M_w(KN.m)	M_e(KN.m)	M_t(KN.m)	T_w(KN)	T_e(KN)
AB	4,55	18.28	3.66	10.97	11.88	14,47	-17,68
BC	4,50	17.88	10.73	3.58	11.62	17,49	-14,30

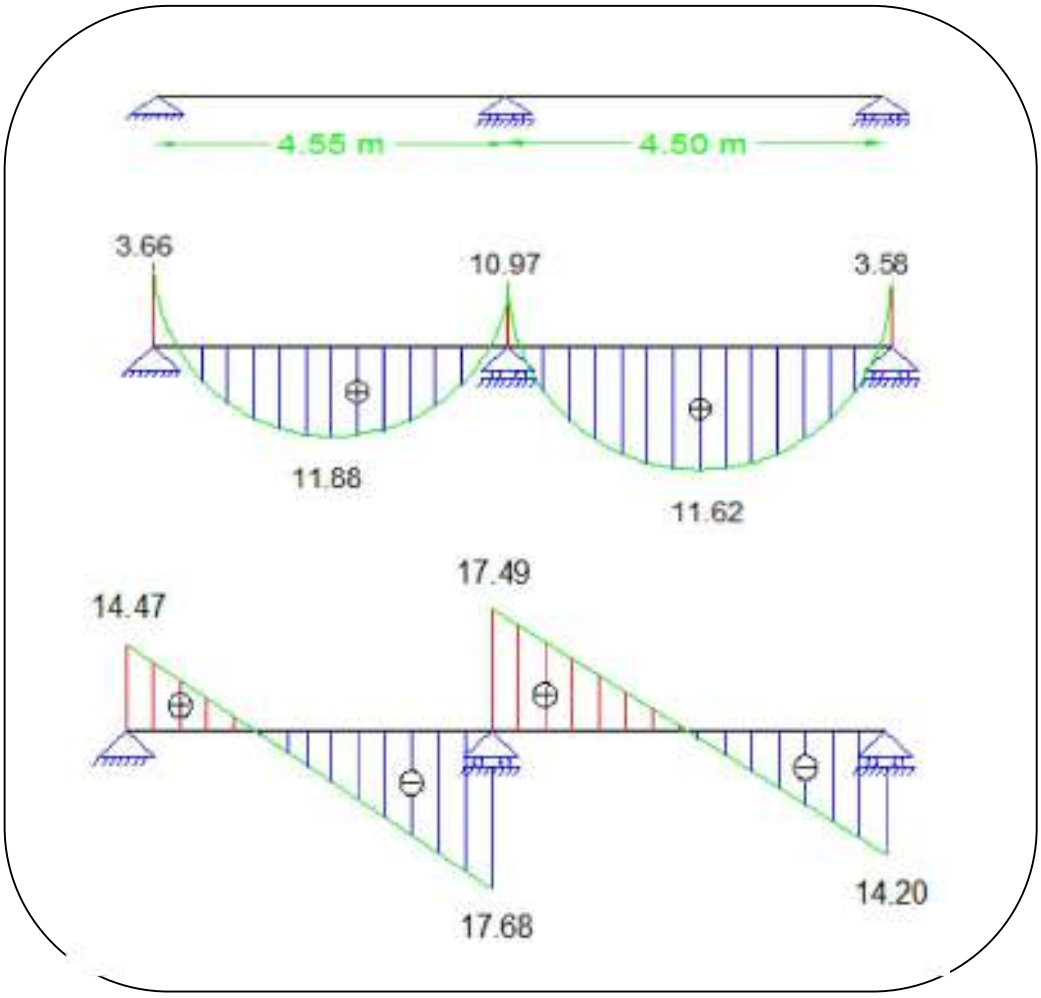


Figure III.10. Diagrammes du moment fléchissant et l'effort tranchant à l'E.L.U

Tableau III.6. Différentes sollicitations dans la poutrelle à deux travées (ELS)

Travée	L (m)	M_0(KN.m)	M_w(KN.m)	M_e(KN.m)	M_t(KN.m)
AB	4.55	13.35	2.67	8.01	8.68
BC	4.50	13.06	7.84	2.61	8.49

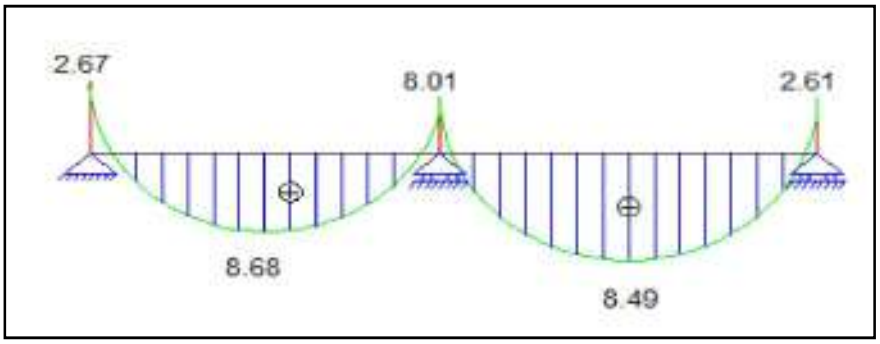


Figure III.11. Diagrammes du moment fléchissant à l'E.L.S

► ***Type 2 : poutrelle à quatre travées***

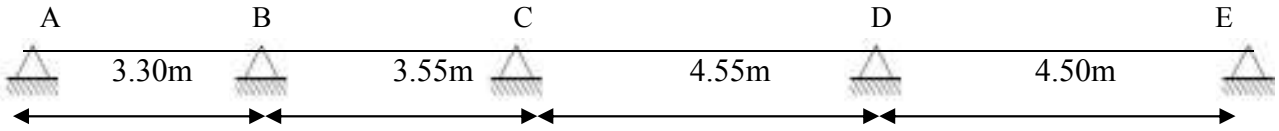


Figure III.12. Poutrelles à quatre travées

Tableau III.7. Différentes sollicitations dans la poutrelle à quatre travées (ELU)

Travée	L (m)	L' (m)	M_0 (KN.m)	M_t (KN.m)	M_w (KN.m)	M_e (KN.m)	T_w(KN)	T_e(KN)
AB	3.30	3.30	9.62	4.67	1.92	7.97	9.83	13.49
BC	3.55	2.84	11.13	2.58	7.97	9.12	12.21	12.87
CD	4.55	3.64	18.28	6.60	9.12	14.23	14.95	17.19
DE	4.50	4.50	17.88	8.98	14.23	3.58	18.26	13.53

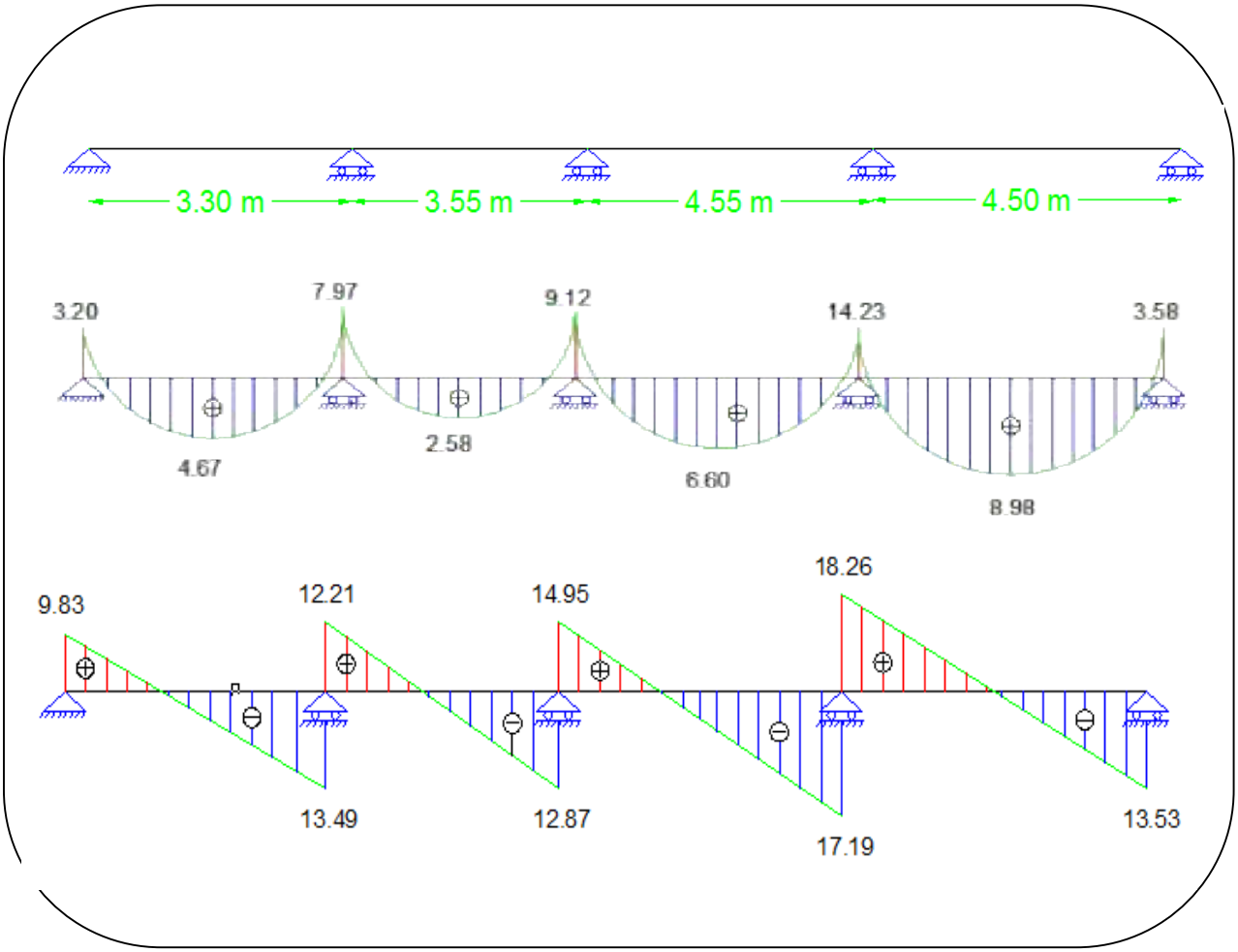


Figure III.13. Diagrammes du moment fléchissant et l'effort tranchant à l'E.L.U

Tableau III.8. Différentes sollicitations dans la poutrelle à quatre travées (ELS)

Travée	L (m)	L'(m)	M_0(KN.m)	M_t(KN.m)	M_w(KN.m)	M_e(KN.m)
AB	3.30	3.30	7.025	3.41	1.405	5.82
BC	3.55	2.84	8.13	1.89	5.82	6.67
CD	4.55	3.64	13.35	4.83	6.67	10.40
DE	4.50	4.50	13.06	6.56	10.40	2.61

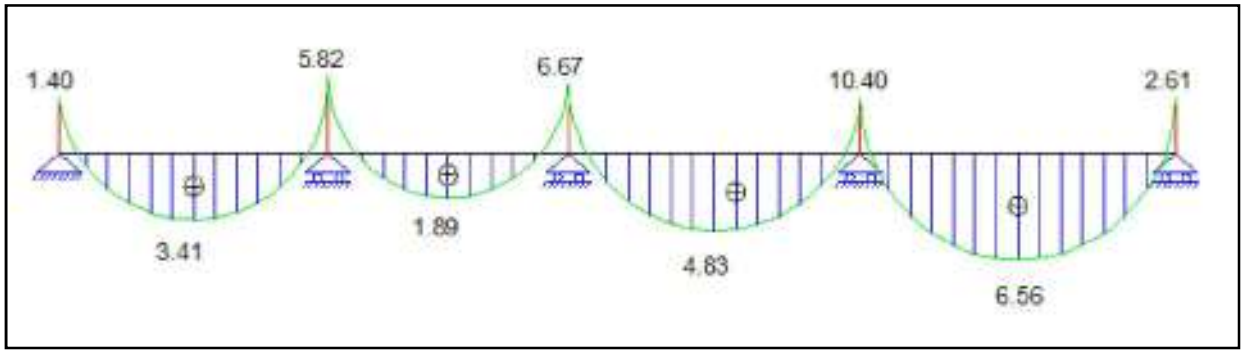


Figure III.14. Diagrammes du moment fléchissant à l'E.L.S

► ***<u>Type 3</u> : poutrelle à cinq travées***

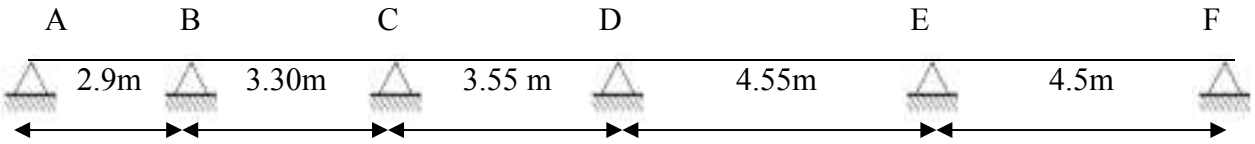


Figure III.15. Poutrelles à cinq travées

Tableau III.9. Différentes sollicitations dans la poutrelle à cinq travées (ELU)

Travée	L (m)	L' (m)	M_0 (KN.m)	M_t (KN.m)	M_w (KN.m)	M_e (KN.m)	T_w (KN)	T_e (KN)
AB	2.90	2.9	7.43	3.47	1.49	6.42	8.54	-11.95
BC	3.30	2.64	9.62	3.27	6.42	6.27	11.70	-11.61
CD	3.55	2.84	11.13	3.43	6.27	9.12	11.73	-13.35
DE	4.55	3.64	18.28	6.60	9.12	14.23	14.95	-17.20
EF	4.50	4.5	17.88	8.98	14.23	3.58	18.26	-13.53

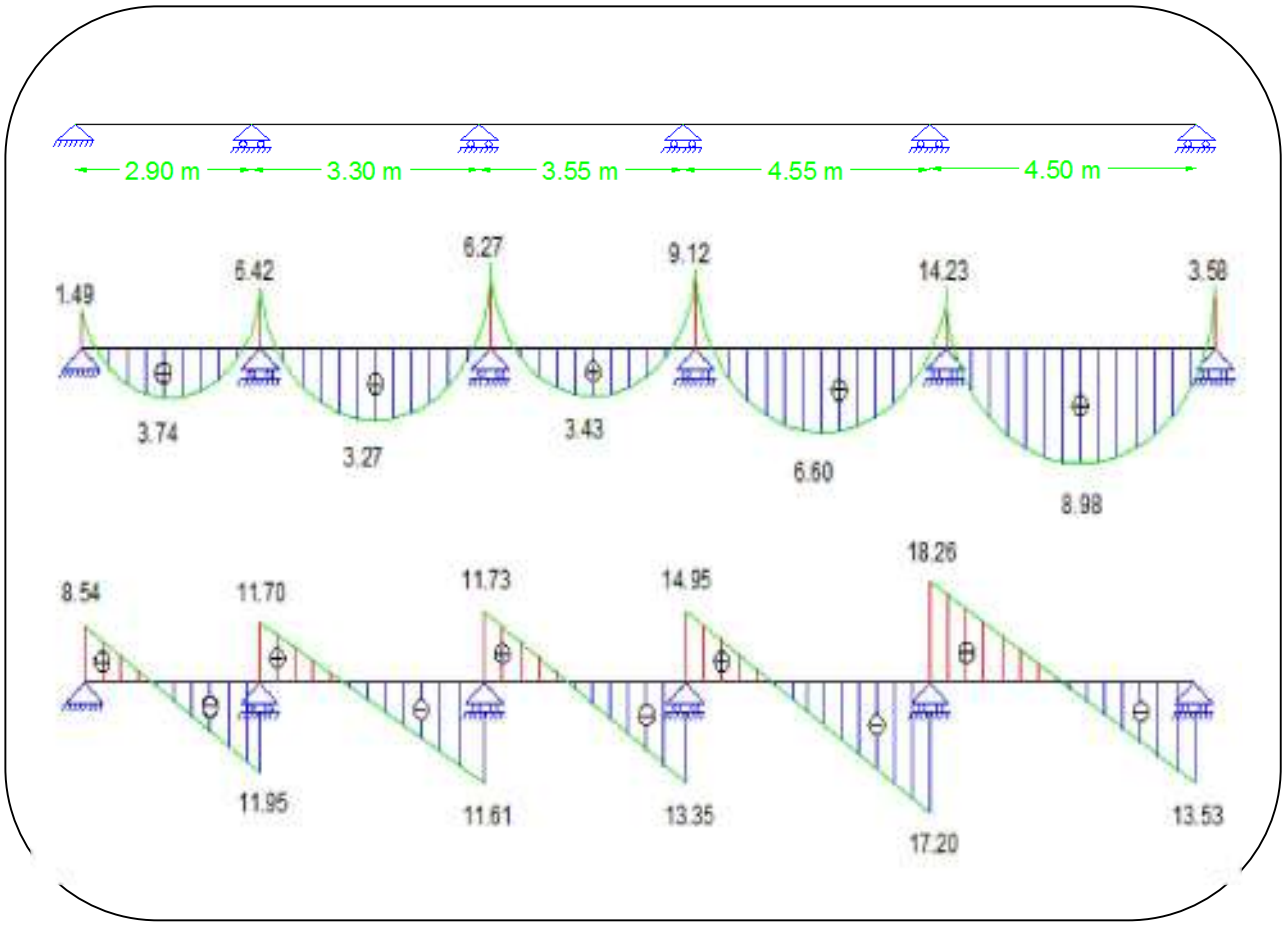


Figure III.16. Diagrammes du moment fléchissant et l'effort tranchant à l'E.L.U

Tableau III.10. Différentes sollicitations dans la poutrelle à cinq travées (ELS)

Travée	L (m)	L'(m)	M_0(KN.m)	M_t(KN.m)	M_w(KN.m)	M_e(KN.m)
AB	2.90	2.9	5.43	2.54	1.09	4.69
BC	3.30	2.64	7.025	2.39	4.69	4.58
CD	3.55	2.84	8.13	2.51	4.58	6.67
DE	4.55	3.64	13.36	4.83	6.67	10.40
EF	4.50	4.5	13.06	6.56	10.40	2.61

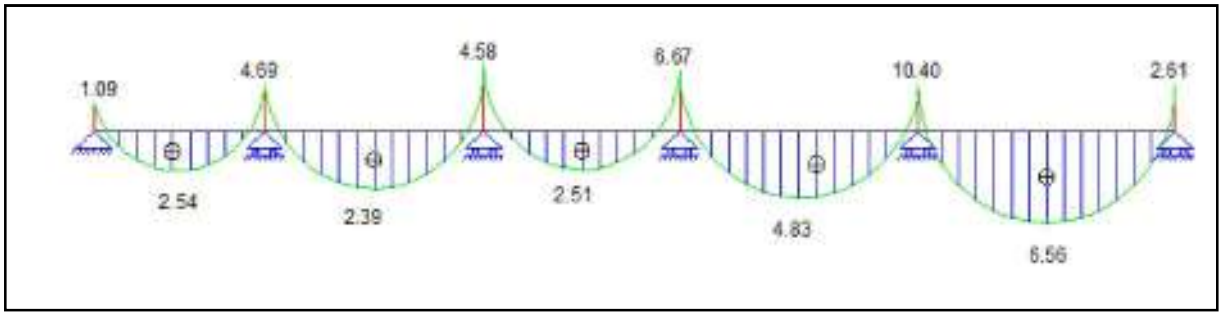


Figure III.17. Diagrammes du moment fléchissant à l'E.L.S

III.2.6.Résultat final :

Tableau III.11. Résultats de calcul

Travées	ELU			ELS	
	M_a (max) KN.m	M_t(max) KN.m	T_{max} KN	M_a(max) KN.m	M_t(max) KN.m
2 travées	10.97	**11.88**	17.68	8.01	**8.68**
4 travées	**14.23**	8.98	**18.26**	**10.40**	6.56
5 travées	14.23	8.98	18.26	10.40	6.56

III.2.7. ferraillage des poutrelles :

La section est considérée en Té , Avec :

- b=65 cm
- h_0=4 cm
- h=20cm
- b_0=12 cm
- d =18 cm
- c = 2 cm

- $\sigma_{bc} = 14.2\ MPa$
- σ_s=348 MPa

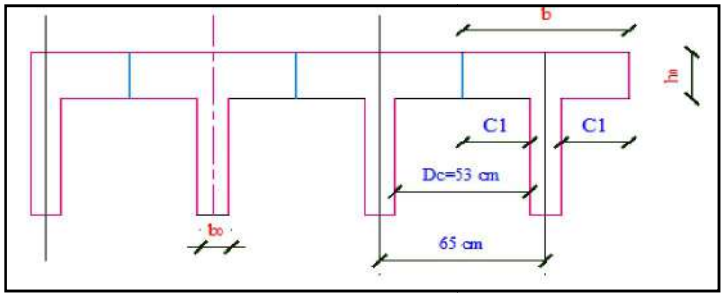


Figure III.18. Dimensionnement de la poutrelle

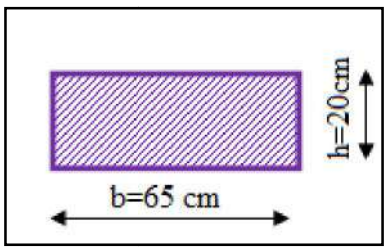


Figure III.19. Section considérée pour le calcul de ferraillages en travée

►*Position de l'axe neutre :*

Le moment équilibré par la table : $\boldsymbol{M_0 = b.h_0.\overline{\sigma_{bc}}.\left(d - \frac{h_0}{2}\right)}$

$M_0 = 0.65 \times 0.04 \times 14.2 \times \left(0.22 - \frac{0.04}{2}\right) \times 10^3$

M_0=73.84 KN.m

$M_0 > M_t$, D'où l'axe neutre passe par la table de compression, donc le calcul se fait pour une section rectangulaire (b×h)= (65×20) cm² en flexion simple.

En revanche, le moment aux appuis est négatif, donc la zone tendue se trouve au niveau supérieur.

Dans ce cas, le ferraillage se fait pour une section rectangulaire : ($b_0$xh) = (12 x20) cm

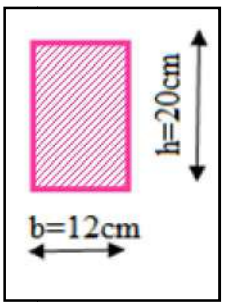


Figure III.20. Section considérée pour le calcul de ferraillages en appui

III.2.7.1. Armatures longitudinales :

►***A l'ELU :***

Tableau III.12. Calcul des Armatures

	En travée	En appui
M_u (KN.m)	11.88	14.23
μ	$\mu=\frac{M_u}{b\ d^2\sigma_{bc}}$ $\frac{11.88\times10^6}{650\times180^2\times14.2}=0.04$	$\mu=\frac{M_u}{b\ d^2\sigma_{bc}}$ $\frac{14.23\times10^6}{120\times180^2\times14.2}=0.258$
μ_l	0.392	
$\mu<\mu_l$(A'=0)	C.V	C.V
β	0.980	0.848
A (cm²)	$A=\frac{Mu}{\beta.d.\sigma s}$ $\frac{11.88\times10^6}{0.980\times180\times348}=1.94$	$A=\frac{Mu}{\beta.d.\sigma s}$ $\frac{14.23\times10^6}{0.848\times180\times348}=2.70$
$A_{Choisir}$	**3HA10 = 2.35 cm²**	**2HA14=3.08cm²**
B/1000 (cm²)	1.30	0.24
A≥ B/1000	C.V	C.V

►***A l'ELS :***

Tableau III.13. Vérification à l'ELS

	En travée	En appui
M_{Ser} (KN.m)	8.68	10.40
La section choisir à l'ELU	A=2.35 cm² ; A'=0	A=3.08 cm² ; A'=0
Y_1 (cm)	12Y²+494.5Y- 2117=0 Y_1=3.91 cm	12Y²+516.4 Y – 2511.2=0 Y_1=4.41 cm
I_G (cm⁴)	$I_G=\frac{b}{3}Y^3$ +15A (d-Y) ² I_G=8293.27 cm⁴	$I_G=\frac{b}{3}Y^3$ +15A (d-Y) ² I_G=8875.65cm⁴
K (N/cm³)	$K=\frac{M_{Ser}}{I_G}$; K=0.10	$K=\frac{M_{Ser}}{I_G}$; K=0.12
σ_{bc} (MPa)	$\sigma_{bc}=K.Y_1$; σ_{bc}= 4.09 MPa	$\sigma_{bc}=K.Y_1$; σ_{bc} = 5.16 MPa
$(\sigma_{bc})_{adm}$ (MPa)	15	
$\sigma_{bc}\leq(\sigma_{bc})_{adm}$	CV	CV

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

III.2.7.2. Armatures transversales :

►***Diamètre des armatures transversales :***

Le diamètre ϕ_t des armatures transversales doit être inférieur ou égal à la valeur minimale suivante :

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \phi_L; \frac{b_0}{10}\right)$$

Avec :

h : Hauteur totale de la poutrelle. (h=200mm)

ϕ_L: Diamètre maximal des armatures longitudinales. (ϕ_L=14mm)

b_0: Largeur d'âme de la nervure.

D'où : $\Phi_t \leq \min(5.71; 14; 12)mm$ ⟹ $\Phi_t = 5$ mm

n_t : nombre des barres (n_t= 2)

a_t : section d'une barre ($a_t=\frac{\pi.\Phi_t}{4}$ =19.63 mm)

⟹ $A_t = a_t.n_t$ =0.1963× 2 = 0.39 cm²

A_t= 2T5=0.39 cm²

►***Espacement des armatures transversales :*** *[ART A.5.1.2.2 CBA93]*

$S_t \leq \text{Min}\begin{cases}0.9d \\ 40cm\end{cases}$ = (16.2; 40 cm)

S_t = 15 cm

III.2.7.3. Vérification de l'effort tranchant *[ART A.5.1.1 CBA93]*

T_u^{max} = 18.28 kN.

$\tau = \frac{T_u}{b.d} = \frac{18.28 \times 10^3}{120 \times 180} = 0.85$ MPa

$\bar{\tau} = \text{Min}\left(\frac{0.2.f_{c28}}{\gamma_b}; 5\text{ MPa}\right) = 3.33$ MPa

⟹ $\tau = 0.85$ MPa $\leq \bar{\tau} = 3.33$ MPa ... ... C.V

►***Vérifications nécessaires :***

Section d'armatures transversales (F_eE400).

$$\frac{A_t.f_e}{b_0.S_t} \geq 0.4 \text{ MPA} \ldots\ldots [ART\ A.5.1.2.2\ CBA93]$$

$$\frac{39 \times 400}{120 \times 150} = 0.87 \text{ MPA} \geq 0.4 \text{ MPA} \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \text{C. V}$$

$$\frac{\mathbf{A_t}}{\mathbf{b_0 . S_t}} \geq \boldsymbol{\gamma_s}\left(\frac{\boldsymbol{\tau_u - 0.3 \times k \times f_{t28}}}{\mathbf{0.9 \times f_e[\cos\alpha + \sin\alpha]}}\right) \ldots\ldots [ART\ A.5.1.2.3\ CBA93]$$

$$0.002 > 1.15\left(\frac{0.85 - 0.3 \times 1 \times 2.1}{0.9 \times 400[\cos 90 + \sin 90]} = 0.0007 \ldots\ldots \mathbf{CV}\right.$$

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

α=90° Pour les armatures transversales

► ***Vérification Appui de rive :***

Vérification contrainte de compression dans la bielle de béton *[ART A.5.1.3.2.2 CBA93]* **:**

$$\frac{\mathbf{2 . V_u}}{\mathbf{b_0 . a}} \leq \frac{\mathbf{0.8\ f_{c28}}}{\boldsymbol{\gamma_b}} \ldots\ldots\ldots\ldots [ART\ A.5.1.3.1.3\ CBA93]$$

Avec :

$$\begin{cases} a = \text{Min}[c - \text{enrobage} - 2\text{cm} ; 0.9d] \\ V_u \leq 0.4 \times a \times b_0 \times \dfrac{f_{c28}}{\gamma_b} \end{cases}$$

$$\begin{cases} a = \text{Min}[26 ; 16.2] = 16.2\text{cm} \\ 18.28 \text{ KN} < 0.4 \times 162 \times 120 \times \dfrac{25}{1.5} \times 10^{-3} = 129.6\text{KN} \end{cases}$$

$$\frac{2 \times 18.28 \times 10^3}{120 \times 162} = 1.88 \text{ MPA} \leq \frac{0.8\ f_{c28}}{\gamma_b} = 13.33 \text{ MPA} \ldots\ldots\ldots \text{C. V}$$

Donc, la contrainte dans la bielle vérifiée

► ***Vérification Appui intermédiaire :*** *[ART A.5.1.3.2 CBA93]*

1/Vérification section d'armature longitudinale *[ART A.5.1.3.2.1 CBA93]* **:**

$$V_u + \frac{M_U}{0.9 \times d} = 3.77 + \frac{-14.23 \times 10^3}{0.9 \times 180} = -83.88 \text{ KN} < 0 \ldots \text{pas vérification a faire}$$

Donc la section d'armature longitudinale suffisante pour équilibrer l'effort tranchant.

2/Vérification contrainte de compression dans la bielle de béton *[ART A.5.1.3.2.2 CBA93]* **:**

$$\sigma_b = \frac{R_u}{a . b_0} \leq 1.3\frac{f_{c28}}{\gamma_b} \quad \text{AVEC } R_u = |v_{ug}| + |v_{ud}| = 18.28 + 14.95 = 33.23 \text{ KN}$$

$$\sigma_b = \frac{33.23 \times 10^3}{162 \times 120} = 1.71\text{MPA} \leq 1.3\frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 21.66\text{MPA} \ldots\ldots \mathbf{CV}$$

Donc, la contrainte moyenne de compression sur l'aire d'appui vérifiée.

III.2.7.4. Vérification 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.14. Vérifications préliminaires de la flèche

	1ère condition			2ème condition			3ème condition		
Section (cm^2)	$\frac{h}{L}$	$\frac{1}{16}$	$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$	$\frac{h}{L}$	$\frac{M_t}{10 \times M_0}$	$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \times \frac{M_t}{M_0}$	$\frac{A}{bd}$	$\frac{3.6}{f_e}$	$\frac{A}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e}$
65*20	0.044	0.062	**C.N.V**	0.044	0.065	**C.N.V**	0.0105	0.009	**C.N.V**

Tableau III.15. Evaluation détaillée de la flèche

A (cm^2)	Mt ser (kN. m)	L (m)	ρ	λ	σ_s (MPa)	μ	$I_0(cm^4)$	f_i (mm)	f_{adm} (mm)	$f_i < f_{adm}$
2.35	8.68	4.55	0.0109	3.77	221.2	0.69	27869.56	6.56	9.10	**C.V**

Donc, on garde l'épaisseur de pré dimensionnement (e=16+4cm) du plancher à corps creux avec le même ferraillage qui a été calculé pour toutes les poutrelles.

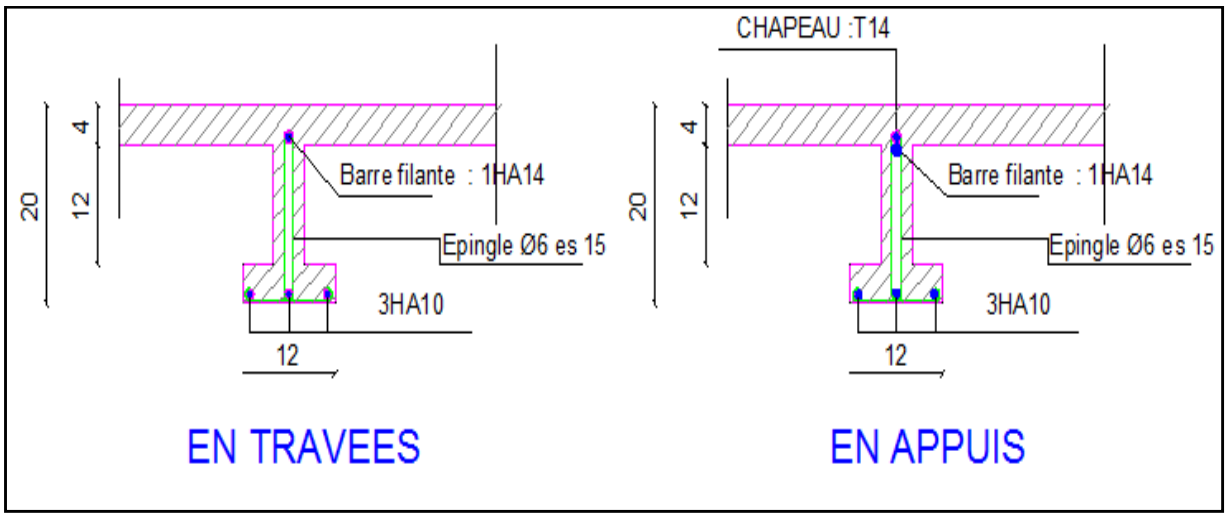


Figure III.21. Ferraillages des poutrelles

III.2.7.5.Ferraillage de la table de compression : *Art [B.6.8.4.2.3 CBA93]*

Pour limiter le risque de fissuration de la dalle de compression par retrait du béton, ainsi que pour résister aux efforts appliqués sur la dalle ; on prévoit un ferraillage an quadrillage.

Le règlement CBA 93 exige que les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser :

- 20 cm : pour les armatures perpendiculaires aux nervures.

- 33 cm : pour les armatures parallèles aux nervures.

On adopte un quadrillage carré de mailles (**20×20**) **cm²**

Les sections des armatures doivent satisfaire aux conditions suivantes :

- Si : $L_n \leq 50cm \Rightarrow A_{\perp} \geq \frac{200}{f_e}$

- Si : $50 \leq L_n \leq 80cm \Rightarrow A_{\perp} \geq \frac{4.L_n}{f_e}$

Les armatures parallèles aux nervures doivent avoir une section : $A_{//} \geq \frac{A_{\perp}}{2}$

Avec : $\mathbf{L_n}$: Ecartement entre axes des nervures

$\mathbf{f_e}$: Limite d'élasticité en [MPA].

► ***Armatures perpendiculaires aux nervures :***

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

L : espacements entre axes des nervures (65 cm dans notre ouvrage)

$\mathbf{A_t}$: Section d'armatures perpendiculaires aux nervures.

Donc : $A_t \geq \frac{4 \times 65}{520} = 0.5cm^2$

On garde le même ferraillage pour les armatures parallèles aux nervures.

On choisit un treillis soudé : TLE520 ; f_e=520 MPA ; ϕ=6mm.

Choix des armatures :

5T6 ⟶ A = 1.41cm²

(T6 ⟶ e = 20cm).

►***Armatures parallèles aux nervures :***

Détermination des armatures :

On a : $A_{//} \geq \frac{A_{\perp}}{2} = \frac{0,46}{2} = 0,23\ cm^2$

Choix des armatures :

5T6 ⟶ A = 1.41cm²

(T6 ⟶ e = 20cm).

Choix : Le treillis soudé adopté est : **TS ∅6 (200x200x6)**

III. 3.les escaliers :

III.3.1. Introduction :

Un escalier est une suite de plans horizontaux disposé sen gradins, afin de se déplacer à pied d'un niveau à un autre. Les escaliers sont constitués par des volées en béton armé reposant sur les paliers coulés en place.

Le choix de ce type d'escalier a été retenu pour les avantages suivants :

- Rapidité d'exécution.
- Utilisation immédiate de l'escalier.

III.3.2. Les éléments d'un escalier :

●**Le volée**: ensemble des marches d'un escalier, compris entre deux paliers consécutifs.

● **Le palier** : C'est la partie horizontale d'un escalier, arrêtant la suite des marches au droit d'un étage, ou entre les étages, pour assurer l'accès à chaque niveau intermédiaire (palier d'arrivée ou palier intermédiaire).

●**La paillasse** : C'est la dalle en pente supportant les marches d'une volée

.●**Le jour** : C'est la largeur en plan du vide entre deux volées parallèles.

●**La marche** : C'est la surface délimitée par la foulée et l'emmarchement.

● **La contremarche**: Désigne soit la face verticale située entre deux marches consécutives, soit la pièce de bois ou de métal obturant l'espace entre ces deux marches.

● **L'emmarchement** : largeur utile de l'escalier, mesurée entre murs ou entre limons.

●**Le giron**: Distance horizontale mesurée entre les nez de deux marches consécutives.

Les girons des marches des escaliers intérieurs varient de 27 à 32 cm environ. Dans les calculs de dimensionnement d'escaliers, le giron est souvent désigné par la lettre « **g** ».

III.3.3. Types d'escalier :

Pour notre bâtiment, un seul type d'escaliers est utilisé : **escaliers à deux volées droites** (parallèles) **avec un palier intermédiaire.**

III.3.4. Pré dimensionnement :

Pour les dimensions des marches "**g**" et les contres marches "**h**" on utilise généralement la formule de BLONDEL : **60 cm ≤ g + 2h ≤ 64 cm**

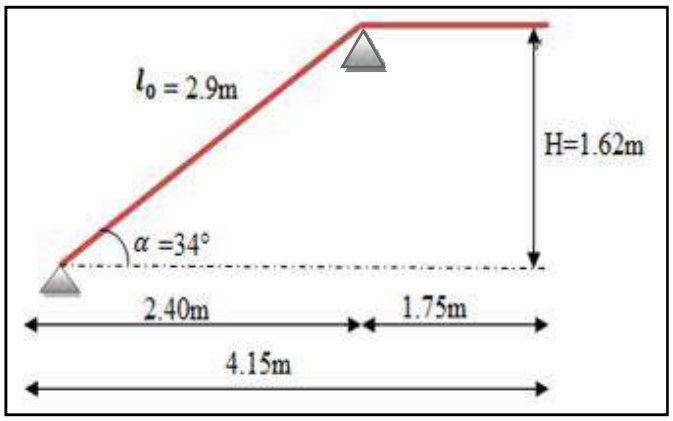


Figure III.22. Dimensions de l'escalier

III.3.4.1.L'inclinaison de la paillasse :

$$\tan\alpha = \frac{H}{L} = \frac{162}{240} = \tan^{-1} 0.675 = 34°$$

III.3.4.2. La longueur de la paillasse et du palier :

$$L_{paillasse} = \sqrt{162^2 + 240^2} = 289.5 \text{ cm} = 2.9 \text{ m}$$

$$L_{total} = \sqrt{162^2 + 240^2} + 175 = 464.55 \text{ cm} = 4.65 \text{ m}$$

III.3.4.3. Epaisseur de la paillasse et de palier :

Condition d'épaisseur : $\frac{L}{35} < ep < \frac{L}{30} \Rightarrow \frac{465}{35} < ep < \frac{465}{30}$

D'où : $13.29 < e\,p < 15.5$

On adopte : **$e_{palier} = e_{paillasse} = 15cm$**

III.3.5. Détermination des charges et surcharges de l'escalier :

III.3.5.1.charges permanentes:

● Palier :

Tableau III.16. Charge permanente du palier

	Composants	Épaisseur (m)	Poids volumiques (KN /m^3)	Poids surfaciques (KN/m^2)
1	Carrelage	0.02	22	0.40
2	Mortier de pose	0.02	20	0.40
3	Lit de sable	0.03	18	0.54
4	Poids propre de palier	0.15	25	3.75
5	Enduits de plâtre	0.02	10	0.20
	G	**5.29 KN/m^2**		

- ***Palliasse :***

Tableau III.17.Charge permanente du palliasse

	Composants	Épaisseur (m)	Poids volumiques (KN /m^3)	Poids surfaciques (KN/m^2)
1	Carrelage	0.02	22	0.40
2	Mortier de pose	0.02	20	0.40
3	Lit de sable	0.03	18	0.54
4	Poids propre de la paillasse	0.15/cosα	25	4.52
5	Poids propre des marches	0.15/2	25	1,87
6	Garde- corps	/	/	0.10
7	Enduits de plâtre	0.02/cosα	10	0.24
	G	**8.07 KN/m^2**		

III.3.5.2.surcharge d'exploitation:

La charge d'exploitation pour une habitation individuelle est égale :

Q =2.5 KN/m²

III.3.6. Détermination des efforts :

-ELU : $p_u = 1.35G + 1.5Q$

-ELS : $p_{ser} = G + Q$

Tableau III.18. Charges des escaliers (ELU, ELS)

	G (KN/m^2)	Q (KN/m^2)	p_u (KN/ml)	p_{ser} (KN/ml)
Palier	5.29	2.5	10.89	7.79
Paillasse	8.07	2.5	14.64	10.57

III.3.7.Calcul des sollicitations à ELU :

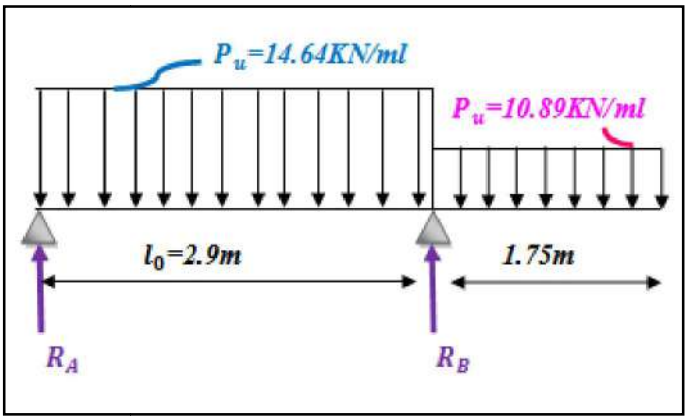


Figure III.23. Charge sur l'escalier à L'ELU

III.3.7.1.Les réactions d'appuis :

$$\sum \boldsymbol{F} = \mathbf{0}$$

$$\rightarrow R_A + R_B = (14.64\text{x}2.9) + (10.89\text{x}1.75)$$

$$R_A + R_B = 61.51 \text{ KN}$$

$$\sum \boldsymbol{M}/_{\boldsymbol{A}} = \mathbf{0}$$

$$\rightarrow R_B = \frac{14.64\text{x}\frac{2.90^2}{2} + 10.89\text{x}1.75\text{x}(\frac{1.75}{2} + 2.90)}{2.90}$$

R_B=46.03 KN et **R_A=15.48 KN**

III.3.7.2.Effort tranchant et moment fléchissant :

►$0 \leq x \leq 2.90$m

$T(x) = 15{,}48 - 14.64x$ $\quad \begin{cases} T(0) = 15.48 \text{ KN} \\ T(2.90) = -26{,}98 \text{KN} \end{cases}$

$M(x) = 15{,}48x - 14.64\frac{x^2}{2}$ $\quad \begin{cases} M(0) = 0 \text{ KN.m} \\ M(2.90) = -16{,}67 \text{ KN.m} \end{cases}$

►$0 \leq x \leq 1.75$m

$T(x) = 10.89x$ $\quad \begin{cases} T(0) = 0 \text{ KN} \\ T(1.75) = 19.06 \text{ KN} \end{cases}$

$M(x) = -10.89\frac{x^2}{2}$ $\quad \begin{cases} M(0) = 0 \text{ KN.m} \\ M(1.75) = -16.67 \text{ KN.m} \end{cases}$

► Donc le moment max : 16.67 kN.m

Les appuis doivent équilibrer un moment : $Ma=0.5M_{max}$ qui conduit à un moment réduit en travée : $Mt=0.85M_{max}$

$$\begin{cases} \text{Ma} = 0.5\text{Mmax} = \mathbf{8.33}\ \text{kN.m} \\ \text{Mt} = 0.85\text{Mmax} = \mathbf{14.17}\ \text{kN.m} \end{cases}$$

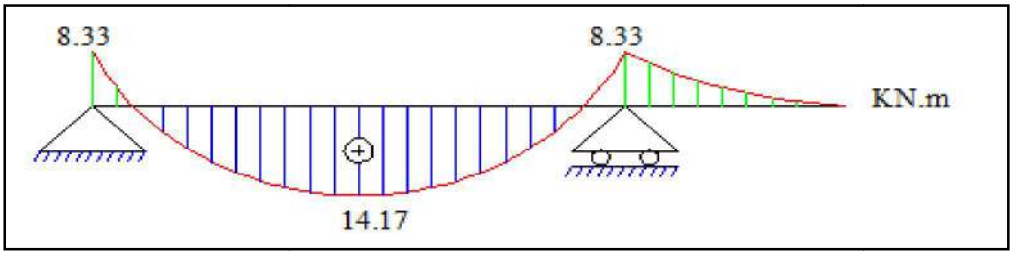


Figure III.24. Diagramme du moment fléchissant (ELU)

III.3.8.Calcul des sollicitations à ELS :

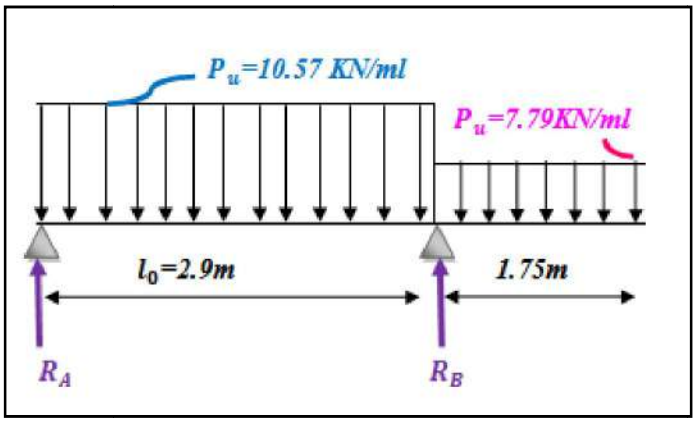


Figure III.25. Charge sur l'escalier à L'ELS

III.3.8.1.Les réactions d'appuis :

$$\sum \boldsymbol{F = 0}$$

$$\rightarrow R_A + R_B = (10.57\text{x}2.9) + (7.79\text{x}1.75)$$

$$R_A + R_B = 44.28\ \text{KN}$$

$$\sum \boldsymbol{M/_A = 0}$$

$$\rightarrow R_B = \frac{10.57\text{x}\frac{2.90^2}{2} + 7.79\text{x}1.75\text{x}(\frac{1.75}{2} + 2.90)}{2.90}$$

R_B=33.07 KN et **R_A=11.21 KN**

III.3.8.2.Effort tranchant et moment fléchissant :

►$0 \leq x \leq 2.90$m

$$\text{T(x)} = 11.21 - 10.57\text{x} \qquad \begin{cases} \text{T}(0) = 11.21\ \text{KN} \\ \text{T}(2.90) = -19.44\text{KN} \end{cases}$$

$$M(x) = 11.21x - 10.57\frac{x^2}{2}$$

$$\begin{cases} M(0) = 0\ KN.m \\ M(2.90) = -11.94\ KN.m \end{cases}$$

►$0 \leq x \leq 1.75m$

$$T(x) = 7.79x$$

$$\begin{cases} T(0) = 0\ KN \\ T(1.75) = 9.54\ KN \end{cases}$$

$$M(x) = -7.79\frac{x^2}{2}$$

$$\begin{cases} M(0) = 0\ KN.m \\ M(1.75) = -11.94\ KN.m \end{cases}$$

► Donc le moment max : 11.94 kN.m

$$\begin{cases} Ma = 0.5Mmax = \mathbf{5,97}KN.m \\ Mt = 0.85Mmax = \mathbf{10,15}KN.m \end{cases}$$

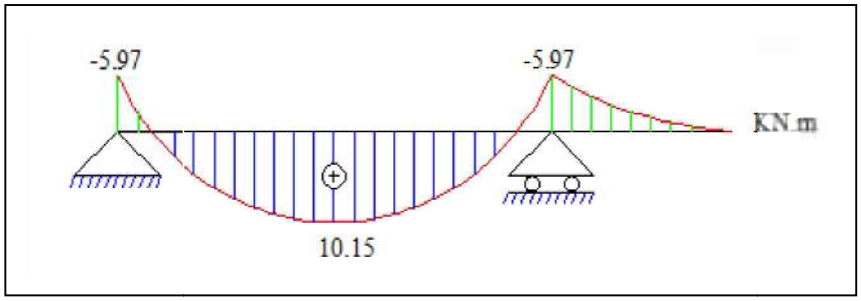


Figure III.26. Diagramme du moment fléchissant(ELS)

III.3.9.Conclusion :

Tableau III.19. Les résultats

	E.L.U	***E.L.S***
Mt $_{max}$ (KN.m)	14,17	10,15
Ma $_{max}$ (KN.m)	8,33	5,97
T $_{max}$ (KN)	26,98	19,44

III.3.10. Calcul de ferraillage :

III.3.10.1.ELU:

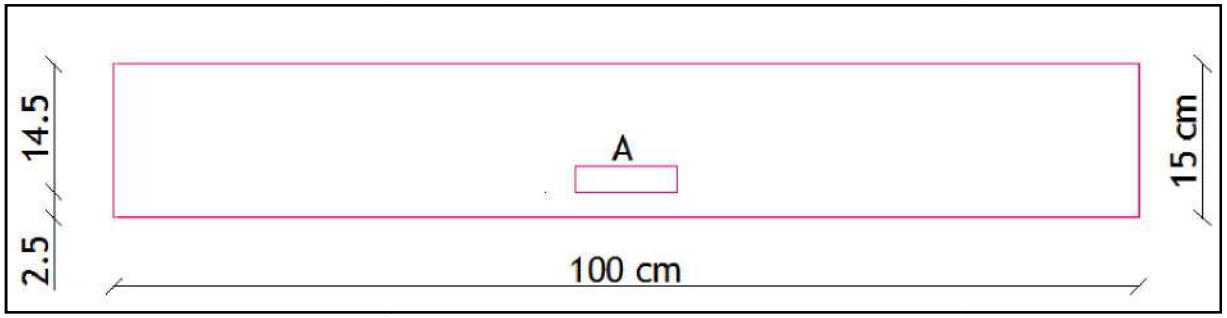


Figure III.27. Section de calcul d'escalier

•**Acier:** Fe=400 MPa; γ_s= 1.15 ; $\overline{\sigma_s}$= 348MPa

•**Béton :** fc28 = 25MPa ; f_{t28} = 2.1MPA ; γ=1.5 ; $\overline{\sigma_{bc}}$ = 14.2MPa

B= 100cm ; H= 15cm ; D=12.5cm ; C=C'=2,5cm

Le moment en travée : Mt=14.17KN.m

Le moment max aux appuis : M_a=8.33KN.m

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2\sigma_{bc}} \quad (N/cm^3MPa) \qquad ; \qquad A = \frac{M_u}{\beta\ d\ \sigma_s} \quad (cm^2)$$

Tableau III.20. Calcul des sections d'acier de l'escalier

	M_u(KN.m)	μ	μ_l	β	A' (cm²)	A (cm²)	$A_{adopté}$ (cm²)
Travée	*14.17*	*0.047*	*0.392*	*0.975*	*0*	*2.88*	**5HA12=5.65**
Appuis	*8.33*	*0.028*	*0.392*	*0.986*	*0*	*1.67*	**5HA10=3.92**

► ***Les armatures de répartition :***

Tableau III.21. Armatures de répartition

	A_r (cm²)	A_r (adopté)
En travée	$\frac{At}{4} = \frac{5.65}{4} = 1.4$	$4HA8 = 2{,}01cm^2$
En appuis	$\frac{At}{4} = \frac{3.92}{4} = 0.98$	$4HA6 = 1.13cm^2$

► ***Condition de non fragilité :*** *[ART A4.2.1 CBA93]*

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

En travées :

A=5.65 cm²

$A_{min} = \frac{100 \times 15}{1000} = 1.5$ cm²

A ≥ A_{min} **(Condition vérifiée)**

En appuis :

A=3.92 cm²

$A_{min} = \frac{100 \times 15}{1000} = 1.5$ cm²

A ≥ A_{min} **(Condition vérifiée)**

► ***Vérification de l'espacement :***

Tableau III.22. Vérification de l'espacement

	Les armatures longitudinales	***Les armatures de répartitions***
En travée	S_t =20cm ≤ Min[3h=45 ;33cm]=33cm	S_t =25cm ≤ Min[4h=60 ;45cm]=45cm
En appuis	S_t =20cm ≤ Min[3h=45 ;33cm]=33cm	S_t =25cm ≤ Min[4h=60 ;45cm]=45cm

III.3.10.2.ELS:

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

Tableau III.23. Vérification à l'ELS

	En travées	**En appuis**
A (cm²)	5.65	3.92
$\boldsymbol{M_{ser}}$ **(KN.m)**	*10.15*	5.97
La position de l'axe neutre « y »	$b.y^2 + 30.A.y - 30Ad = 0$	
	100 y²+169.5 y-2118.75=0 **Y=3.83 cm**	100 y² + 117.6 y-1470=0 **Y = 3.29 m**
I (cm^4)	$I = \frac{b}{3} y^3 + 15\ A\ (d-y)^2$	
	I=8243.29 cm^4	**I=6174.70 cm^4**
$\bar{\sigma}_b$ **(MPa)**	$\bar{\sigma}_b = 0.6\ f_{c28} = 0.6 \times 25$ **=15 MPa**	
σ_b **(MPa)**	$\sigma b = \frac{Mser}{I}.y$	
	σ_b= 4.41 MPa	**σ_b= 3.18 MPa**
$\boldsymbol{\sigma_b < \bar{\sigma}_b}$	**C.V**	**C.V**

Donc : les armatures calculées à E.L.U. seront maintenues.

III.3.10.3.Vérification de l'effort tranchant :

T=26,98 KN

$$\tau = \frac{Tu}{b.d} = \frac{26{,}98x10^3}{1000x125} = 0.216 \text{ MPA}$$

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

$$\bar{\tau} = \left(\frac{0.2x25}{1.5} = 3.33; 5\right) = 3.33 \text{ MPA}$$

$\tau = 0.216$ MPA $\leq \bar{\tau} = 3.33$ MPA … … … … **C. V**

III.3.10.4. Conclusion :

Le choix : En travée : A_t=**5HA12**=5.65cm²

En appuis : A_a= **5HA10**=3.92cm²

Armatures de répartition : A_r=**4HA8**=2.01cm²

III.3.11. Condition 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.24. Vérifications préliminaires de la flèche

	1ère condition			2ème condition			3ème condition		
Section (cm²)	$\frac{h}{L}$	$\frac{1}{16}$	$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$	$\frac{h}{L}$	$\frac{M_t}{10 \times M_0}$	$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \times \frac{M_t}{M_0}$	$\frac{A}{bd}$	$\frac{3.6}{f_e}$	$\frac{A}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e}$
100*15	0.032	0.062	**C.N.V**	0.032	0.085	**C.N.V**	0.004	0.010	**C.V**

Tableau III.25. Evaluation détaillée de la flèche

A (cm²)	Mt ser (kN.m)	L (m)	ρ	λ	σ_s (MPa)	μ	$I_0(cm^4)$	f_i (mm)	f_{adm} (mm)	$f_i < f_{adm}$
5.65	10.15	4.65	0.0045	4.65	160.13	0.74	30130.45	9.14	9.30	**C.V**

III.3.12. Calcul de la poutre palière :

La poutre palière a pour rôle de supporter le poids d'escalier, elle sera calculée en flexion simple. Elle a une section (b×h) avec longueur de 1.50 m.

III.3.12.1. Evaluation des charges :

- Poids propre de la poutre : P_P=0.3x0.25x25 = 1.875kN/ml
- Les réactions d'appuis :

$$\begin{cases} R(ELU) = 46{,}03 \text{ KN} \\ R(ELS) = 33{,}07 \text{KN} \end{cases}$$

Donc :

$$\begin{cases} Pu = 1.35Pp + R = 48.56 \text{ KN/ml} \\ Pser = 34.95 \text{KN/ml} \end{cases}$$

III.3.12.2. Calcul des efforts:

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

-ELU :

$$R_a = R_{b=} \frac{P_{U\times}L}{2} = \frac{48.56x3.15}{2} = 76.48\ KN$$

$$M_a = M_b = \frac{P_{U\times}L^2}{12} = \frac{48.56x3,15^2}{12} = 40.15KN.m$$

$$M_{t\,max} = \frac{P_{U\times}L^2}{24} = \frac{48.56x3,15^2}{24} = 20.08\ KN.m$$

-ELS : ***pb***

$$R_a = R_{b=} \frac{P_{s\times}L}{2} = \frac{34.95x3.15}{2} = 55,04\ KN$$

$$M_a = M_b = \frac{P_{s\times}L^2}{12} = \frac{34.95x3,15^2}{12} = 28.90\ KN.m$$

$$M_{t\,max} = \frac{P_{s\times}L^2}{24} = \frac{34.95x3,15^2}{24} = 14,45\ KN.m$$

Tableau III.26. Les résultats

	Ra (KN)	***Ma*** (KN.m)	***Mt*** (KN.m)
ELU	76.48	40.15	20.08
ELS	55,04	28.90	14.45

III.3.12.3. Ferraillage de la poutre palière :

c = 2.5cm	b =25cm	h= 30cm	d=27.5cm

► ***ELU :***

$\mu = \frac{M_u}{bd^2\sigma_{bc}}$ *(N/cm³MPa)* ; $A = \frac{M_u}{\beta\ d\ \sigma_s}$ *(cm²)*

Tableau III.27. Calcul des sections d'acier de la poutre palière

	M_u*(KN.m)*	μ	μ_l	β	***A'*** *(cm²)*	***A (cm²)***	$A_{adopté}$ *(cm²)*
Travée	20.08	*0.075*	*0.392*	*0.962*	*0*	*2.18*	**3T12=3,39**
Appuis	40.15	*0.150*	*0.392*	*0.918*	*0*	*4.57*	**6T12=6.78**

► ELS:

La fissuration est considérée comme peu nuisible :

Tableau III.28. Vérification à l'ELS

	En travées	**En appuis**
A (cm²)	3.39	6.78
M_{ser} (KN.m)	*14.45*	28.90
La position de l'axe neutre « y »	$b.y^2 + 30.A.y - 30Ad = 0$	
	25 y²+101.7 y-2796.75=0 **Y=8.74 cm**	25 y² + 203.4y-5593.5=0 **Y = 11.43m**
I (cm^4)	$I = \frac{b}{3} y^3 + 15\ A\ (d-y)^2$	
	I=2345960 cm^4	I=38707.43 cm^4
$\bar{\sigma}_b$ (MPa)	$\bar{\sigma}_b = 0.6\ f_{c28} = 0.6 \times 25$ **=15 MPa**	
σ_b (MPa)	$\sigma b = \frac{Mser}{I}.y$	
	σ_b= 5.38 MPa	**σ_b= 8.53 MPa**
$\sigma_b < \bar{\sigma}_b$	**C.V**	**C.V**

Donc : les armatures calculées à E.L.U. seront maintenues.

III.3.12.4. Condition de non fragilité : *[ART A4.2.1 CBA93]*

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

En travées :	En appuis :
A=3.39 cm²	A=6.78 cm²
$A_{min} = \frac{30 \times 25}{1000} = 0.75$ cm²	$A_{min} = \frac{30 \times 25}{1000} = 0.75$ cm²
$A \geq A_{min}$ **(Condition vérifier)**	$A \geq A_{min}$ **(Condition vérifier)**

III.3.12.5.Vérification de l'effort tranchant :

T=76.48KN

$$\tau = \frac{Tu}{b.d} = \frac{76.48x10^3}{250x275} = 1.11 \text{ MPA}$$

$\bar{\tau} = \min\left(\frac{0.2xfc28}{\gamma b}; 5MPA\right) \Rightarrow \bar{\tau} = (3.33; 5) = 3.33$ MPa……..…fissuration peu nuisible

$\tau = 1.11$ MPA $\leq \bar{\tau} = 3.33$ MPA … … … … C. V

III.3.12.6.Armatures transversales :

$S_t \leq$ Min [0.9d ; 40cm]=24.75cm.

S_t=15 cm.

$\Phi t \leq$Min[h/ 35 ; Φ_l ;b /10] = Min[8.57mm;12mm;25mm]=8.75mm.

On prendre: Φt =8 mm

$a_t=\pi\times\Phi t^2/4=0.5cm^2$; $n_t=4$

$A_t=a_t\times n_t$ Donc: $A_t=2cm^2$ avec: Fe=400MPa

$$\mathbf{A_t = 4HA8}$$

III.3.12.7. Vérification de la section minimale :

$$\mathbf{A_{t\,min} = 0.003\ S_{t.}\ b}$$

- **Zone nodal:** $S_t \leq$ Min (h/4; 12 Φ_l) → St=7.5 cm.
- **Zone courante:** $S_t \leq h/2$ → S_t=15.00 cm.

On adoptera les valeurs suivantes:

$$\begin{cases} \mathbf{S_t = 5\ cm\ (}\text{Zone nodal)} \\ \mathbf{S_t = 15cm\ (}\text{Zone courante)} \end{cases}$$

S_t= 5 cm → A_t = 2 cm² > $A_{t\,min}$ = 0.003 $S_{t.}$ b = 0.375 cm²

S_t=15 cm → A_t = 2 cm²> $A_{t\,min}$ = 0.003 $S_{t.}$ b = 1.125 cm²

$S_t > \overline{St}$..... **CV**

III.3.12.8. Condition 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.29. Vérifications préliminaires de la flèche

	1ère condition			2ème condition			3ème condition		
Section (cm^2)	$\frac{h}{L}$	$\frac{1}{16}$	$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$	$\frac{h}{L}$	$\frac{M_t}{10 \times M_0}$	$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \times \frac{M_t}{M_0}$	$\frac{A}{bd}$	$\frac{3.6}{f_e}$	$\frac{A}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e}$
30*25	0.095	0.062	**C.V**	0.095	0.1	**C.N.V**	0.004	0.010	**C.V**

Tableau III.30. Evaluation détaillée de la flèche

A (cm^2)	Mt ser (kN. m)	L (m)	ρ	λ	σ_s (MPa)	μ	$I_0(cm^4)$	f_i (mm)	f_{adm} (mm)	$f_i < f_{adm}$
3.39	14.45	3.15	0.0049	4.26	173.33	0.33	30130.45	1.53	6.3	**C.V**

III.4.Calcul des dalles pleines :

III.4.1. Définition:

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

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

III.4.2. Méthode de calcul:

On va utiliser la méthode des lignes de rupture qui ne concerne que l'état limite ultime, elle est basée sur le mécanisme des fissures.

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

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

Les hypothèses de calcul sont :

- Les lignes de rupture divisent la dalle en plusieurs régions rigides.
- Les lignes de rupture sont des lignes droites qui terminent toujours sur le poteau de la dalle.
- 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 dans le long du support.

III.4.2.1. 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, les dimensions du panneau de la dalle et de la flèche maximale.

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

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

Avec:

P : Charge totale

S : Surface de répartition de la charge.

f : flèche du centre de gravité de S.

b/Travail interne :

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

T_{int}= M . L .θ.

Avec :

M : Moment de flexion.

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

θ : Angle de rotation.

►*Dalle pleine reposant sur trois appuis :*

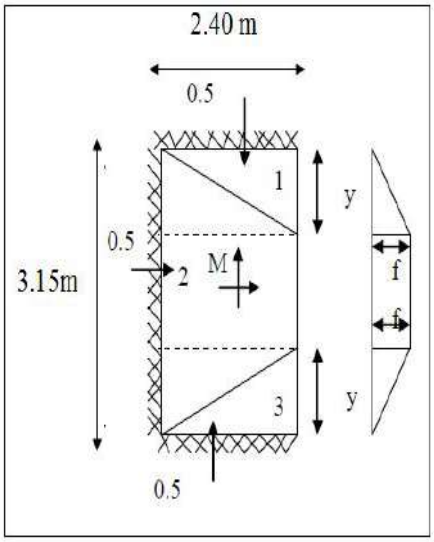


Figure III.28. Schéma des lignes de la rupture dans la dalle.

M_x= M_y =M

M_{ax} = M_{ay} = 0.5 M

e ≥$\frac{L}{40}$ → e ≥ $\frac{315}{40}$ → e ≥ 7.87

On prend : **e = 15 cm**

Les charges sont :

G = 6.95 kN ; Q = 1.5 kN/m^2.

P_U = 1.35 G + 1.5 Q = 11.63 kN/m^2

P_{Ser} = G + Q = 8.45 kN/m^2

1/*Travail externe :*

Tableau III.31. Travail externe pour PU.

Eléments	Aire de chargement	déplacement de CG	travail externe pour une charge PU
1	1.2y	f/3	0.4.y.f.P_U
2	(2.4y)	f/3	0.8.y.f.P_U
	(7.56-4.8y)	f/2	(3.78-2.4y).f. P_u
3	1.2y	f/3	0.4.y.f. P_U
		Σ	f. PU. (3.78-0.8y)

2) ***Travail interne :***

Tableau III.32.Travail interne.

Eléments		moment de rupture M	longueur de ligne de rupture L	rotation θ	travail interne = M.L.θ
1	+	M	2.4	f/y	2.4(M.f/y)
	-	0.5M	2.4	f/y	1.2(M.f/y)
2	+	M	2y	f/2.4	0.83(M.y.f)
	-	M	3.15	f/2.4	1.31(M.f)
3	+	M	2.4	f/y	2.4(M.f/y)
	-	0.5M	2.4	f/y	0.85(M.f/y)
				Σ	M.f(6.85/y +0.83y+1.31)

►***Principe de travail virtuel :***

$\sum T_{int} = \sum T_{ext}$ → f. P_U. (3.78-0.8y) = M.f(6.85/y +0.83y+1.31)

Donc : $\frac{dp}{dx} = 0$ → y = 0.41 m. On obtient :

M_u =0.19P_u=2.21 KN.m ; M_{ser} =0.19P_{ser}=1.61 KN.m

►***Calcul du ferraillage :***

a)*ELU :*

Moment en travée suivant les deux axes:

M_{tx}=M= 2.21 kN.m

M_{ty}=M= 1.61 kN.m

Moment aux appuis:

M_{ax} = M_{ay} = 0.5M =1.105 kN.m .

-Le ferraillage se fait en flexion simple pour une bande de 1 m.

b=100cm, h=15 cm ;d=13; c=2cm, σ_b=14.20MPa; σ_s=348 Mpa

Avec : $\mu = \frac{M_u}{bd^2\overline{\sigma_{bc}}}$ $A = \frac{M_u}{\beta d \sigma_s}$

Tableau.III.33.calcul des armatures de la dalle pleine

Position	Sens	M_U (KN/m)	μ	β	A_{min} (cm^2)	$A_{calculée}$ (cm^2)	A_{adop} (cm^2)	Espacement (cm)
Travée	x	2.21	0.010	0.995	1.5	0.49	**4T10=3.14**	25
	y	1.61	0.006	0.997	1.5	0.35	**4T10=3.14**	25
Appuis	x	1.11	0.004	0.998	1.5	0.24	**4T10=3.14**	25
	y	1.11	0.004	0.998	1.5	0.24	**4T10=3.14**	25

b/*Condition de non fragilité :*

A_{min} =B /1000

Donc : $A > A_{min}$

Le choix : En travée : A = **4T10** = 3.14 cm².

En appuis **:** A = **4T10** = 3.14 cm².

C/*Vérification de l'espacement:*

$$S_t \leq \begin{cases} 3h = 45 \\ 33\ cm \end{cases}$$

L'espacement réel $\frac{b}{n}$ =100/4 =25 cm.

Soit S_T = 25 cm ≤ 33cm (CV)

d/*Vérification de l'effort tranchant :*

On doit vérifier que : $\tau_u \leq \overline{\tau_u}$

$\overline{\tau_u}$ = 0.07. $\frac{F_{c28}}{\gamma_b}$ =0.07.$\frac{25}{1.5}$ =1.16 MPA

$V_u = \frac{P.L_x .L_y}{2L_x + L_x}$ = (11.63 .2.40 .3.15)/ (2.3.15+2.4) → v_u =5.815 KN

$\tau_u = \frac{V_U}{b.d}$ = 0.045 MPa

Donc :

$\boldsymbol{\tau}_u$=0.045< $\overline{\tau_u}$ =1.16 MPa C.V

Alors, les armatures de cisaillement ne sont pas nécessaires.

e)Vérification à l'ELS:

La fissuration est considérée comme peu nuisible :

Tableau III.34. Vérification à l'ELS

	En travées	**En appuis**
A (cm²)	3.14	3.14
M_{ser} (KN.m)	1.61	1.61
La position de l'axe neutre « y »	$b.y^2 + 30.A.y - 30Ad = 0$	
	Y=3.06 cm	**Y = 3.06m**
I (cm^4)	$I = \frac{b}{3} y^3 + 15\ A\ (d-y)^2$	
	$I=5608.73\ cm^4$	$I=5608.73\ cm^4$
$\bar{\sigma}_b$ (MPa)	$\bar{\sigma}_b = 0.6\ f_{c28} = 0.6 \times 25$ **=15 MPa**	
σ_b (MPa)	$\sigma b = \frac{Mser}{I}.y$	
	σ_b= 0.88 MPa	**σ_b= 0.88 MPa**
$\sigma_b < \bar{\sigma}_b$	**C.V**	**C.V**

Donc : les armatures calculées à E.L.U. seront maintenues.

f) Vérification de la flèche (suivant y):

Tableau III.35. Vérifications préliminaires de la flèche

	1ère condition			2ème condition			3ème condition		
Section (cm^2)	$\frac{h}{L}$	$\frac{1}{16}$	$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$	$\frac{h}{L}$	$\frac{M_t}{20 \times M_0}$	$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{20} \times \frac{M_t}{M_0}$	$\frac{A}{bd}$	$\frac{2}{f_e}$	$\frac{A}{bd} \leq \frac{2}{f_e}$
100*15	0.048	0.062	**C.V**	0.048	0.008	**C.N.V**	0.002	0.005	**C.V**

IV.1.Introduction :

L'objectif initial de l'étude dynamique d'une structure est la détermination des caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de ses vibrations libres non amorties (VLNA).

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

Donc le système de contreventement doit être dispose de façon a :

●Reprendre une charge verticale suffisante pour assurer sa stabilité.

● Assurer une transmission directe des charges aux fondations.

● Minimiser les effets de torsion.

IV.2. Disposition des voiles:

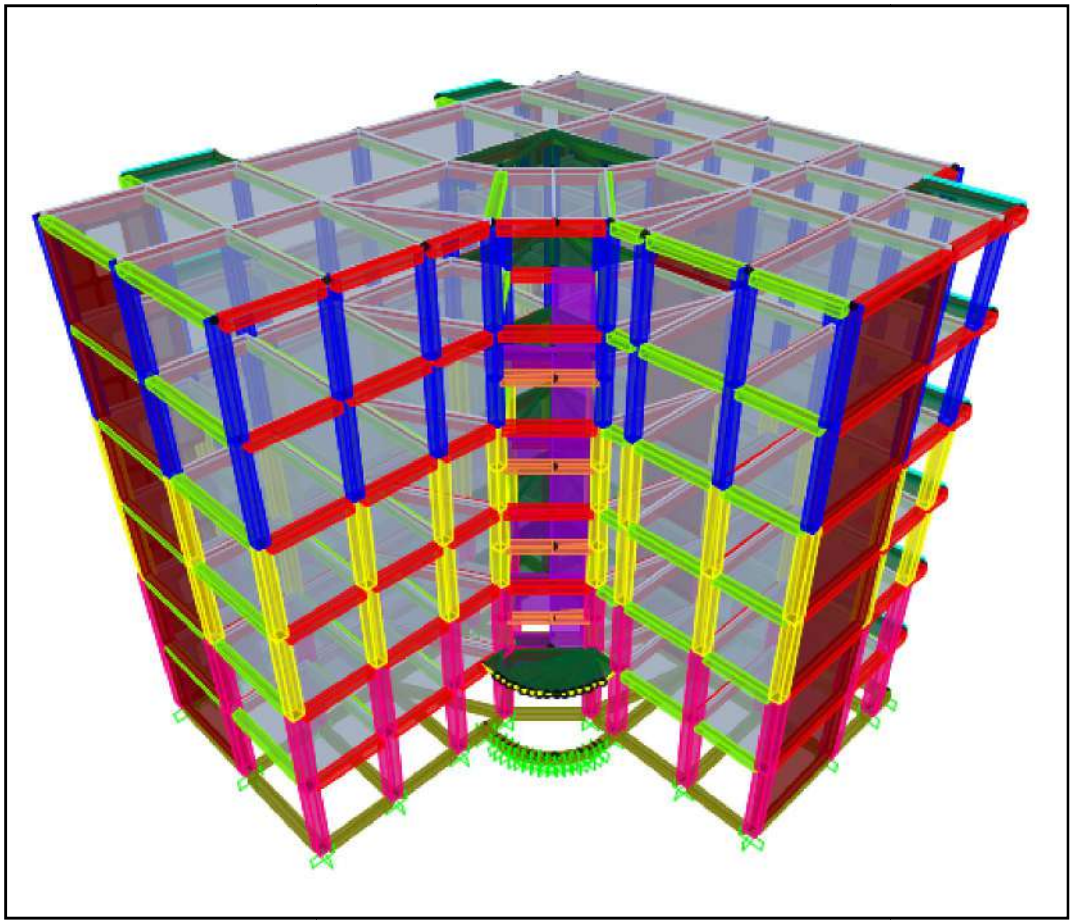


Figure. IV.1. Vue de la Structure en 3D

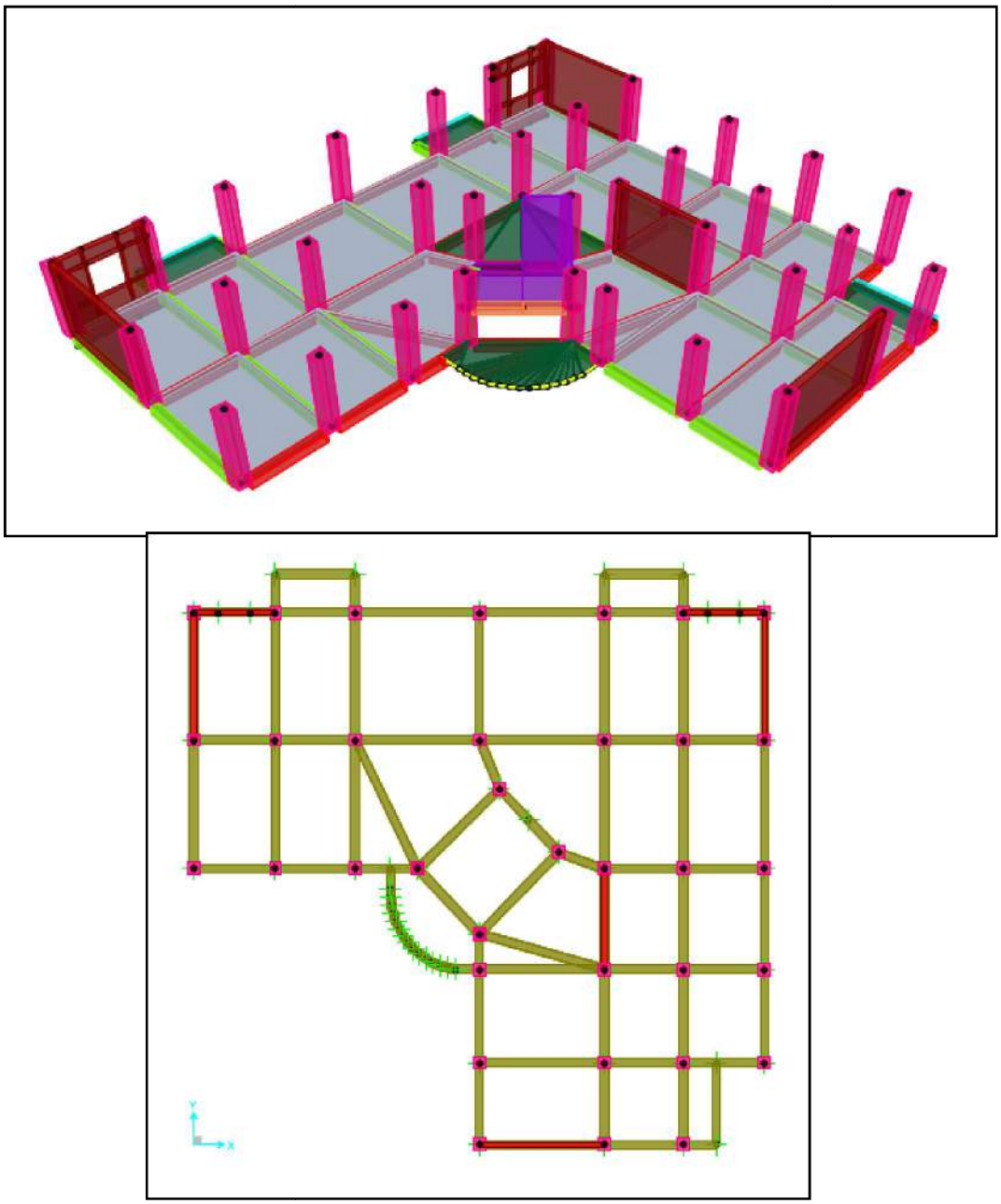


Figure. IV.2. Disposition des voiles en 3D et en 2D pour le RDC

IV.3. Caractéristiques dynamiques de la structure :

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

- Le centre de Masse**.**
- Le centre de torsion.

IV.3 .1. Centre de masse :

Les masses sont considérées comme concentrées au niveau des planchers, il est donc nécessaire de connaître les centres de masse qui représentent les points d'application des forces sismiques latérales.

Le centre de masse sera déterminé pour chaque niveau en considérant tous les éléments qui ont une influence sur la stabilité du bâtiment (poteaux, poutres, murs, escaliers, voiles…), Il est défini par la formule suivante :

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

Avec :

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

IV.3 .2. Centre de torsion :

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

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

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

Avec :

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

IV.4.Détermination du centre de masse et centre de torsion :

Tableau. IV.1. les coordonnées du centre de masse et du centre de torsion.

Niveau		*Inertie et centre d'inertie*				*Masse et centre de Masse*		
***Diaphragme* N°**	***Niveau (m)***	***∑ Ix (m^4)***	***∑ Iy (m^4)***	***XR (m)***	***YR (m)***	***Masse.g (kN)***	***XG (m)***	***YG (m)***
A_ DIAPH_ 19.44	19.44	1.8929	3.8329	10.94	11.31	3170.72	12.35	11.21
B_ DIAPH_16.20	16.20	1.8929	3.8329	10.94	11.31	3521.55	12.44	11.27
C_ DIAPH_12.96	12.96	1.9238	3.8638	10.94	11.07	3582.20	12.44	11.26
D_ DIAPH_ 9.72	9.72	1.9238	3.8638	10.94	11.07	3628.74	12.44	11.24
E_ DIAPH_ 6.48	6.48	1.9687	3.9087	10.94	10.87	3680.73	12.45	11.22
F_ DIAPH_ 3.24	3.24	1.9687	3.9087	10.94	10.87	3794.25	12.39	11.14

IV.5. Excentricité :

IV.5 .1. Excentricité théorique:

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

$$E_x = \left|X_T - X_G\right| \qquad E_Y = \left|Y_T - Y_G\right|$$

Tableau. IV.2. calcul de l'excentricité

Excentricité				
***Diaphragme* N°**	***Niveau (m)***	***Ex = |XR-XG| (m)***	***Ey = |YR-YG| (m)***	***Vérification***
A_ DIAPH_ 19.44	19.44	1.41	0.10	C.V
B_ DIAPH_ 16.20	16.20	1.50	0.04	C.V
C_ DIAPH_ 12.96	12.96	1.50	0.19	C.V
D_ DIAPH_ 9.72	9.72	1.50	0.17	C.V
E_ DIAPH_ 6.48	6.48	1.51	0.35	C.V
F_ DIAPH_ 3.24	3.24	1.45	0.27	C.V

IV.5 .2. Excentricité accidentelle: *[RPA 99 version 2003 Art 4.2.7]*

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

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

- Excentricité théorique résultant des plans.

$$Ex = 0{,}05.Lx$$
$$Ey = 0{,}05.Ly$$

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

Tableau. IV.3. calcul de l'excentricité accidentelle

Niveau (m)	*Lx (m)*	*Ly (m)*	*Ex (m)*	*Ey (m)*
19.44	21.40	20.15	1.07	1.0075
16.20	21.40	20.15	1.07	1.0075
12.96	21.40	20.15	1.07	1.0075
9.72	21.40	20.15	1.07	1.0075
6.48	21.40	20.15	1.07	1.0075
3.24	21.40	20.15	1.07	1.0075

IV.5 .3. Excentricité admissible: *[RPA version 2003Art 3.5.1-a]*

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

On a :

Longueur du bâtiment = 21.40 m

Largeur du bâtiment = 20.15 m

Excentricité suivant x = 15 %.Lx = **3.21 m**

Excentricité suivant y = 15 %.Ly = **3.02 m**

IV.5 .4. Effet de la torsion accidentelle : *[RPA 99 version 2003 Art 4.3.7]*

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

IV.6. Choix de la méthode de calcul :

IV.6 .1. Méthodes utilisables : *[Art 4.1.1 RPA99v2003]*

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

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

Le bâtiment étudie présente une configuration irrégulière et la hauteur dépasse 17 mètres situé en zone III avec groupe d'usage 2. Selon *[ART 4.1.2 RPA99v2003]* la méthode statique équivalente n'est pas applicable on utilise donc la méthode modale spectrale.

IV.7. Méthode dynamique modale spectrale :

IV.7.1. Principe :

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

IV.7.2. Modélisation :

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

Le calcul se fait par le logiciel d'analyse "SAP2000.v17"

IV.7.3. Le spectre de réponse de calcul : *[ART 4.3.3 RPA99V2003]*

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

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



Figure. IV.3. Le spectre de réponse suivant x,y.

IV.7.3.1.Coefficient d'accélération A : *[TAB.4.1 RPA99V2003]*

Donné par la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment.

►L'ouvrage est du « groupe 2 » (bâtiment d'habitation collective dont la hauteur ne dépasse pas 48m).

►L'implantation de ce bâtiment se fera dans la wilaya de BLIDA (zone III).

Donc : A=0,25

IV.7.3.2.Facteur de correction d'amortissement η :

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

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

IV.7.3.3.Coefficient de comportement R : *[Art 3.4 RPA99 v2003]*

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

●les voiles reprennent au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales et la totalité des sollicitations dues aux charges horizontales,

●Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultant de leurs interactions à tous les niveaux.

●Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant d'étage.

Donc : **R=4** (Dans ce cas système de contreventement de structures en portiques par des voiles en béton armé. « Voiles reprennent 100 % de l'effort tranchant d'étage dues aux charges horizontales (Tx, Ty)»**)**

►***Justification du coefficient de comportement R :***

Suivant X :

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

Niveau (m)	Sollicitations dues aux charges verticales			Sollicitations dues aux charges horizontales		
	Poids Nz (kN)	Nz /Poteaux (kN)	Nz /Voiles (kN)	Effort tranchant Tx (kN)	Tx /Poteaux (kN)	Tx /Voiles (kN)
19.44	2939.112	2601.673	337.439	820.499	0.000	820.499
16.20	6034.338	5425.425	608.913	1311.206	0.000	1311.206
12.96	9535.566	8663.780	871.786	1774.004	0.000	1774.004
9.72	13074.060	11889.152	1184.908	2158.448	0.000	2158.448
6.48	16850.698	15455.199	1395.499	2470.140	0.000	2470.140
3.24	20665.235	18989.816	1675.419	2652.883	0.000	2652.883

Valeurs en pourcentage :

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

Niveau (m)	Sollicitations dues aux charges verticales			Sollicitations dues aux charges horizontales		
	Poids Nz (%)	Nz /Poteaux (%)	Nz /Voiles (%)	Effort tranchant Tx (%)	Tx /Poteaux (%)	Tx /Voiles (%)
19.44	100	88.519	11.481	100	0.000	100
16.20	100	89.909	10.091	100	0.000	100
12.96	100	90.858	9.142	100	0.000	100
9.72	100	90.937	9.063	100	0.000	100
6.48	100	91.718	8.282	100	0.000	100
3.24	100	91.893	8.107	100	0.000	100

Suivant Y :

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

Niveau (m)	Sollicitations dues aux charges verticales			Sollicitations dues aux charges horizontales		
	Poids Nz (kN)	Nz /Poteaux (kN)	Nz /Voiles (kN)	Effort tranchant Tx (kN)	Tx /Poteaux (kN)	Tx /Voiles (kN)
19.44	3232.870	2601.673	631.197	839.534	0.000	839.534
16.20	6734.352	5425.425	1308.927	1403.300	0.000	1403.300
12.96	10497.623	8663.780	1833.843	1857.309	0.000	1857.309
9.72	14315.342	11889.152	2426.190	2242.644	0.000	2242.644
6.48	18235.405	15455.199	2780.206	2552.243	0.000	2552.243
3.24	22249.756	18989.816	3259.940	2723.810	0.000	2723.810

Valeurs en pourcentage :

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

Niveau (m)	Sollicitations dues aux charges verticales			Sollicitations dues aux charges horizontales		
	Poids Nz (%)	Nz /Poteaux (%)	Nz /Voiles (%)	Effort tranchant Tx (%)	Tx /Poteaux (%)	Tx /Voiles (%)
19.44	100	80.476	19.524	100	0.000	100
16.20	100	80.563	19.437	100	0.000	100
12.96	100	82.531	17.469	100	0.000	100
9.72	100	83.052	16.948	100	0.000	100
6.48	100	84.754	15.246	100	0.000	100
3.24	100	85.348	14.652	100	0.000	100

IV.7.3.4.Facteur de qualité Q : *[Tab.4.4 RPA99V2003]*

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

$$(Q = 1 \pm \sum_{1}^{6} P_q).$$

Ces pénalités sont rappelées dans le tableau suivant :

Tableau. IV.8. Valeurs des pénalités Pq

	P_q			
Critère "q"	Observé	N/Observé	Q_x	Q_y
1. Conditions minimales sur les files de contreventement	0	0.05	0.05	0.05
2. Redondance en plan	0	0.05	0	0
3. Régularité en plan	0	0.05	0.05	0.05
4. Régularité en élévation	0	0.05	0	0
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0	0.05	0	0
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0	0.10	0	0
			1.10	**1.10**

IV.7.3.5. Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site T1, T2 *[Tab 4.7 RPA99v2003]*

D'après le rapport du sol : Site S3 $\begin{cases} T_1 = 0.15 \text{ s} \\ T_2 = 0.50 \text{ s} \end{cases}$

IV.8. Résultats et vérifications de l'analyse dynamique :

Communément aux deux méthodes de calcul (statique et dynamique), le *RPA99 version 2003[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 :

1. Vérifications du déplacement en tête du bâtiment.
2. Vérifications des déplacements inter-étage.
3. Vérification du cisaillement des éléments.
4. Vérification de l'effort normal réduit dans les poteaux.

IV.8.1. Vérification de comportement des trois premiers modes :

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

Mode	Période(s)	Ux (%)	Uy (%)	Rz (%)	Comportement
Mode 1	0.468	**67.40**	1.05	0.44	Translation suivant l'axe X
Mode 2	0.386	1.17	**67.19**	0.09	Translation suivant l'axe Y
Mode 3	0.250	0.73	0.14	**67.52**	Rotation autour l'axe Z

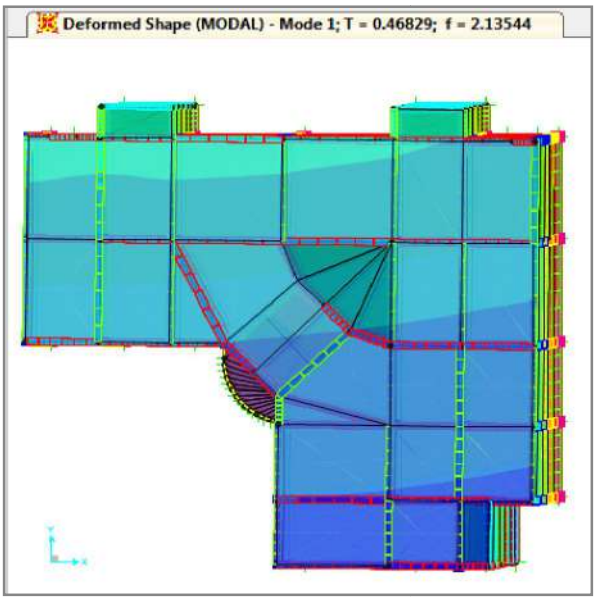


Figure. IV.4. Comportement de 1er mode (translation pur suivant l'axe X)

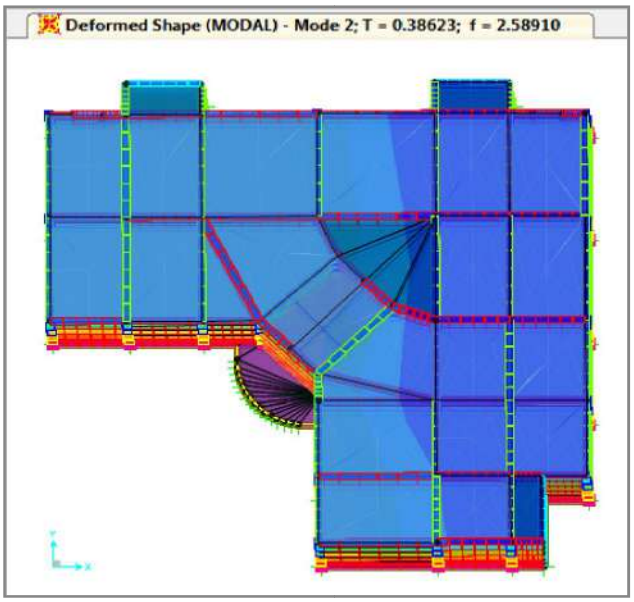


Figure. IV.5. Comportement de 2ème mode (translation pur suivant l'axe Y)

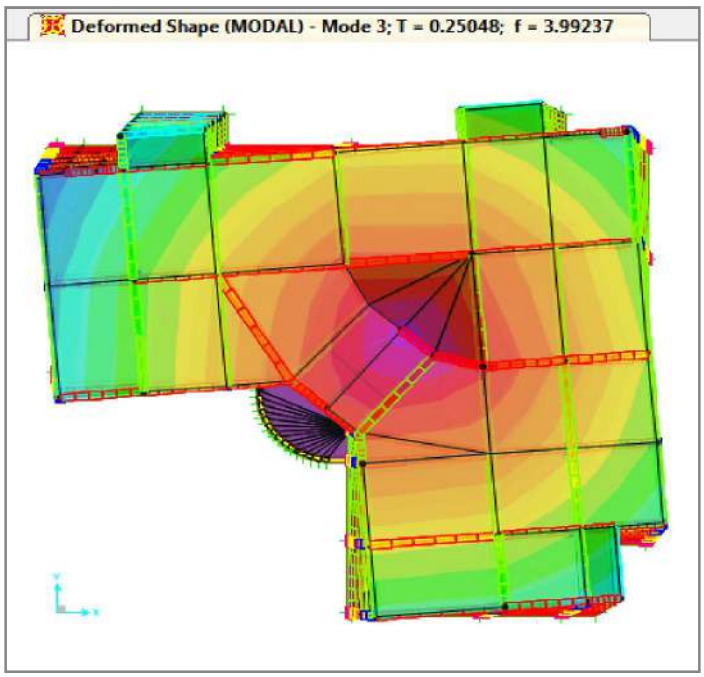


Figure. IV.6. Comportement de 3ème mode (rotation autour de l'axe Z)

IV.8.2. Vérification de participation massique : *[Art 4.3.4.a RPA99v2003]*

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

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

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

Tableau. IV.10. vérification de participation massique

Mode	Période (s)	Ux(%)	Uy(%)	Rz(%)	Sum Ux (%)	Sum Uy (%)	Sum Rz (%)
Mode 1	**0,468**	**67,40**	1,05	0,44	67,40	1,05	0,44
Mode 2	**0,386**	1,17	**67,19**	0,09	68,57	68,23	0,53
Mode 3	**0,250**	0,73	0,14	**67,52**	69,30	68,37	68,04
Mode 4	0,114	21,24	0,02	0,01	90,54	68,39	68,05
Mode 5	0,094	0,00	19,47	0,01	90,54	87,86	68,06
Mode 6	0,087	0,04	1,79	0,21	90,58	89,64	68,28
Mode 7	0,084	0,06	0,06	0,03	90,64	89,70	68,30
. . .	. . .	. . .	. . .	. . .	. . .	. . .	. . .
Mode 20	0,057	**0,12**	**0,01**	**0,02**	**90,97**	**90,01**	**89,07**
$\sum$ T	**2.394 s**						

•La participation massique atteint plus de 90% suivant x dans le 4ème mode

•La participation massique atteint de plus de 90% suivant y au 20ème mode

•Le mode retenu =20 modes

•La période de cette dissipation T=somme de période 1 vers 20 : T=2.394 s

►On remarque que le sens X dissipé rapidement que le sens Y car ce le sens de faible rigidité $\sum Kx < \sum Ky$ (plus souple que l'autre sens)

IV.8.3. Vérification de la force sismique V à la base : *[Art 4.3.6 RPA99v2003]*

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

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

IV.8.3. 1.Calcul de la force sismique totale : *[Art 4.2.3 RPA99v2003]*

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

$$V_x = \frac{A.Dx.Qx}{R}.W \qquad V_x = \frac{A.Dy.Qy}{R}.W$$

Tel que :

●A : coefficient d'accélération de zone (**A = 0,25**) …… *[TAB.4.1 RPA99V2003]*

●**T2 = 0,5 s**, (site S3) …….[Tab 4.7 RPA99v2003]

●η : facteur de correction d'amortissement :

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

ξ = 7 % → **η = 0,882** ……. *[TAB.4.2 RPA99V2003].*

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

$$T = C_T h_n^{\frac{3}{4}} \Longrightarrow \ldots\ldots\ldots \text{ [Art 4.2.4(4.6) RPA99v 2003]} \Longrightarrow \begin{cases} C_T = 0.050 \\ h_n = 19.44 \text{ m} \end{cases}$$

$$T = \frac{0.09 \times h_n}{\sqrt{D}} \ldots\ldots\ldots\ldots \text{ [Art 4.2.4(4.7) RPA99v 2003]} \Longrightarrow \begin{cases} Dx = 21.40 \text{ m} \\ Dy = 20.15 \text{ m} \\ h_n = 19.44 \text{ m} \end{cases}$$

$T = C_T h_n^{\frac{3}{4}} = 0.463$ s → **T= 0.463 s**

$$Tx = \frac{0.09 \times h_n}{\sqrt{Dx}} = \mathbf{0.378s} \qquad Ty = \frac{0.09 \times h_n}{\sqrt{Dy}} = \mathbf{0.390s}$$

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

Donc : **T=0.378 s** $(0 \leq 0.378 \leq 0.50)$

●D : facteur d'amplification dynamique moyen

$$D = \begin{cases} 2.5\eta \ldots\ldots\ldots 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(\frac{T_2}{T})^{\frac{2}{3}} \ldots\ldots\ldots T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta\left(\frac{T_2}{3}\right)^{\frac{2}{3}}(\frac{3}{T})^{\frac{5}{3}} \ldots\ldots\ldots T \geq 3.0s \end{cases} \text{……. } \textit{[Art 4.2.3. (4.2) RPA99v2003]}$$

$$\mathbf{D = 2.5\eta = 2.205}$$

●R : coefficient de comportement global de la structure

R = 4……. [Tab 4.3 RPA99v2003]

●Q : facteur de qualité [Tab.4.4 RPA99V2003] :

Q_x=1.10 ; Q_y=1.10

●W : poids total de la structure

$W = \sum_{i=1}^{n} W_i$ avec $W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$ ……. [Art 4.2.3. (4.5) RPA99v2003]

β = 0.2 (bâtiment d'habitation) …….. [Tableau 4.5 RPA99v2003]

Poids de la structure **W= $23835,018\ KN$**

$$\blacktriangleright V_x = V_y = \frac{A.D.Q}{R}.W = \frac{0.25\times2.205\times1.10}{4} \times 23835{,}018 = \mathbf{3613.24\ KN}$$

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

	Charge statique (KN)	Charge dynamique (KN)	Ed/V	Vérification
Suivant x	3613.24	2832,887	0.784	C.N.V
Suivant y	3613.24	2821,058	0.781	C.N.V

Pour les deux direction (x,y) la condition n'est pas vérifiée, donc il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse dans le rapport $\frac{0.8\times v}{Ed}$.

C'est-à-dire on en amplifier la force dynamique par le coefficient

$\frac{V_x}{E_{dx}} \times 0.8 = 1.020$; $\frac{V_y}{E_{dy}} \times 0.8 = 1.025$

Donc : $\begin{cases} E_{dx} = 2890.592 KN \\ E_{dy} = 2890.592\ KN \end{cases}$

Vérification :

Tableau. IV.12. Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul

	Charge statique (KN)	Charge dynamique (KN)	Ed/V	Vérification
Suivant x	3613.24	2890.59	0.800	Vérifiée
Suivant y	3613.24	2890.59	0.800	Vérifiée

IV.8.4. Vérification de la stabilité au renversement: *[Art 4.4.1 RPA99v2003]*

Le moment de renversement qui peut être causé par l'action sismique doit être calculé par rapport au niveau de contact sol fondation.

Le moment de renversement est égal à :

$$\mathbf{M_{Rx} = h_i . F_{iy}}$$

$$\mathbf{M_{Ry} = h_i . F_{ix}}$$

Avec :

- Fix ,Fiy : la force distribuée en hauteur suivant X et Y
- hi : la hauteur de l'étage par rapport à la base 0

IV.8.4.1. Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur *[Art 4.4.1 RPA99v2003]*

La résultante des forces sismiques à la base **V** doit être distribuée sur la hauteur de la structure selon les formules suivantes :

$$\mathbf{V= F_t+\sum F_i}$$

La force concentrée F_t au sommet de la structure permet de tenir compte de l'influence des modes supérieurs de vibration. Elle doit être déterminée par la formule : $\mathbf{F_t = 0,07\ TV}$ où T est la période fondamentale de la structure (en secondes).

La valeur de F_t ne dépassera en aucun cas **0,25 V** et sera prise égale à **0** quand T est plus petit ou égale à 0,7 secondes

La partie restante de V soit $(V - F_t)$ doit être distribuée sur la hauteur de la structure suivant la formule :

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

Où :

F_i : Effort horizontal revenant au niveau i

h_i : niveau du plancher ou s'exerce la force F_i

h_j : niveau du plancher quelconque

W_i, W_j : poids revenant aux plancher i, j

Car on a T<0.7 donc $\mathbf{F_t=0\ KN}$

Tableau. IV.13. les forces sismiques de chaque niveau

Niveau (m)	$\mathbf{W_i}$ (kN)	$\mathbf{h_i}$ (m)	$\mathbf{W_i.h_i}$ (kN.m)	$\mathbf{F_{IX}}$ (kN)	$\mathbf{F_{IY}}$ (kN)
19.44	3169.58	19.44	61616.64	**753.01**	753.54
16.20	3520.29	16.20	57028.70	**696.94**	697.43
12.96	3580.92	12.96	46408.72	**567.15**	567.55
9.72	3627.44	9.72	35258.72	**430.89**	431.19
6.48	3679.41	6.48	23842.58	**291.38**	291.58
3.24	3792.89	3.24	12288.96	**150.18**	150.29

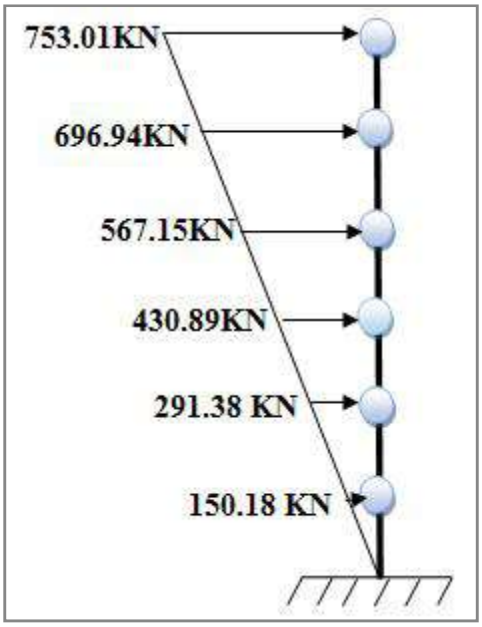


Figure. IV.7. Concentration des forces sismiques aux étages

Donc le moment de renversement égale :

Tableau. IV.14. calcul du moment de renversement

Niveau (m)	$\mathbf{F_{IX}}$ (kN)	$\mathbf{F_{IY}}$ (kN)	$\mathbf{M_{RX}}$ (kN.m)	$\mathbf{M_{RY}}$ (kN.m)
19.44	753.01	753.54	14638.44	14648.77
16.20	696.94	697.43	11290.39	11298.36
12.96	567.15	567.55	7350.30	7355.49
9.72	430.89	431.19	4188.26	4191.21
6.48	291.38	291.58	1888.12	1889.45
3.24	150.18	150.29	486.59	486.93
		$\sum\mathbf{M_R}$	**39842.1**	**39870.21**

IV.8.4.2. Le moment stabilisant :

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

Le moment de stabilité est égal à : $M_{SX} = W.X_{Gy}$ et $M_{SY} = W.Y_{Gx}$

Avec :

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

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

Tableau. IV.15. calcul du moment stabilisant

Niveau (m)	**W** (KN)	$\mathbf{X_G}$ (m)	$\mathbf{Y_G}$ (m)	$\mathbf{M_{SX}}$ (KN.m)	$\mathbf{M_{SY}}$ (KN.m)
19.44	3169.58	12.35	11.21	39144.313	35530.9918
16.20	3520.29	12.44	11.27	43792.4076	39673.6683
12.96	3580.92	12.44	11.26	44546.6448	40321.1592
9.72	3627.44	12.44	11.24	45125.3536	40772.4256
6.48	3679.41	12.45	11.22	45808.6545	41282.9802
3.24	3792.89	12.39	11.14	46993.9071	42252.7946
			$\sum\mathbf{M_S}$	**265411.2806**	**239834.0197**

Vérification :

On doit vérifier que : $\frac{M_S}{M_R} \geq 1.5$

Tableau. IV.16. Vérification de stabilisation

$\mathbf{M_{SX}}$ (KN.m)	$\mathbf{M_{SY}}$ (KN.m)	$\mathbf{M_{RX}}$ (KN.m)	$\mathbf{M_{RY}}$(KN.m)	$\frac{Msx}{Mrx}$	$\frac{Msy}{Mry}$	Vérification
265411.2806	239834.0197	39842.1	39870.21	**6.66**	**6.015**	**C.V**

Commentaire :

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

IV.8.5. Vérification des déplacements inter-étages : *[Art 4.4.1 RPA99v2003]*

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

$$\boldsymbol{\delta_k = \delta_{ek} \cdot R}$$

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

R : coefficient de comportement.

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

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

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

Suivant X :

Tableau. IV.17. Vérification des déplacements inter-étage suivant x

Niveau(m)	**δek** (cm)	**R**	**δk** (cm) $=\delta_{ek}$. R	**Δδ** (cm)	**0,01.he** (cm)	**Vérification**
19.44	1.52	4	6.08	1.32	3.24	C.V
16.2	1.19	4	4.76	1.28	3.24	C.V
12.96	0.87	4	3.48	1.24	3.24	C.V
9.72	0.56	4	2.24	1.08	3.24	C.V
6.48	0.29	4	1.16	0.76	3.24	C.V
3.24	0.10	4	0.40	0.40	3.24	C.V

La vérification des déplacements entre-étages est satisfaite à tous les étages dans le sens X.

Suivant Y :

Tableau. IV.18. Vérification des déplacements inter-étage suivant

Niveau(m)	**δek** (cm)	**R**	**δk** (cm) $=\delta_{ek}$. R	**Δδ** (cm)	**0,01.he** (cm)	**Vérification**
19.44	0.97	4	3.88	0.80	3.24	C.V
16.2	0.77	4	3.08	0.84	3.24	C.V
12.96	0.56	4	2.24	0.76	3.24	C.V
9.72	0.37	4	1.48	0.68	3.24	C.V
6.48	0.20	4	0.80	0.52	3.24	C.V
3.24	0.07	4	0.28	0.28	3.24	C.V

La vérification des déplacements entre-étages est satisfaite à tous les étages dans le sens Y.

IV.8.6. Vérification des déplacements en tête : *[Art 4.4.1 RPA99v2003]*

Pour le calcul des déplacements en tête en suppose notre structure comme une console encastre à la base et soumise à une force verticale (force sismique) et on vérifié le déplacement en tête avec la flèche admissible de cette console.

Avec : $\bar{\delta}$ **=H/250**

$\bar{\delta}$: Déplacement admissible de la structure.

Tableau. IV.19. Vérification des déplacements en tête

	δek (cm)	**R**	**δk** (cm)	**δ adm** (cm)	**Vérification**
δx	1.52	4	6.08	7.78	C.V
δy	0.97	4	3.88	7.78	C.V

Commentaire :

Les déplacements (en tête et inter étage) sont inférieurs aux déformations admissibles

IV.8.7. Vérification de l'effort normal réduit à la base : *[Art 7.1.3.3 RPA99v2003]*

On entend par effort normal réduit, le rapport :

$$\upsilon = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0{,}3$$

Où :

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

Bc : est l'aire (section brute) de cette dernière.

fcj : est la résistance caractéristique du béton.

Remarque :

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

Les nouvelles sections :

Tableau. IV.20. les nouvelles sections choisis

Niveau	Section	
	b (cm)	**h** (cm)
5eme étage	35	35
4eme étage	35	35
3eme étage	40	40
2eme étage	40	40
1er étage	45	45
RDC	45	45

Vérification :

Tableau. IV.21. Vérification de l'effort normal réduit à la base

		N_d (KN)	**Bc**(cm²)	**Combinaison**	υ	$\upsilon \leq 0.3$
POT 45X45	Suivant **x**	1184.318	184900	G+Q+EdX	0.256	C.V
	Suivant **y**	1196.884	184900	G+Q+EdY	0.259	C.V

IV.8.8. Vérification vis à vis de l'effet P-Δ : *[Art 5.9 RPA99v2003]*

Les effets du 2° ordre (ou effet P-**Δ**) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{Pk \times \Delta k}{Vk \times hk} \leq 0.10$$

Pk : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau «k »

Vk: effort tranchant d'étage au niveau "k".

Δk: déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 ».

hk: hauteur de l'étage « k ».

Si $0.10<\theta \leq 0.20$, Les effets P-Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du1° ordre par le facteur :

$$\frac{1}{1-\theta_k}$$

Si $\theta>0.20$, la structure est partiellement instable et doit être redimensionnée.

Suivant X :

Tableau. IV.22. Vérification de l'effort normal réduit à la base

Niveau(m)	hk (cm)	W_i (KN)	Δkx (cm)	Vk (KN)	θkx	θkx ≤ 0.1
19.44	324	3169.58	0.034	520.251	0.0006	C.V
16.2	324	3520.29	0.075	570,742	0.001	C.V
12.96	324	3580.92	0.230	572,745	0.004	C.V
9.72	324	3627.44	0.441	432,382	0.011	C.V
6.48	324	3679.41	0.680	290,756	0.026	C.V
3.24	324	3792.89	0.923	148,091	0.072	C.V

Suivant Y :

Tableau. IV.23. Vérification l'effet P-Δ suivant Y

Niveau(m)	hk (cm)	W_i (KN)	Δky(cm)	Vk (KN)	θky	θkx ≤ 0.1
19.44	324	3169.58	0.065	522.149	0.001	C.V
16.2	324	3520.29	0.095	572.125	0.001	C.V
12.96	324	3580.92	0.286	574.133	0.006	C.V
9.72	324	3627.44	0.542	433.430	0.014	C.V
6.48	324	3679.41	0.810	291.460	0.031	C.V
3.24	324	3792.89	0.910	148.450	0.070	C.V

On constate que la structure étudiée est justifiée vis –a-vis de l'effet P-Δ.

V.1. 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 :

1. Les combinaisons données par les règles du C.B.A 93 :
   - E.L.U : 1,35G +1,5Q
   - E.L.S : G + Q
2. 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'exploitation

E : charges sismique.

V.2.Ferraillage des poutres :

V.2.1. Introduction :

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

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

Les matériaux :

Tableau .V.1. Les données de calcul

Situation durable		Situation accidentelle	
Béton	**Acier**	**Béton**	**Acier**
$\gamma b = 1,5$	$\gamma s = 1,15$	$\gamma b = 1,15$	$\gamma s = 1$
$\sigma b = 25$ Mpa	FeE 400	$\sigma b = 25$ Mpa	FeE 400
$\overline{\sigma b} = 14,2$Mpa	$\overline{\sigma s} = 348$ Mpa	$\overline{\sigma b} = 18.48$Mpa	$\overline{\sigma s} = 400$ Mpa

Les sections :

- Poutres principales : (30*35) cm²
- Poutres secondaires : (30*30) cm²

V.2.2. Recommandation des règlements :

V.2.2.1. Recommandations du R.P.A99v2003 :

►***Armatures longitudinales :*** *[Art 7.5.2.1 RPA99v2003]*

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

2. Le pourcentage maximum des aciers longitudinaux est de :

-4% en Zone courante.

-6% en Zone nodale.

3. 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.

4. La longueur minimale de recouvrement est de $50\,\phi$ en Zone III

5. L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué conformément à la figure 7.5 avec des crochets à 90°.

►***Armatures transversales :*** *[Art 7.5.2.2 RPA99v2003]*

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

b : largeur de la poutre.

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

- $\mathrm{St} = \min\left[\frac{h}{4};\ 12\emptyset l\right]$ ... ... [Zone nodale]
- $\mathrm{St} \leq \frac{h}{2}$ ... ... [Zone courant]

V.2.2.2. Recommandations du CBA93 :

La section des armatures longitudinales est :

$$A \geq \mathrm{Amin} = \frac{b.h}{1000} \ldots\ldots\ldots [A.7.1.2.1\ CBA93]$$

Le diamètre des armatures transversales est :

$$\emptyset_t \leq \min\left[\frac{h}{35};\ \frac{b}{10};\ \emptyset_l\right] \ldots\ldots\ldots [A.6.4.2\ CBA93]$$

Calcul et vérification de l'espacement :

- $\mathrm{St} = \min[0.9d\ ;\ 40cm]$ ... ... $[Art\ A.5.1.2.2\ CBA93]$
- $\frac{A_t \times f_e}{b \times S_t} \geq 0.4$ Mpa ... ... $[Art\ A.5.1.2.2\ CBA93]$
- $\frac{A_t}{b_0.S_t} \geq \gamma_s\left(\frac{\tau_u - 0.3 \times k \times f_{t28}}{0.9 \times f_e[\cos\alpha + \sin\alpha]}\right)$ ... ... $[Art\ A.5.1.2.3\ CBA93]$

Avec K=1, $\alpha=90^0$

V.2.3. Ferraillage longitudinal des poutres principales et secondaires a l'ELU :

V.2.3.1. Les poutres principales :

Tableau .V.2. Choix de Ferraillage longitudinal des poutres principales

Usage	Section	Position	M (kN.m)	Combinaison	A calculée (cm^2)	A choisie (cm^2)	
Terrasse	**30x35**	Travée	46.37	ELU	4.34	**4HA12**	4.52
		Appui	-72.57	G+Q+Edx	6.00	**6HA12**	6.78
courant	**30x35**	Travée	52.89	ELU	5.00	**5HA12**	5.65
		Appui	-75.58	ELU	7.98	**3HA12+ 3HA14**	8.01

V.2.3.2. Les poutres secondaires :

Tableau .V.3. Choix de Ferraillage longitudinal des poutres secondaires

Usage	Section	Position	Mu (KN.m)	Combinaison	A calculée (cm^2)	A choisies (cm^2)	
Terrasse	**30x30**	Appui	-26.28	G+Q+Edy	2.5	**3HA12**	3.39
courant	**30x30**	Appui	-27.02	G+Q+Edy	2.50	**3HA12**	3.39

V.2.4. contraintes Vérification des à l'état limite de service :

Après le choix des armatures longitudinales, 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 fc28=15 Mpa, et on doit vérifier que : $\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$

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

$$\overline{\sigma_s} = \min\left[\frac{2}{3} \times f_e \; ; \; 110\sqrt{\eta \times f_{tj}}\right] = 201.63\text{Mpa}.$$

On doit vérifier que : $\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$

V.2.4.1. Les poutres principales :

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

Usage	Section	Position	M_{ser} (KN.m)	A_{s1} (cm^2)	A_{s2} (cm^2)	σ_b Mpa	$\overline{\sigma_b}$ Mpa
Terrasse	30x35	Travée	33.92	4.52	3.39	6.5	15
		Appui	-46.73	3.39	6.78	7.9	15
courant	30x35	Travée	38.54	5.65	3.39	7.0	15
		Appui	-55.05	3.39	8.01	8.9	15

V.2.4.2. Les poutres secondaires :

Tableau .V.5. Vérification des contraintes à l'ELS des poutres secondaires

Usage	Section	Position	M_{ser} (KN.m)	A_{s1} (cm^2)	A_{s2} (cm^2)	σ_b Mpa	σ_s Mpa	σ'_s Mpa	$\overline{\sigma_b}$ Mpa	$\overline{\sigma_s}$ Mpa
Terrasse	30x30	Travée	15.16	3.39	3.39	4.3	/	/	15	201.63
		Appui	-17.63	3.39	3.39	4.9	48.6	206.9	15	201.63
courant	30x30	Travée	15.75	3.39	3.39	4.4	/	/	15	201.63
		Appui	-17.99	3.39	3.39	5.0	/	/	15	201.63

V.2.5. Vérification des poutres selon les conditions RPA et CBA :

Il faut vérifie que :

$A_{tendue} \geq A_{min}$ CBA

$A_{Travée} \geq A_{min}$ RPA et $A_{Travée} \leq A_{max}$ RPA

$A_{appui} \geq A_{min}$ RPA et $A_{appui} \leq A_{max}$ RPA

Avec : A_{min} RPA=0,5%.b.h

V.2.5.1. Les poutres principales :

Tableau .V.6. Vérification de ferraillage des poutres principales avec les règlements

Usage	Section	Position	$A_{adoptée}$ (cm^2)	A_{min} RPA99	A_{min} CBA93	A_{max} (cm^2)	Vérification
Terrasse	30x35	Travée	4HA12+3HA12 = 7.92	5.25	1.05	42	C.V
		Appui	6HA12+3HA12 = 10.18			63	
courant	30x35	Travée	5HA12+3HA12 = 12.31	5.25	1.05	42	C.V
		Appui	6HA12+3HA14= 11.4			63	

V.2.5.2. Les poutres secondaires :

Tableau .V.7. Vérification de ferraillage des poutres secondaires avec les règlements

Usage	Section	Position	$A_{adoptée}$ (cm^2)	A_{min} RPA99	A_{min} CBA93	A_{max} (cm^2)	Vérification
Terrasse	30x30	Travée	6HA12=6.78	4.5	0.9	36	C.V
		Appui	6HA12=6.78			54	
courant	30x30	Travée	6HA12=6.78	4.5	0.9	36	C.V
		Appui	6HA12=6.78			54	

V.2.6. Justification des poutres sous sollicitation d'effort tranchant :

La contrainte de cisaillement du béton est donnée par :

$\tau_u = \frac{T_u}{b.d}$; Avec : **T_u:** effort tranchant

Tableau .V.8. Calcul de $\bar{\tau}_u$

	poutres de rive	poutres intermédiaires
Fissuration	la fissuration est préjudiciable	la fissuration est peu nuisible
$\bar{\tau}_u$	Min [0.15. $\frac{f_{c28}}{\gamma_b}$; 4Mpa]	Min [0.2.$\frac{f_{c28}}{\gamma_b}$; 5Mpa]
situation durable	$\bar{\tau}_u$=2.5 MPa	$\bar{\tau}_u$=3.3 MPa
Situation accidentelle	$\bar{\tau}_u$=3.26 MPa	$\bar{\tau}_u$= 4.34 MPa

Tableau .V.9. Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres

	Niveau	B (cm^2)	T_u (KN.m)	combinaison	τ_u (Mpa)	$\bar{\tau}$ (Mpa)	Vérification $\tau_u \leq \bar{\tau}$
Poutres principales	Terrasse	30*35	100.87	ELU	1.03	3.3	C.V
	Etage courant	30*35	117.66	ELU	1.21	3.3	C.V
Poutres secondaires	Terrasse	30*30	41.68	ELU	0.50	3.3	C.V
	Etage courant	30*30	42.09	ELU	0.51	3.3	C.V

V.2.7. Calcul des armatures transversales :

- L'acier choisi est de type ronds lisses de nuance FeE235.

- Le diamètre des armatures transversales est donné par :

$\emptyset_t \leq$ min [h/35; b/10] Selon le *[CBA93.Art A.6.4.2]*

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

Selon le RPA 99 version 2003 *[Art 7.5.2.2]*

$$\begin{cases} S_t = \text{min [h/4 ; 12}\emptyset\text{….. [Zone nodale]} \\ S_t \leq \text{h/2 ……... [Zone courant]} \\ S_t \leq \dfrac{A_t}{0.003 \times b} \end{cases}$$

Selon le [CBA93.Art A.5.1.2.2]

$$\begin{cases} S_t = \text{min [0.9d ; 40cm]} \\ \dfrac{A_t \times f_e}{b \times S_t} \geq 0.4 \text{ Mpa} \\ \dfrac{A_t \times f_e}{b \times S_t} \geq \dfrac{\gamma_s(\tau_u - 0.3 f_{c28}.K)}{0.9 f_e(cos\alpha + \sin \alpha i)} \end{cases}$$

Les valeurs des sections d'armatures transversales (A_t), ainsi que leurs espacements (S_t) pour chaque poutre sont résumes dans les tableaux suivants :

Tableau .V.10. Calcul des armatures transversales des poutres principales et poutres secondaires

		CBA93		**RPA99v2003**			**St adopté**		
Elément	τ_{max} (Mpa)	St (cm)	At (cm²)	Szn (cm)	Szc (cm)	At (cm²)	Szn (cm)	Szc (cm)	At (cm²) choisie
PP **30x35**	1.21	29.25	1.40	8.75	17.5	1.57	10	15	**4HA8=2.01**
PS **30x30**	0.51	24.75	1.19	7.5	15	1.35	10	15	**4HA8=2.01**

V.2.8. Vérification 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 .V.11. Vérification de la flèche des poutres

	1ère condition			**2ème condition**			**3ème condition**		
B (cm²)	$\frac{h}{L}$	$\frac{1}{16}$	$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$	$\frac{h}{L}$	$\frac{M_t}{10 \times M_0}$	$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \times \frac{M_t}{M_0}$	$\frac{A}{bd}$	$\frac{4.2}{f_e}$	$\frac{A}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e}$
30*35	0.082	0.062	**C.V**	0.082	0.075	**C.V**	0.006	0.010	**C.V**
30*30	0.073	0.062	**C.V**	0.073	0.075	**C.N.V**	0.004	0.010	**C.V**

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

A (cm^2)	Mt ser (kN. m)	L (m)	ρ	λ	σ_s (MPa)	μ	$I_0(cm^4)$	f_i (mm)	f_{adm} (mm)	$f_i < f_{adm}$
3.39	21.5	4.1	0.004	2.1	255.77	0.4	45737.2	4.1	8.2	**C.V**

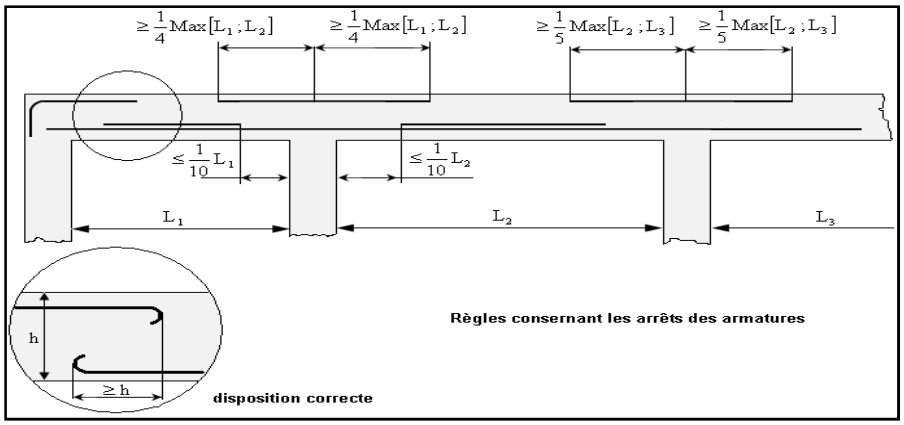


Figure .V.1. Disposition des armatures pour les poutres

V.3.Ferraillage des poteaux :

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

V.3.1. Recommandation du règlement RPA99v2003 :

►Armatures longitudinales : *[Art 7.4.2.1 RPA99v2003]*

- 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 :
  - 40 Φ en zone I, IIa.
  - 50 Φ en zone IIb, III.
- La distance maximale entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser :

- 25 cm en zone I, IIa.
- 20 cm en zone IIb, III.

- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible à l´extérieur des zones nodales.

►***Armatures transversales*** *: [Art 7.4.2.2 RPA99v2003]*

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$A_t = \frac{\rho_a . S_t . T_u}{f_e . h_I}$$

T_u : l'effort tranchant de calcul.

h_I: hauteur totale de la section brute.

S_t : espacement des armatures transversales

$$S_t \leq \begin{cases} \text{Min}(10\Phi_l, 15\text{cm}) \ldots\ldots\ldots \text{Zone I et IIa} \\ 10\text{ cm} \ldots\ldots\ldots \text{Zone IIb et III} \end{cases} \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \text{Zone nodal}$$

$$S_t \leq \begin{cases} 15\Phi_l \ldots\ldots\ldots \text{Zone I et IIa} \\ \text{Min}\left(\frac{b}{2}, \frac{h}{2}, 10\Phi_l\right) \ldots\ldots\ldots \text{Zone IIb et III} \end{cases} \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \text{Zone courante}$$

$\emptyset l$: Diamètre minimale des armatures longitudinales du poteau.

ρ_a: Coefficient correcteur en fonction de l'élément, il est donné comme suit :

$$\begin{cases} \rho_a = 2.5 & \text{si} \quad \lambda \geq 5 \\ \rho_a = 3.75 & \text{si} \quad \lambda < 5 \end{cases}$$

La quantité des armatures transversales minimale en pourcentage donnée par :

$$\frac{A_t}{S_t \times b} = \begin{cases} 0.3\% & \text{si} \quad \lambda g \geq 5 \\ 0.8\% & \text{si} \quad \lambda g \leq 3 \end{cases}$$

Si $3 < \lambda_g < 5$ interpoler entre les valeurs limites précédentes λg est l'élancement géométrique du poteau

$$\lambda g = \left(\frac{lf}{a} \text{ou} \frac{lf}{b}\right)$$

a,b : dimension de la section droite du Poteau.

On prend f_e =235 MPa

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de 10 $\emptyset_t$ minimum.

V.3.2. Détermination des sections d'acier :

Les résultats du calcul des armatures de résistance sont résumes dans le tableau suivant :

Tableau .V.13. Les Armatures longitudinaux des poteaux

Niveau (m)	Section	Cas	Combinaison	N (kN)	M_u (kN.m)	A_{cal} (cm²)	A'_{cal} (cm²)	Amin (cm²)	Achoisi (cm²)
6.48	**45*45**	Nmax	1,35.G+1,5.Q	1153.60	12.09	0	0	18.23	**4HA16+ 4HA20 =20.61**
6.48	**45*45**	Mmax	G+Q+EdX	746.91	68.30	0	0	18.23	
6.48	**45*45**	Nmin	0,8.G+EdX	723.17	4.08	0	0	18.23	
3.24	**45*45**	Nmax	1,35.G+1,5.Q	1424.08	7.24	0	0	18.23	
3.24	**45*45**	Mmax	G+Q+EdX	614.86	34.83	0	0	18.23	
3.24	**45*45**	Nmin	0,8.G+EdX	1096.81	4.73	0	0	18.23	
12.96	**40*40**	Nmax	1,35.G+1,5.Q	649.99	13.11	0	0	14.40	**8HA16 =16.08**
12.96	**40*40**	Mmax	G+Q+EdX	434.81	70.48	0	0	14.40	
12.96	**40*40**	Nmin	0,8.G+EdX	195.54	5.26	0	0	14.40	
9.72	**40*40**	Nmax	1,35.G+1,5.Q	897.65	10.13	0	0	14.40	
9.72	**40*40**	Mmax	G+Q+EdX	587.91	59.41	0	0	14.40	
9.72	**40*40**	Nmin	0,8.G+EdX	383.83	4.06	0	0	14.40	
19.44	**35*35**	Nmax	1,35.G+1,5.Q	197.07	19.12	0	0	11.03	**8HA14 =12.32**
19.44	**35*35**	Mmax	G+Q+EdX	63.69	55.81	3.74	0	11.03	
19.44	**35*35**	Nmin	0,8.G+EdY	68.23	4.36	0	0	11.03	
16.20	**35*35**	Nmax	1,35.G+1,5.Q	415.25	18.41	0	0	11.03	
16.20	**35*35**	Mmax	G+Q+EdX	154.29	48.69	1.95	0	11.03	
16.20	**35*35**	Nmin	0,8.G+EdX	87.18	8.36	0	0	11.03	

V.3.3. Vérification à l'Etat Limite Service :

Tableau .V.14. Valeurs des contraintes à l'E.L.S

Niveau (m)	Section	N_{ser} (kN)	M_{ser} (kN.m)	$A_{adoptée}$ (kN.m)	σ_b (MPa)	σ_S (MPa)	$\overline{\sigma_b}$ (MPa)	$\overline{\sigma_S}$ (MPa)	vérification
6.48	**45*45**	843.17	-8.80	20.61	3.5	52.3	15	201.63	**C.V**
6.48	**45*45**	803.08	20.83		3.8	56.2			
6.48	**45*45**	149.87	-5.65		0.8	11.4			
3.24	**45*45**	1040.95	-5.27		4.1	61.8			
3.24	**45*45**	984.85	12.61		4.2	62.3			
3.24	**45*45**	183.28	-3.13		0.8	12.0			
12.96	**40*40**	475.11	-9.70	16.08	3.3	47.5	15	201.63	**C.V**
12.96	**40*40**	463.91	19.49		3.9	55.5			
12.96	**40*40**	67.07	-6.78		0.8	11.6			
9.72	**40*40**	656.10	-7.50		4.1	60.2			
9.72	**40*40**	630.57	16.28		4.6	66.2			
9.72	**40*40**	97.23	-5.20		0.9	12.7			
19.44	**35*35**	144.39	13.99	12.32	2.5	34.2	15	201.63	**C.V**
19.44	**35*35**	100.15	18.18		3.1	39.6			
19.44	**35*35**	19.89	3.20		0.5	6.4			
16.20	**35*35**	303.48	13.46		3.6	50.4			
16.20	**35*35**	233.19	15.31		3.3	45.4			
16.20	**35*35**	13.68	2.33		0.3	4.6			

La fissuration est considérée :

- Peu nuisible (poteaux intermédiaires).
- Préjudiciables (poteaux de rive et poteaux d'angle).

V.3.4. Déterminations des armatures transversales :

Justification de la contrainte de cisaillement :

Tableau .V.15. Valeurs des contraintes limites de cisaillement

Niveau	Section (cm^2)	T_u max (kN)	τ_u (MPa)	λ	ρ_d	$\overline{\tau_b}$	$\overline{\tau_u}$	$\tau_u \leq \overline{\tau_u}$ $\tau_u \leq \overline{\tau_b}$
4ème et 5ème étage	**35*35**	5.86	0.0052	22.44	0.075	1.875	3.33	**C.V**
2ème et 3ème étage	**40*40**	7.73	0.0052	19.64	0.075	1.875	3.33	**C.V**
RDC et 1er étage	**45*45**	6.64	0.0035	17.46	0.075	1.875	3.33	**C.V**

Les armatures transversales doivent entourer les barres longitudinales, on prend **(4T8=2.01)** cm^2 avec un espacement St = 15cm en zone courant et St=10 cm en zone nodale.

V.3.5. Vérification de la quantité d'armatures transversales minimale :

Tableau .V.16. Vérification de la quantité d'armatures transversales des poteaux

section	zone	$t = \frac{A_t}{S_t . b}(\%)$	λ_g	t≥0.3%	t≥0.8%	0.3%<t<0.8%
45*45	courante	0.30	4.13	-	-	oui
	nodale	0.45		-	-	oui
40*40	courante	0.34	4.65	-	-	oui
	nodale	0.50		-	-	oui
35*35	courante	0.38	5.32	oui	-	-
	nodale	0.57		oui	-	-

V.3.6. Conclusion :

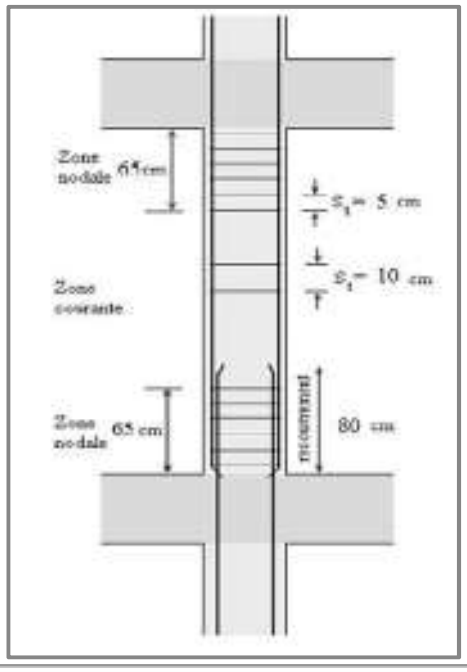


Figure .V.2. Disposition des armatures dans les poteaux

V.4.Ferraillage des voiles :

V.4.1.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

V.4.2. 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.

V.4.3. Voiles avec files d'ouvertures :

V.4.3.1. 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.

V.4.3.2. Les linteaux :

Les linteaux sont calculés en flexion simple (avec les efforts M, V), on devra disposer :

- Des aciers longitudinaux de flexion " A_l".
- Des aciers transversaux " A_t".

- Des aciers en partie courante (aciers de peau).
- Des aciers diagonaux Ad

V.4.4. Recommandations des règlements:

► **Armatures verticales :** *[RPA99v2003 Art 7.7.4.1]*

- ***Selon le CBA 93[2] :***

$A_{ver} \leq 0.4 cm^2$ 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:*** *[RPA99v2003Art 7.7.4]*

$A_v = 0.2\% B_t$ 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[2]*** **:**

Diamètre maximal des armatures horizontales :

$$\varphi_h \leq \min\left[\frac{h}{35};\frac{a}{10};\varphi_v\right]$$

Espacement des armatures horizontales:

$S_h \leq \min [0.9d ; 40cm]$

$$\frac{A_h \times f_e}{a \times S_h} \geq 0.4 \text{ Mpa}$$

$$S_h \leq \frac{A_h \times 0.9\frac{f_e}{\gamma}}{a(\tau_b - 0.3f_{c28})}$$

La contrainte limites de cisaillement : $\tau_b \leq \bar{\tau}$

Où : $\tau_b = \frac{V}{b.d}$ avec : $V = 1.4V_{u\ calculé}$

$\bar{\tau} = 0.2f_{c28}$

Avec :

$\boldsymbol{\tau_b}$**:** Contrainte de cisaillement.

$\bar{\boldsymbol{\tau}}$: Contrainte de cisaillement admissible.

$\mathbf{A_h}$: section d'armatures horizontales.

d = 0.9 h : hauteur utile.

- ***Selon le RPA 99:***

$\varphi_h \leq \frac{1}{10}.a$

$S_h \leq \frac{A.h}{0.003}$

$S_h \leq$ min [1.5a; 30cm]

► **Armatures transversales :**

Ce sont des armatures à haute adhérence de FeE 400, 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.

V.4.5. Recommandations pour les voiles et les trumeaux :

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.

- Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser

$\varphi v, \varphi h \leq \frac{1}{10}.a$; avec : **a :** largeur de voile.

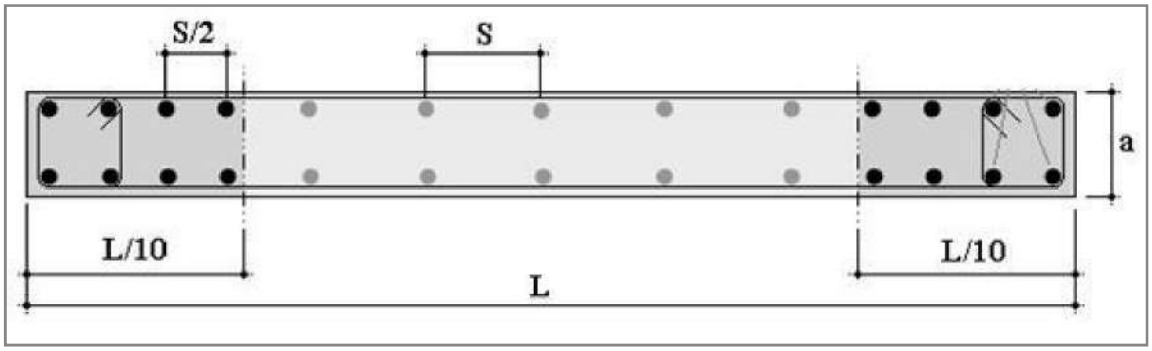


Figure .V.3. Disposition des armatures verticales dans les voiles

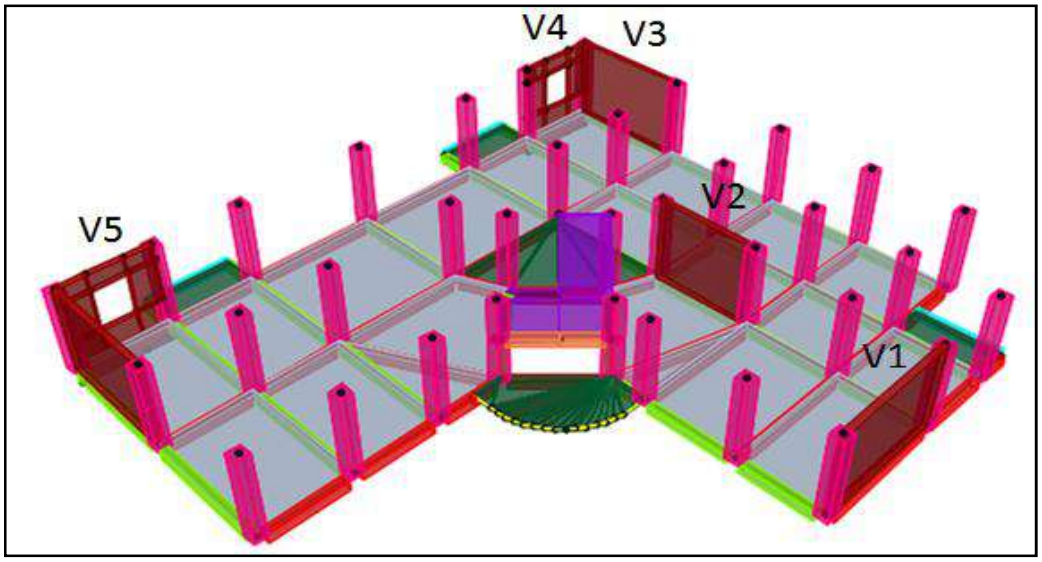


Figure. V.4. Disposition et numérotation des voiles.

V.4.6. Ferraillage des voiles pleins :

V.4.6.1.Armatures verticales :

Tableau .V.17. Calcul des armateurs verticaux des voiles pleins

Niveau	Voile	S (cm^2)	N (KN)	M (KN.m)	Situation	A_{s1} (cm^2)	A_{Min} CBA (cm^2)	S_t (cm)	$A_{choisie}$ (cm^2)
RDC	V_1	425x20	1252.56	5452.22	ACC	19.98	8.5	16	2x (26HA10=**20.42**)
	V_2	310x20	1662.57	2570.7	ACC	3.84	6.2	20	2x (15HA10=**11.78**)
	V_3	405x20	2129.16	4328.57	ACC	4.75	8.1	15	2x (20HA10=**15.71**)
1^{er} étage	V_1	425x20	1067.54	4499.04	ACC	0	8.5	16	2x (26HA8=**13.07**)
	V_2	310x20	1417.54	1755.66	ACC	0	6.2	20	2x (15HA8=**7.54**)
	V_3	405x20	1791.92	3258.23	ACC	0.54	8.1	15	2x (20HA8=**10.05**)
$2^{ème}$ étage	V_1	430x20	917.99	3364.96	ACC	9.78	8.5	16	2x (26HA8=**13.07**)
	V_2	315x20	1242.22	1349.17	ACC	0	6.2	20	2x (15HA8=**7.54**)
	V_3	410x20	1465.65	2498.84	ACC	0	8.1	15	2x (20HA8=**10.05**)
$3^{ème}$ étage	V_1	430x20	688.08	1975.46	ACC	3.45	8.5	16	2x (26HA8=**13.07**)
	V_2	315x20	936.53	896.01	ACC	0	6.2	20	2x (15HA8=**7.54**)
	V_3	410x20	1033.56	1632.14	ACC	0	8.1	15	2x (20HA8=**10.05**)
$4^{ème}$ étage	V_1	435x20	481.22	1198.97	ACC	1.19	8.5	16	2x (26HA8=**13.07**)
	V_2	320x20	668.31	610.79	ACC	0	6.2	20	2x (15HA8=**7.54**)
	V_3	415x20	682.76	1053.36	ACC	0	8.1	15	2x (20HA8=**10.05**)
$5^{ème}$ étage	V_1	435x20	235.26	395.24	ACC	0	8.5	16	2x (26HA8=**13.07**)
	V_2	320x20	320.84	246.51	ACC	0	6.2	20	2x (15HA8=**7.54**)
	V_3	415x20	335.31	164.46	ACC	0	8.1	15	2x (20HA8=**10.05**)

Les résultats du calcul des armatures à l'ELU de résistance sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau .V.18. Vérification des armateurs verticaux selon la condition RPA

Niveau	Voile	S (cm^2)	$A_{choisie}$ (cm^2)	A_{Min} RPA(cm^2)	Vérification
RDC	V_1	425x20	2x (26HA10=**20.42**)	12.75	C.V
	V_2	310x20	2x (15HA10=**11.78**)	9.3	
	V_3	405x20	2x (20HA10=**15.71**)	12.15	
1er étage	V_1	425x20	2x (26HA8=**13.07**)	12.75	C.V
	V_2	310x20	2x (15HA8=**7.54**)	9.3	
	V_3	405x20	2x (20HA8=**10.05**)	12.15	
2ème étage	V_1	430x20	2x (26HA8=**13.07**)	12.75	C.V
	V_2	315x20	2x (15HA8=**7.54**)	9.3	
	V_3	410x20	2x (20HA8=**10.05**)	12.15	
3ème étage	V_1	430x20	2x (26HA8=**13.07**)	12.75	C.V
	V_2	315x20	2x (15HA8=**7.54**)	9.3	
	V_3	410x20	2x (20HA8=**10.05**)	12.15	
4ème étage	V_1	435x20	2x (26HA8=**13.07**)	12.75	C.V
	V_2	320x20	2x (15HA8=**7.54**)	9.3	
	V_3	415x20	2x (20HA8=**10.05**)	12.15	
5ème étage	V_1	435x20	2x (26HA8=**13.07**)	12.75	C.V
	V_2	320x20	2x (15HA8=**7.54**)	9.3	
	V_3	415x20	2x (20HA8=**10.05**)	12.15	

V.4.6.2. Vérification des armatures à ELS :

Après le choix des armatures longitudinales, 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 fc28=15 Mpa, et on doit vérifier que : $\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$

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

$\overline{\sigma_s}$ = min [$\frac{2}{3} \times f_e$; 110$\sqrt{\eta \times f_{tj}}$] = 201.63Mpa.

On doit vérifier que : $\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$

Tableau .V.19. Vérification des armatures a ELS des voiles pleins

Niveau	Voile	S (cm^2)	N (KN)	M (KN.m)	A_{s1} (cm^2)	A_{s2} (cm)	σ_b Mpa	σ_s Mpa	$\overline{\sigma_b}$ Mpa	$\overline{\sigma_s}$ Mpa
RDC	V_1	425x20	985.83	8.72	**20.42**	**20.42**	1.1	16.4	15	201.63
	V_2	310x20	1538.19	-0.89	**11.78**	**11.78**	2.3	35.2		
	V_3	405x20	1058.84	-17.3	**15.71**	**15.71**	1.3	18.9		
1^{er} étage	V_1	425x20	830.97	7.97	**13.07**	**13.07**	0.9	14.2	15	201.63
	V_2	310x20	1307.56	42.04	**7.54**	**7.54**	2.2	32.3		
	V_3	405x20	923.86	-23.17	**10.05**	**10.05**	1.1	17.1		
$2^{ème}$ étage	V_1	430x20	712.84	6.71	**13.07**	**13.07**	0.8	12	15	201.63
	V_2	315x20	1147.31	46.70	**7.54**	**7.54**	1.9	28.3		
	V_3	410x20	801.8	-22.98	**10.05**	**10.05**	1.0	14.7		
$3^{ème}$ étage	V_1	430x20	538.33	6.40	**13.07**	**13.07**	0.6	9.1	15	201.63
	V_2	315x20	869.02	44.47	**7.54**	**7.54**	1.5	21.8		
	V_3	410x20	616.96	185.65	**10.05**	**10.05**	1.0	15.3		
$4^{ème}$ étage	V_1	435x20	381.28	-2.7	**13.07**	**13.07**	0.4	6.3	15	201.63
	V_2	320x20	624.27	29.11	**7.54**	**7.54**	1.0	15.3		
	V_3	415x20	447.70	165.06	**10.05**	**10.05**	0.8	11.7		
$5^{ème}$ étage	V_1	435x20	192.2	-18.95	**13.07**	**13.07**	0.2	3.6	15	201.63
	V_2	320x20	304.21	14.64	**7.54**	**7.54**	0.5	7.5		
	V_3	415x20	243.85	154.94	**10.05**	**10.05**	0.5	7.9		

V.4.6.3. Calcul des armatures horizontales :

Tableau .V.20. Calcul des armatures horizontales des voiles pleins.

Niveau	Voile	h(cm)	e (cm)	T(KN)	τ_b (Mpa)	$\overline{\tau}$ (Mpa)	S_t (cm)	$A_{choisie}$ (cm^2)
RDC	V_1	289	20	1264.19	1.65	5	15	2x (19HA10=**14.92**)
	V_2	294	20	664.18	1.19	5	15	2x (19HA10=**14.92**)
	V_3	294	20	927.92	1.27	5	15	2x (19HA10=**14.92**)
1^{er} étage	V_1	289	20	1048.17	1.37	5	15	2x (19HA10=**14.92**)
	V_2	294	20	498.99	0.89	5	15	2x (19HA10=**14.92**)
	V_3	294	20	883.49	1.21	5	15	2x (19HA10=**14.92**)
$2^{ème}$ étage	V_1	289	20	923.44	1.19	5	15	2x (19HA10=**14.92**)
	V_2	294	20	432.06	0.76	5	15	2x (19HA10=**14.92**)
	V_3	294	20	779.26	1.06	5	15	2x (19HA10=**14.92**)
$3^{ème}$ étage	V_1	289	20	646.86	0.84	5	15	2x (19HA10=**14.92**)
	V_2	294	20	329.67	0.58	5	15	2x (19HA10=**14.92**)
	V_3	294	20	568.26	0.77	5	15	2x (19HA10=**14.92**)
$4^{ème}$ étage	V_1	289	20	516.75	0.66	5	15	2x (19HA10=**14.92**)
	V_2	294	20	285.44	0.50	5	15	2x (19HA10=**14.92**)
	V_3	294	20	431.25	0.58	5	15	2x (19HA10=**14.92**)
$5^{ème}$ étage	V_1	289	20	204.43	0.26	5	15	2x (19HA10=**14.92**)
	V_2	294	20	162.38	0.28	5	15	2x (19HA10=**14.92**)
	V_3	294	20	164.46	0.22	5	15	2x (19HA10=**14.92**)

V.4.6.4. armatures transversales :

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

Tableau .V.21. Diamètre des armatures transversales

armatures longitudinales $\emptyset_v$	épinglesΦ_t
HA 8 à HA 10	HA8

V.4.7.Ferraillage des voiles avec ouverture :

V.4.7.1.les trumeaux :

- ***A)* Armatures verticales :**

Les résultats du calcul des armatures à l'ELU de résistance sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau .V.22. Calcul des armatures verticales des trumeaux

Niveau	Voile	S (cm^2)	N (KN)	M (KN.m)	Situation	A_{s1} (cm^2)	S_t (cm)	$A_{choisie}$ (cm^2)
RDC	V_4	70.5x20	975.32	321.42	ACC	4.1	10	2x (7HA10=**5.50**)
	V_5	70.5x20	1023.85	379.60	ACC	6.1	10	2x (7HA12=**7.92**)
1er étage	V_4	70.5x20	685.23	265.69	ACC	3.6	10	2x (7HA10=**5.50**)
	V_5	70.5x20	739.02	370.70	ACC	7.0	10	2x (7HA12=**7.92**)
2ème étage	V_4	73x20	397.35	93.07	ACC	3.7	10	2x (7HA10=**5.50**)
	V_5	73x20	555.17	353.67	ACC	7.1	10	2x (7HA12=**7.92**)
3ème étage	V_4	73x20	325.66	142.84	ACC	3.7	10	2x (7HA10=**5.50**)
	V_5	73x20	349.58	300.27	ACC	7.0	10	2x (7HA12=**7.92**)
4ème étage	V_4	75.5x20	204.49	96.48	ACC	3.8	10	2x (7HA10=**5.50**)
	V_5	75.5x20	215.31	259.53	ACC	6.7	10	2x (7HA12=**7.92**)
5ème étage	V_4	75.5x20	92.42	1.53	ACC	3.8	10	2x (7HA10=**5.50**)
	V_5	75.5x20	93.54	203.70	ACC	6.1	10	2x (7HA12=**7.92**)

- ***B) Vérification des armatures à ELS :***

Tableau .V.23. Vérification des armatures a ELS des trumeaux

Niveau	Voile	S (cm^2)	N (KN)	M (KN.m)	A_{s1} (cm^2)	A_{s2} (cm)	σ_b Mpa	σ_s Mpa	$\overline{\sigma_b}$ Mpa	$\overline{\sigma_s}$ Mpa
RDC	V_4	70.5x20	324.16	-28.64	**4.71**	**4.71**	3.5	50.5	15	201.63
	V_5	70.5x20	304.08	34.49	**7.85**	**7.85**	3.3	48.0		
1er étage	V_4	70.5x20	259.97	-45.11	**4.71**	**4.71**	3.8	55.3	15	201.63
	V_5	70.5x20	244.93	50.15	**7.85**	**7.85**	3.6	51.9		
2ème étage	V_4	73x20	155.86	9.69	**4.71**	**4.71**	1.4	20.7	15	201.63
	V_5	73x20	210.60	62.31	**7.85**	**7.85**	3.7	53.2		
3ème étage	V_4	73x20	163.83	66.58	**4.71**	**4.71**	5.0	69.3	15	201.63
	V_5	73x20	158.46	73.92	**7.85**	**7.85**	4.5	63.0		
4ème étage	V_4	75.5x20	117.53	-70.25	**4.71**	**4.71**	4.9	67.7	15	201.63
	V_5	75.5x20	119.87	79.08	**7.85**	**7.85**	4.3	61.3		
5ème étage	V_4	75.5x20	63.37	97.94	**4.71**	**4.71**	6.6	87.3	15	201.63
	V_5	75.5x20	66.27	93.70	**7.85**	**7.85**	4.9	66.8		

➢ ***C) Calcul des armatures horizontales des trumeaux:***

Tableau .V.24. Calcul des armatures horizontales des trumeaux

Niveau	Voile	h(cm)	e (cm)	T(KN)	τ_b (Mpa)	$\overline{\tau}$(Mpa)	S_t (cm)	$A_{choisie}$ (cm^2)
RDC	V_4	289	20	243.53	1.92	5	15	2x (19HA10=**14.92**)
	V_5	289	20	277.77	2.19	5	15	2x (19HA10=**14.92**)
1^{er} étage	V_4	289	20	204.08	1.61	5	15	2x (19HA10=**14.92**)
	V_5	289	20	276.33	2.18	5	15	2x (19HA10=**14.92**)
$2^{ème}$ étage	V_4	289	20	57.69	0.44	5	15	2x (19HA10=**14.92**)
	V_5	289	20	266.07	2.02	5	15	2x (19HA10=**14.92**)
$3^{ème}$ étage	V_4	289	20	112.25	0.85	5	15	2x (19HA10=**14.92**)
	V_5	289	20	228.20	1.73	5	15	2x (19HA10=**14.92**)
$4^{ème}$ étage	V_4	289	20	76.11	0.56	5	15	2x (19HA10=**14.92**)
	V_5	289	20	199.24	1.47	5	15	2x (19HA10=**14.92**)
$5^{ème}$ étage	V_4	289	20	3.49	0.03	5	15	2x (19HA10=**14.92**)
	V_5	289	20	162.78	1.19	5	15	2x (19HA10=**14.92**)

V.4.7.2.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.

Tableau .V.25. Détermination de la sollicitation de calcul des linteaux

Niveau	Voile	H (cm)	e (cm)	L (cm)	M (KN.m)	T (KN)	τ_b (Mpa)	$\tau_b \leq 0.06 f_{c28}$
RDC	V_4	164	20	120	2.03	582.29	2.76	Traction/compression
	V_5	164	20	120	-0.96	531.28	2.52	Traction/compression
1er étage	V_4	164	20	120	2.07	501.31	2.38	Traction/compression
	V_5	164	20	120	-0.26	433.04	2.05	Traction/compression
2ème étage	V_4	164	20	120	2.54	409.78	1.94	Traction/compression
	V_5	164	20	120	0.03	324.69	1.54	Traction/compression
3ème étage	V_4	164	20	120	2.77	323.56	1.53	Traction/compression
	V_5	164	20	120	0.28	211.19	1.50	Flexion simple
4ème étage	V_4	164	20	120	3.25	244.52	1.16	Flexion simple
	V_5	164	20	120	0.02	92.69	0.44	Flexion simple
5ème étage	V_4	64	20	120	1.35	79.39	0.96	Flexion simple
	V_5	64	20	120	1.26	26.01	0.32	Flexion simple

Tableau .V.26. Calcul d'armatures longitudinales et transversales des linteaux (V4)

Niveau	$A_{calculé}$ (cm²)					$A_{choisie}$ (cm²)			
	Ad	Al	At	AP	St	Ad	Al	At	AP
RDC -1ère	9.02	4.92	0.75	6.56	15	2x(4HA12) =9.05	2x(2HA14) =6.16	2HA10 =1.57	2x(6HA10) =9.42
1ère - 2ème	7.76	4.92	0.75	6.56	15	2x(4HA12) =9.05	2×(2HA14) =6.16	2HA10 =1.57	2x(6HA10) =9.42
2ème - 3ème	6.35	4.92	0.75	6.56	15	2x(4HA12) =9.05	2×(2HA14) =6.16	2HA10 =1.57	2x(6HA10) =9.42
3ème - 4ème	5.01	4.92	0.75	6.56	15	2x(4HA12) =9.05	2×(2HA14) =6.16	2HA10 =1.57	2x(6HA10) =9.42
4ème - 5ème	/	0.07	1.58	/	15	/	2x(2HA10) =3.14	2HA10 =1.57	/
5ème	/	0.08	1.58	/	15	/	2x(2HA10) =3.14	2HA10 =1.57	/

Tableau .V.27. Calcul d'armatures longitudinales et transversales des linteaux (V5)

Niveau	$A_{calculé}$ (cm²)					$A_{choisie}$ (cm²)			
	Ad	Al	At	AP	St	Ad	Al	At	AP
RDC -1ère	8.23	4.92	0.75	6.56	15	2x(4HA12) =9.05	2x(2HA14) =6.16	2HA10 =1.57	2x(6HA10) =9.42
1ère - 2ème	6.71	4.92	0.75	6.56	15	2x(4HA12) =9.05	2×(2HA14) =6.16	2HA10 =1.57	2x(6HA10) =9.42
2ème - 3ème	5.03	4.92	0.75	6.56	15	2x(4HA12) =9.05	2×(2HA14) =6.16	2HA10 =1.57	2x(6HA10) =9.42
3ème - 4ème	/	0.01	1.58	/	15	/	2x(2HA10) =3.14	2HA10 =1.57	/
4ème - 5ème	/	0.00	1.58	/	15	/	2x(2HA10) =3.14	2HA10 =1.57	/
5ème	/	0.07	1.58	/	15	/	2x(2HA10) =3.14	2HA10 =1.57	/

POUTRES PRINCIPALES

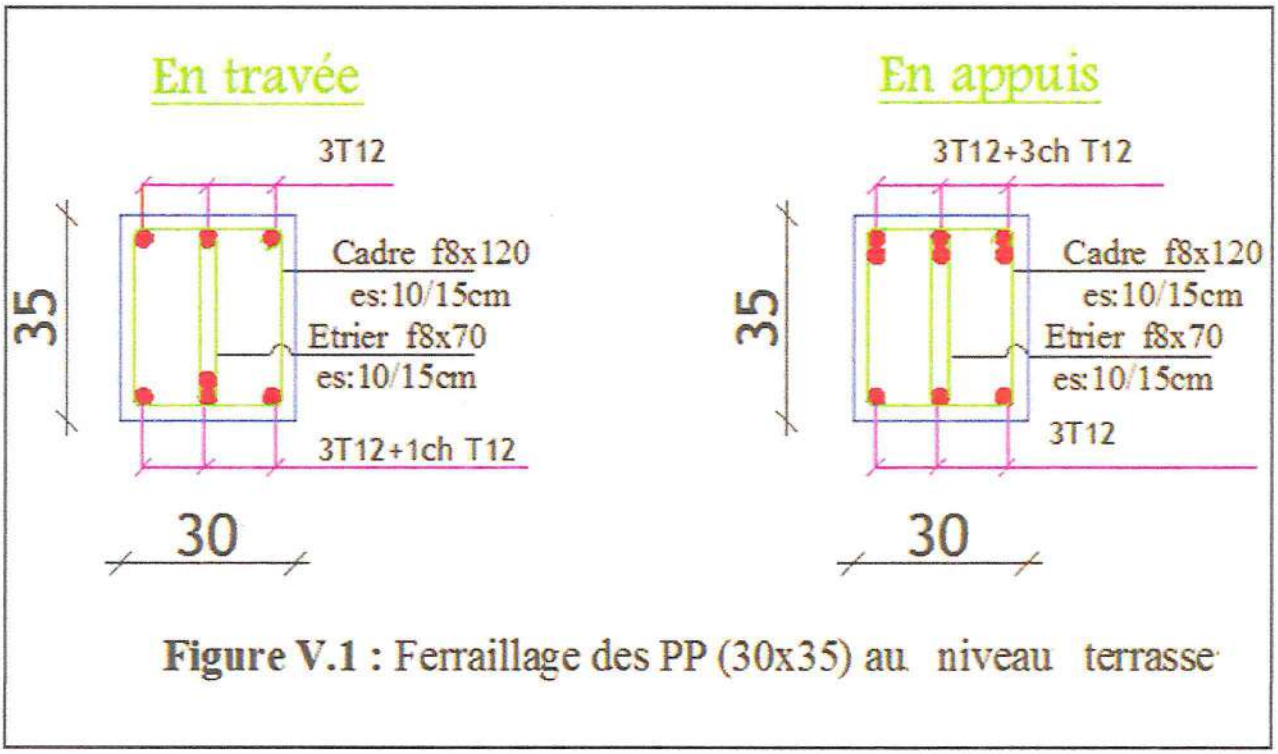


Figure V.1 : Ferraillage des PP (30x35) au niveau terrasse

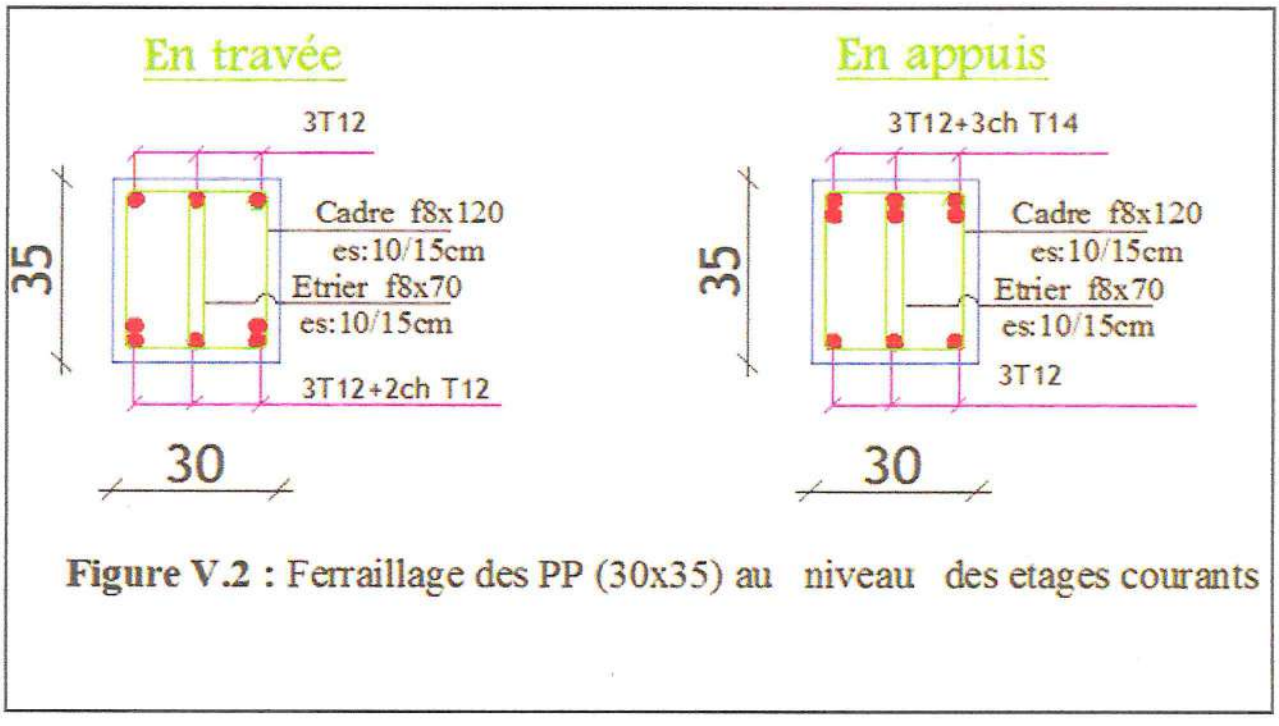


Figure V.2 : Ferraillage des PP (30x35) au niveau des etages courants

POUTRES SECONDAIRES

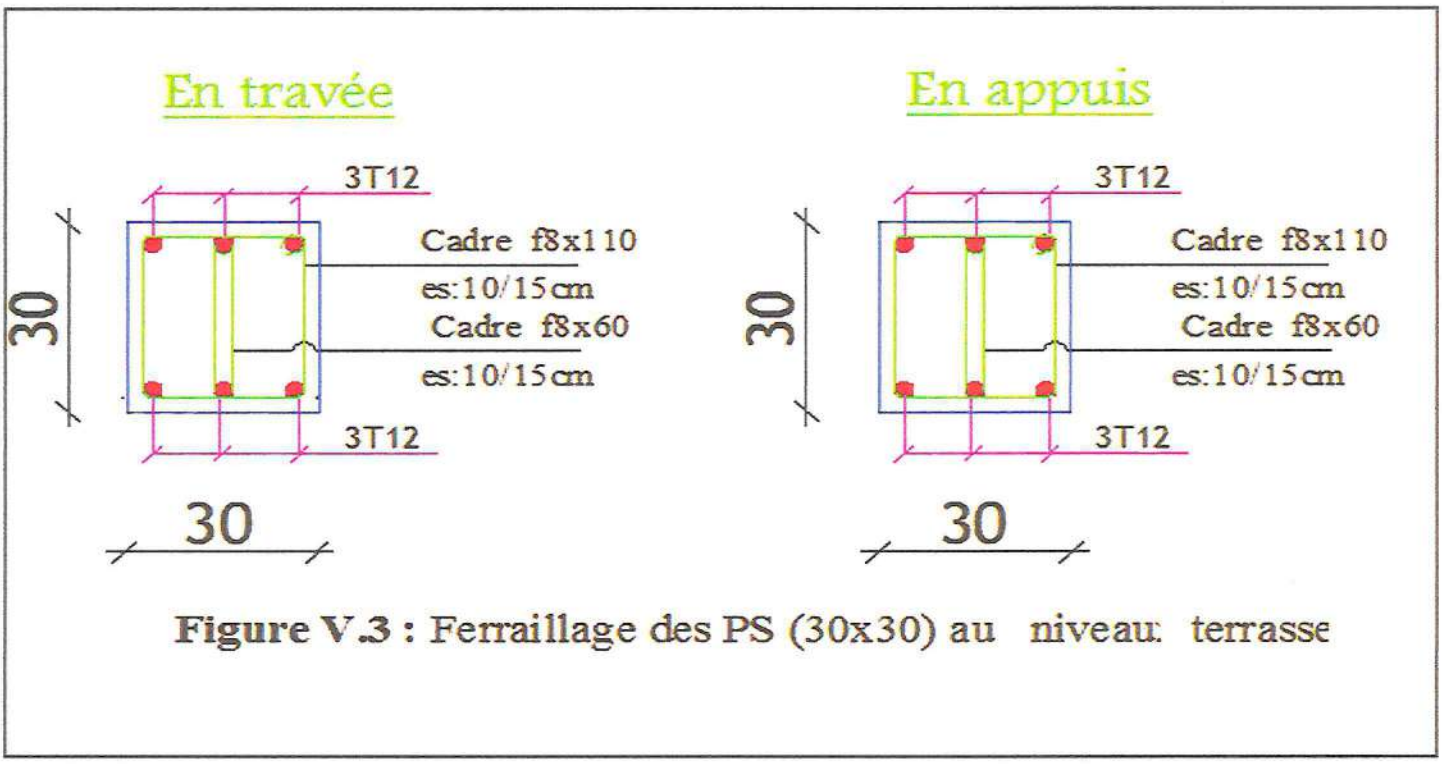


Figure V.3 : Ferraillage des PS (30x30) au niveau terrasse

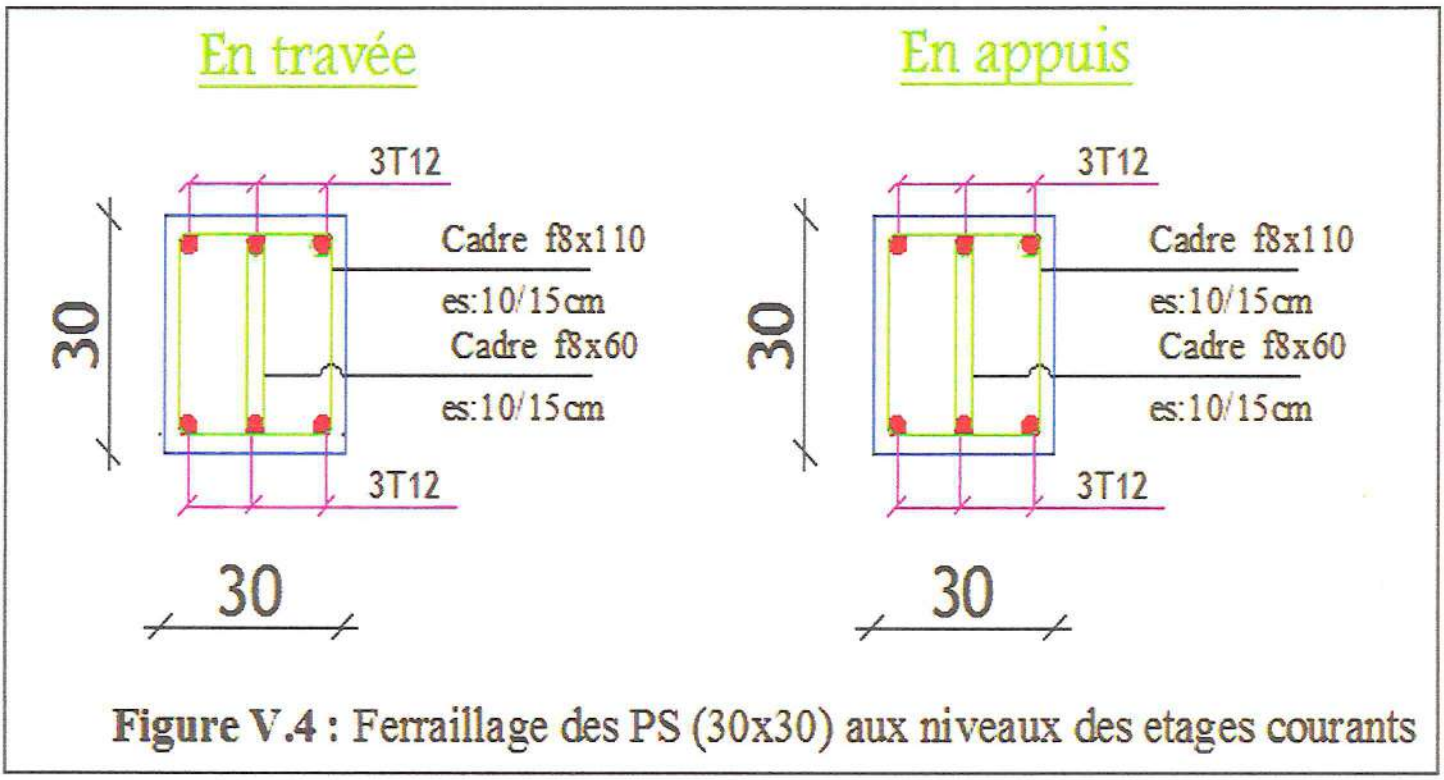


Figure V.4 : Ferraillage des PS (30x30) aux niveaux des etages courants

POUTRE PALIERE

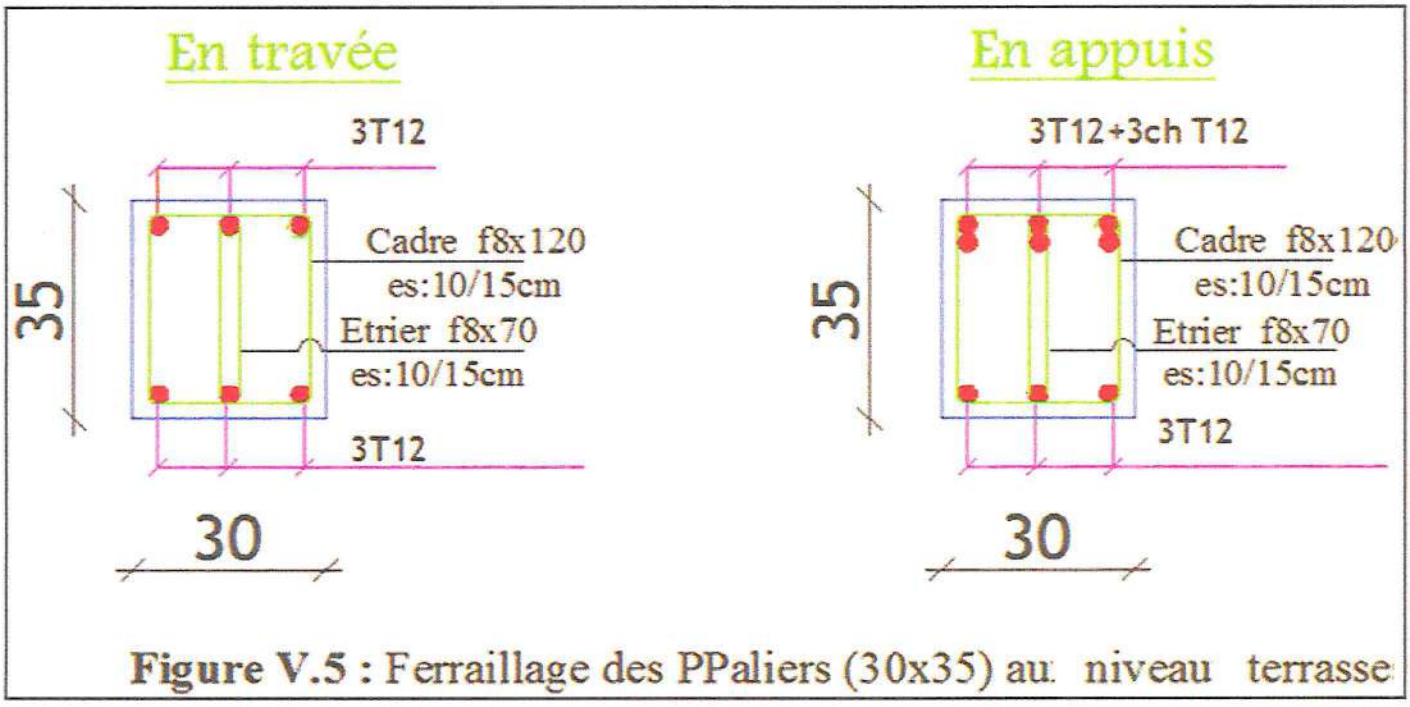
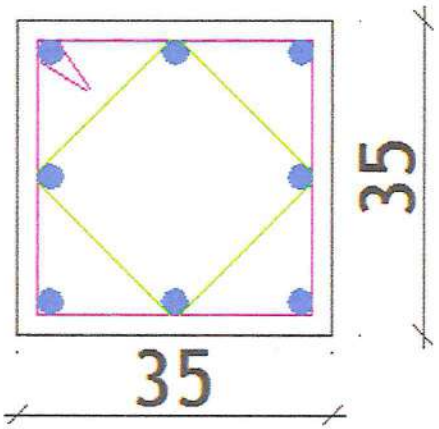


Figure V.5 : Ferraillage des PPaliers (30x35) au niveau terrasse

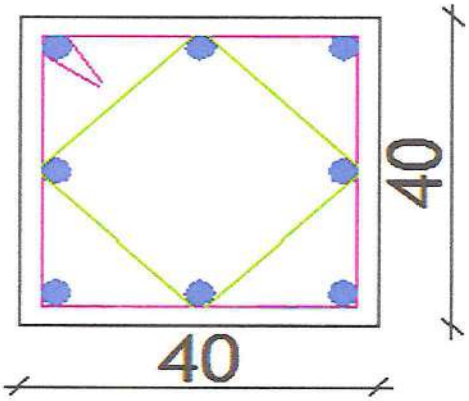
Ferraillage poteaux

5ème et 4ème étages :



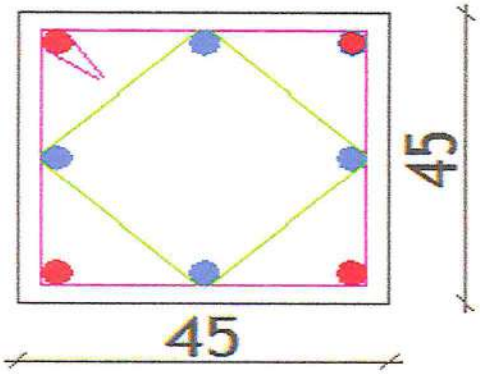
Pos.	Armature		Forme
1	8HA14	L= 3.95	3.95
2	HA8	L= 1.35	30 / 30
3	HA8	L= 1.05	22 / 22

3ème et 2ème étages :



Pos.	Armature		Forme
1	8HA16	4.05	4.05
2	22HA8	L= 1.55	35 / 35
3	22HA8	L= 1.15	25 / 25

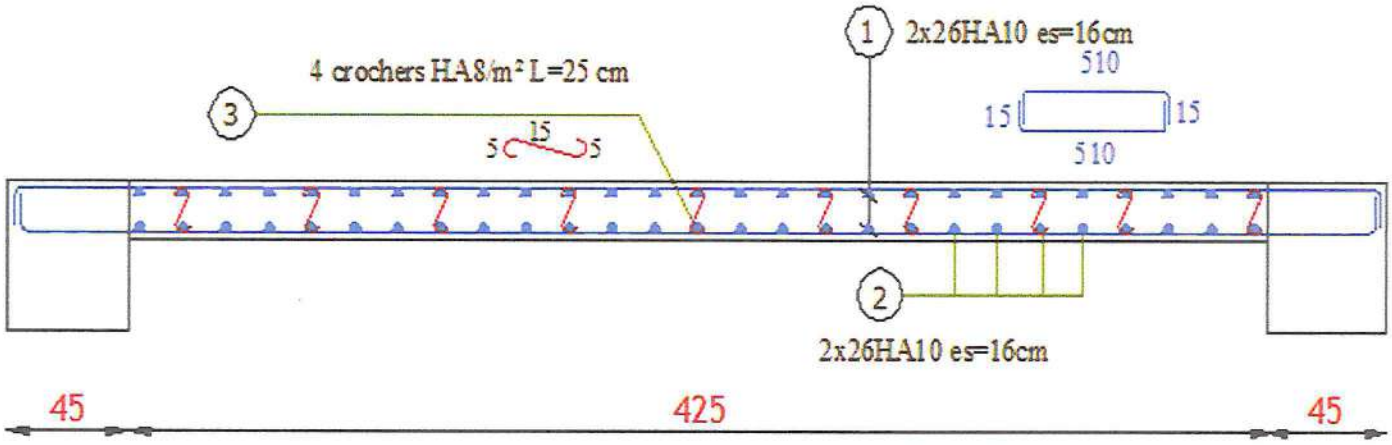
2ème et 1er étages :



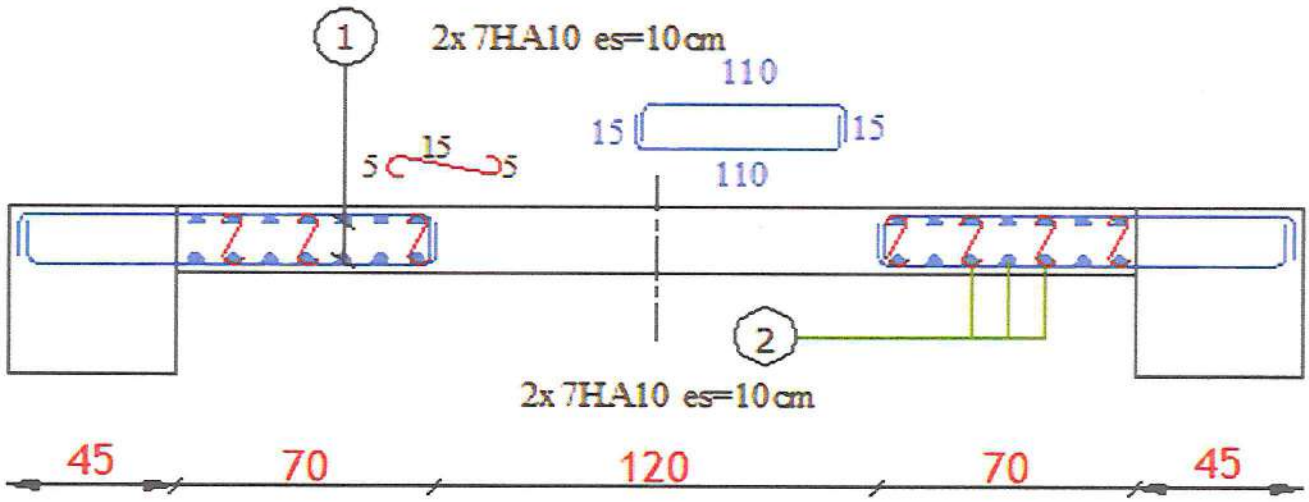
Pos.	Armature		Forme
1	4HA20+4HA16	L= 4.25	4.25
2	HA8	L= 1.75	40 / 40
3	HA8	L= 1.30	28 / 28

Ferraillage Voiles

Ferraillage de voile pleine V 1



Ferraillage de voile avec ouverture V 4



VI.1. Introduction :

Une fondation est un élément qui sert à la 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

VI.2. Fondations superficielles :

Elle de composent de semelles uniquement supportant directement les poteaux ou les voiles elles peuvent être :

1-Des semelles isolées sous poteaux isolées

2-Des semelles filantes sous murs (voiles)

3-Des semelles filantes sous plusieurs poteaux

4-Des radiers.

VI.3. 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.

VI.4.Etude préliminaire du choix de type de semelle :

A titre indicatif et en absence du rapport du sol on a opté pour les informations suivantes pour étudier les fondations de notre structure.

Notre structure sera fondée sur un sol dont la contrainte admissible est de **1.8bar** pour une profondeur d'ancrage de **0.8m** par rapport au niveau du sous-sol.

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

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

VI.5.Les effort normaux à base de la structure :

➢ *A l'ELS :*

Le schéma suivant présenté les efforts normaux des poteaux et des voiles à l'ELS :

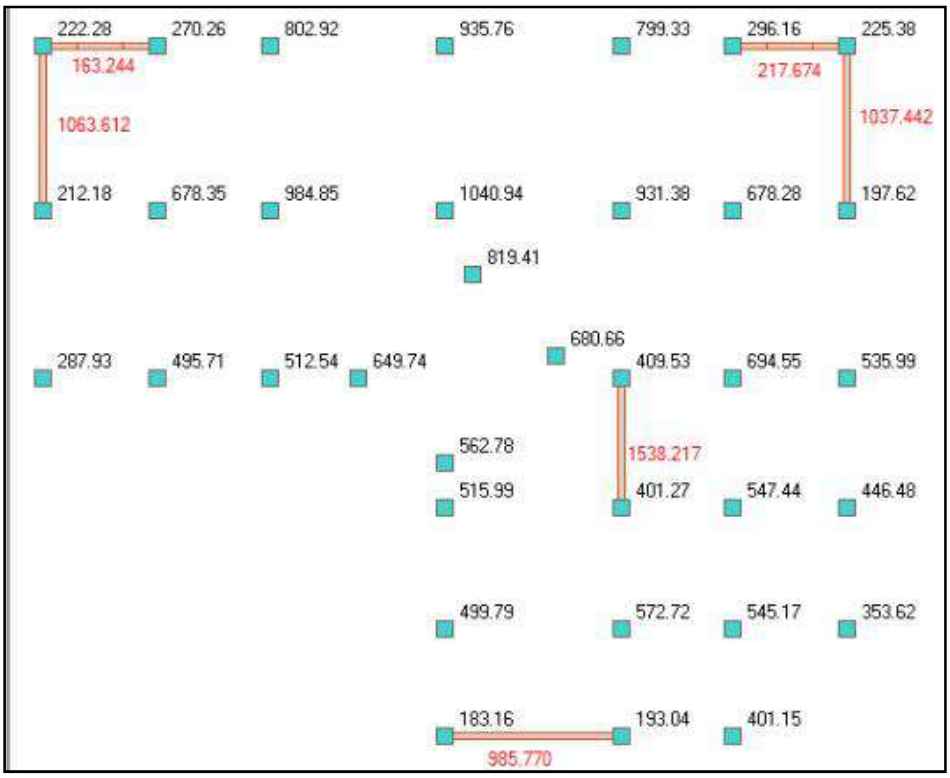


Figure .VI.1. Les efforts normaux des poteaux et des voiles à l'ELS.

VI.6.Le choix final des semelles :

Dans ce projet on a choisis 2 types des semelles qui sont :

- Semelles isolées
- Semelles filantes

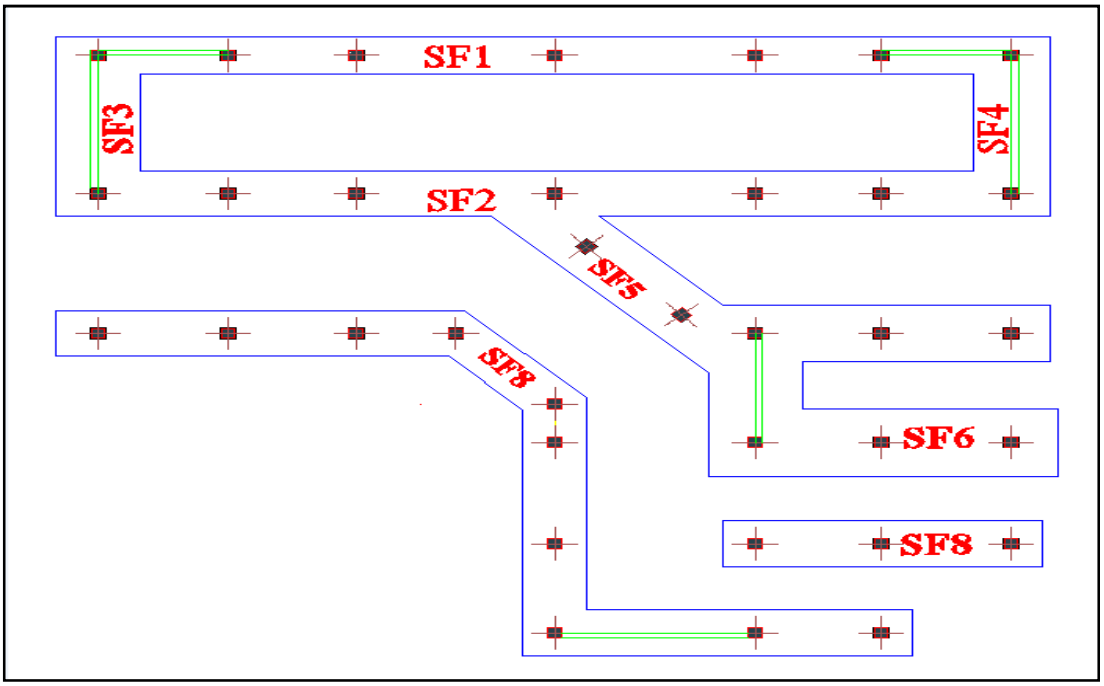


Figure .VI.2. Le choix final des semelles

VI.7.Calcul des semelles isolées :

VI.7.1 Dimensionnement des semelles isolées :

$S=A.B = \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}$ $\frac{a}{b} = \frac{A}{B}$ $\rightarrow$ $A = \frac{a}{b}.B$; $B = \sqrt{\frac{N_{ser}.b}{\sigma_{sol}.a}}$; $h \geq \frac{A+B}{4} + C$

Avec :

A, B : longueur et largeur de la semelle.

a, b : longueur et largeur du poteau.

N_{ser} : effort normal a l'ELS.

C : enrobage =3 cm.

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

Poteaux	N_{ser} *(KN)*	*A=B (m)*	$A_{adop}=B_{adop}$ *(m)*	*h(cm)*	h_{adop} *(cm)*
Si -1	469.17	1.8	1.8	39	45
Si-2	755.06	2.05	2.30	51	55
Si-3	1040.95	2.4	2.7	61	65

VI.7.2-Vérification des contraintes sous la semelle à l'ELS :

On doit vérifier :

$$\sigma = \frac{N_{ser} + P_{remblais} + P_{semelle}}{S_{semelle}} \leq [\sigma_{sol}]$$

Tableau .VI.2.Vérification des contraintes sous la semelle isolées à l'ELS

Semelle	N_{ser} (KN)	$P_{semelle}$ (KN)	$P_{remblais}$ (KN)	$б_{cal}$ (MPA)	$б_{sol}$ (MPA)	$б_{cal} \leq б_{Sol}$
Si-1	469.17	36.45	34.45	1.68	0.18	C.V
Si-2	755.06	72.74	58.52	1.68		C.V
Si-3	1040.95	118.46	77.46	1.68		C.V

VI.7.3-Vérification l'interférence entre de deux semelles :

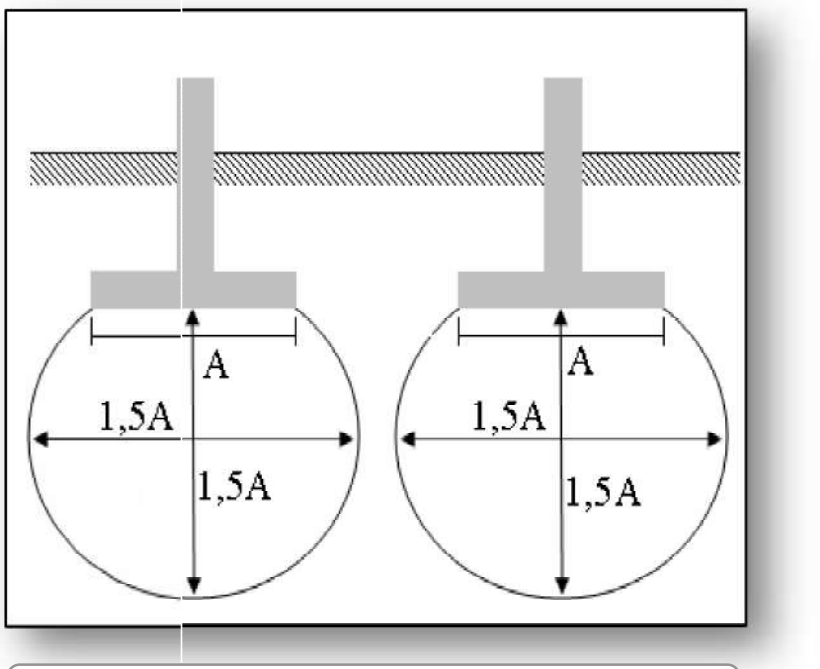


Figure. VI.3. Les bulbes de pression sous la semelle

Tableau .VI.3. Vérification chevauchement entre les semelles isolées

Semelle	A (m)	A' (m)	$1.5\frac{A+A'}{2}$	L (m)	$L > \frac{A+A'}{2}$
Si-1→Si-2	1.8	1.8	1.35	3.05	C.V
Si-2→Si-3	2.3	2.3	1.54	3.00	C.V

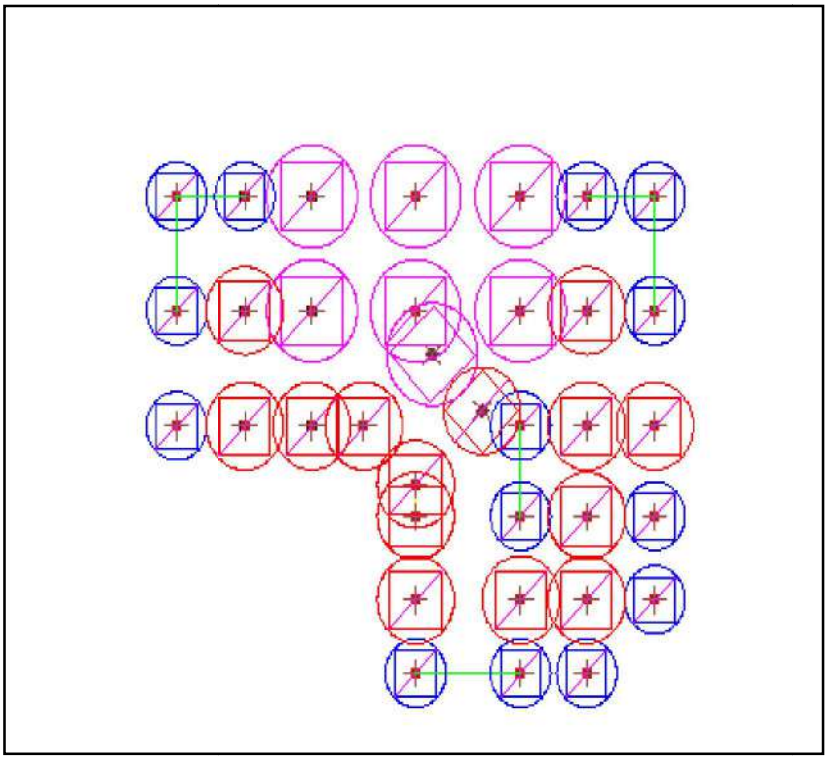


Figure.VI.4. Vérification chevauchement entre les semelles isolées

VI.8-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.8.1 Dimensionnement des semelles filantes :

Le calcul de la largeur "B" de la semelle se fait sur la base de l'inéquation d'équilibre statique

Tableau .VI.4. Dimensionnement des semelles filantes à l'ELS.

Semelle	L (m)	N (KN)	σ_{sol}	B calculé	B adopté	h calculé (cm)	h adopté (cm)
SF-1	22.35	4557.53	0.18	0.84	1.20	21.75	30
SF-2	22.35	5692.32		1.12	1.50	29.25	30
SF-3	4.95	1635.07		0.24	2	41.75	45
SF-4	4.95	1427.68		0.11	1.8	36.75	40
SF-5	13.8	4112.55		1.31	1.8	36.75	40
SF-6	10.5	3596.07		0.85	2.2	46.75	50
SF-7	6.95	1821.6		1.18	1.5	29.25	35
SF-8	24.7	6531.55		0.97	1.5	29.25	35

VI.8.2.Dimensionnement de la poutre de libage :

La poutre de libage va reprendre toutes les charges verticales et les moments de flexion. La poutre de libage aura la même largeur b du poteau, sa hauteur hp sera déterminée par la théorie de la poutre sur sol élastique qui prévoir l'inégalité suivante à vérifier, pour assurer une répartition uniforme de la contrainte du sol.

$$l_{max} \leq \frac{\pi}{2} l_e \quad ; \quad l_e = \sqrt[4]{\frac{4.E.I}{K.b}}$$

Avec :

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

L : La plus grande travée dans la fille

K : Coefficient de réduire du sol (K = 4 kg/cm3).

I : Moment d'inertie de la poutre de libage I= $\frac{bh_p^3}{12}$

hp : la hauteur de la poutre de libage $h_p \geq \sqrt[3]{\frac{48.K.l^4}{\pi^4.E}}$

Tableau .VI.5. Dimensionnement poutre de la poutre de libage

	B (cm)	L_{max} (m)	hp calculé (m)	hp adopté (m)	I (cm^4)	$\frac{\pi}{2} l_e$	$l \leq \frac{\pi}{2} l_e$
Poutre de libage	45	4.70	0.67	0.80	1920000	5.35	C.V

Donc la section de la poutre de libage : **45x80cm²**

VI.8.3.Vérification des contraintes sous la semelle à l'ELS :

On doit vérifier :

$$\boldsymbol{\sigma} = \frac{\Sigma N_{ser} + P_{a.poteau} P_{remblais} + P_{semelle}}{S_{semelle}} \leq \sigma_{sol}$$

Tableau .VI.6. Vérification des contraintes sous la semelle filantes à l'ELS

Semelle	L (m)	N (KN)	$P_{semelle}$ (KN)	$P_{remblais}$ (KN)	P a.pot(KN)	Sf (m2)	σ (Mpa)	Ϭsol (Mpa)	$\sigma \leq \sigma_{sol}$
SF1	22.35	4557.53	201,15	617,28	47,84	26.82	0.17	0.18	C.V
SF2	22.35	5692.32	293,34	780,21	47,84	33.52	0.16		C.V
SF3	4.95	1635.07	111,38	230,73	13,67	9.9	0.16		C.V
SF4	4.95	1557,52	89,10	206,67	13,67	8.91	0.17		C.V
SF5	13.8	4112,55	248,40	579,01	34,17	27	0.16		C.V
SF6	10.5	3867.40	288,75	541.65	27,34	23.1	0.16		C.V
SF7	6.95	1821.76	91,22	238,57	20.5	16.68	0.17		C.V
SF8	24.7	6531.55	324,19	851,11	68,34	37.05	0.17		C.V

VI.9 .Ferraillage des semelles :

VI.9.1. Semelles filantes :

On a deux cas des semelles filantes :

- Semelle filante (continue) sous plusieurs poteaux
- Semelle filante (continue) sous un voile

VI.9.1.1. Semelle filante (continue) sous plusieurs poteaux :

La détermination des armatures se divisera en deux parties, transversalement pour dimensionner et ferrailler la semelle et longitudinale pour dimensionner et ferrailler la poutre de libage.

Transversalement la semelle sera considérée comme isolée ayant pour effort normal N le maximum entre les efforts des poteaux lies à cette semelle filante, ainsi que le moment Mb parallèle à la dimension transversale.

La dimension longitudinale A sera prise comme la distance à mi-chemin entre les poteaux départ et d'autre($A=\frac{I_i+I_{i+1}}{2}+2$)

Les armatures principales, transversales, et les armatures de répartitions (avec ses espacements) sont déterminées respectivement par les formules suivantes :

$$\begin{cases} A_b = P_U \times \left(1 + \frac{3e_0}{B}\right)\frac{(B-b)}{8.d_b.\sigma_s} \\ A_{a.rep} = \frac{A_b}{4}.B \end{cases}$$

Tableau .VI.7. Vérification l'excentricité des semelles filantes sous un poteau

Semelle	N_U(KN/m)	M_U (KN.m)	$e_0 = \frac{M_u}{N_u}$ (cm)	$\frac{B}{6}$ (cm)	$e_0 < \frac{B}{6}$
SF1	1277.45	7.99	0.63	20	Diagramme trapezoidal
SF2	1424.08	6.36	0.45	25	
SF5	1424.08	6.36	0.45	25	
SF7	784.99	2.4	0.31	25	
SF8	888.62	17.41	0.20	30	

Le calcul de ferraillage est fait par la méthode des bielles à l'ELU

► ***Armatures principales :***

Tableau .VI.7. Ferraillages des semelles filantes sous plusieurs poteaux (armatures principales)

Semelle	N_u/ml (KN/ml)	M_u/ml (KN)	A (m)	B (m)	h (cm)	$A_{calculée}$ (cm^2)	$A_{choisie}$ (cm^2)	ESP (cm)
SF1	273.25	1.71	4.675	1.2	30	2.13	7HA12=7.92	15
SF2	304.62	1.36	4.675	1.5	30	2.39		15
SF5	566.23	2.53	2.515	1.5	40	2.94		15
SF7	261.67	0.8	3.00	1.5	35	1.75		15
SF8	332.82	6.52	2.67	1.8	35	2.36		15

► ***Armature de repartions :***

$A_{rep} = \frac{A}{4}$ .B

$ESP = \frac{B-2e-\emptyset}{(n-2e)}$

Tableau .VI.7.Armatures de répartition de semelle filante

Semelle	$A_{répartition}$(cm^2)	ESP (cm)
SF	7HA12=7.92	15

VI. 9.1.2. Semelle filante (continue) sous voile :

Le calcul de ferraillage est fait pour 1m de largeur et prendre toutes les formules de ferraillage d'une semelle isolée pour la détermination de la quantité de ferraillage parallèle a B

Tableau .VI.8. Vérification l'excentricité des semelles filantes sous voiles

Semelle	N_u (KN)	M_u (KN.m)	$e_0=\frac{M_u}{N_u}$ (cm)	$\frac{B}{6}$ (cm)	$e_0 < \frac{B}{6}$
SF1	297.190	11.72	3.9	20	Diagramme trapezoidal
SF2	363.14	11.88	9.9	20	
SF3	313.71	2.63	8.17	33	
SF4	321.90	2.70	8.38	30	
SF6	592.28	3.76	6.35	36.6	

Le calcul de ferraillage est fait pour 1m de largeur par la méthode des bielles à l'ELU

$$\begin{cases} A_b = P_u \times \left(1 + \frac{3e_0}{B}\right)\frac{(B-b)}{8.d_b.\sigma_s} \\ A_{rep} = \frac{A_b}{4}.B \end{cases}$$

Tableau .VI.9. Ferraillages des semelles filantes sous un voile

Semelle	Nu/ml (KN/ml)	Mu/ml (KN)	B (m)	h (cm)	$A_{calculée}$ (cm^2)	$A_{choisie}$ (cm^2)
SF1	97.44	3.84	1.2	30	1.08	7HA12=7.92
SF2	119.20	3.63	1.2	30	1.07	
SF3	313.71	2.63	2	45	1.65	
SF4	321.90	2.70	1.8	40	1.88	
SF5	592.28	3.76	2.2	50	2.51	
SF6	285.52	0.91	1.8	35	1.94	

VI.9.2. Longueur de scellement "ls" **:**

Pour déterminer la longueur des barres, en pratique, on compare la longueur de scellement "ls" avec la largeur de la semelle " B ".

La contrainte admissible d'adhérence τs = 2.8 MPa.

La longueur de scellement est égale à :

$l_S=\frac{\emptyset.f_e}{4.\tau_s}$

$ls \geq \frac{B}{4}$: 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.

Tableau .VI.10. Vérification longueur de scellement des semelles filantes

Semelle	Ø(mm)	L_s(cm)	B/4 (cm)	B/8 (cm)	Ancrage
Sous poteau	12	42.8	45	22.5	ancrage courbe ou rectiligne.
			37.5	18.75	
			30	15	Ancrage courbe.
Sous voile	12	42.8	30	15	Ancrage courbe.
			50	25	ancrage courbe ou rectiligne.
			55	27.5	
			45	22.5	

VI.9.3. Poutre de libage :

Pour déterminer le ferraillage de la poutre de libage en commence à déterminer la réaction du sol q (KN/m) par la formule suivante :

$$q \leq \frac{\sum N}{L}$$

Avec :

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 représentées dans le tableau suivant :

$$q_{ELU} = \frac{\sum N_u + 1.35 \times (P_{remblais} + P_{semelle} + P_{p.lbage})}{L}$$

$$q_{ELS} = \frac{\sum N_{ser} + (P_{remblais} + P_{semelle} + P_{P.libage})}{L}$$

Tableau .VI.11. Détermination des valeurs de (q) de la poutre de libage

Poutre de libage	$\sum N_u$ (KN)	$\sum N_{ser}$ (KN.m)	$P_{semelle}$ (KN)	$P_{remblais}$ (KN)	$P_{a.poteau}$ (KN)	L (m)	q_u (KN/m)	q_{ser} (KN/m)
PL1	5104.35	3152.72	185.90	569.08	46.13	15.30	333.62	203.92
PL2	7316.03	4723.81	260.01	809.22	46.13	21.4	341.87	203.92

VI.9.3.1.Détermination des moments de la poutre de libage :

Tableau .VI.12. Détermination des moments de la poutre de libage

Poutre de libage	ELU			ELS	
	M_a(KN.m)	M_t(KN.m)	T (KN)	M_a(KN.m)	M_t(KN.m)
PL1	-614.13	307.06	784.10	-375.38	187.69
PL2	-629.32	314.66	803.39	-375.38	187.69

La poutre de libage travaille en flexion simple :

1-A l'ELU :

Tableau .VI.13. Calcul des armatures longitudinales de la poutre de libage à L'ELU

Élément		Mu (KN.m)	A (cm^2)	A' (cm^2)	Choix
PL1	Travée	307.06	11.9	0	4HA14+4ChpHA16=14.20 cm^2
	Appui	-614.13	25	0	4HA16+10ChpHA16=28.15 cm^2
PL2	Travée	314.66	12.2	0	4HA14+4ChpHA16=14.20 cm^2
	Appui	-629.32	25.7	0	4HA16+10ChpHA16=28.15 cm^2

2-Vérification des contraintes à l'ELS :

Pour une fissuration préjudiciable :

[σb]= 15Mpa [σs]= 201.6Mpa

Tableau .VI.14. Vérifications des armatures longitudinales de la poutre de libage à l'ELS.

section	Position	M_{ser} (KN.m)	A_{s1} (cm^2)	σ_b Mpa	σ_s Mpa	σ'_s Mpa	$\overline{\sigma_b}$ Mpa	$\overline{\sigma'_s}$ Mpa
PL1	Travée	187.69	14.20	4.6	185.2	60.2	15	201.6
	Appui	-375.38	28.15	7.3	192.9	100	15	201.6
PL2	Travée	187.69	14.20	4.6	185.2	60.2	15	201.6
	Appui	-375.38	28.25	7.3	192.9	100	15	201.6

3-Armatures de peau :

Puisque la poutre de libage à une hauteur de 80 cm le CBA93 exige en plus les armatures longitudinales, des armatures de peau d'au moins 3cm²/m.l posées parallèlement à la fibre moyenne de la poutre. Ap=3x1.2 = 3.6cm², donc on adopte 4HA12=4.52cm².

4- Armatures transversales :

Les valeurs des sections d'armatures transversales (At), ainsi que leurs espacements (St) pour chaque poutre sont résumes dans les tableaux suivants :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b.d}$$

Tableau .VI.15. Calcul des armatures transversales de la poutre de libage

élément	Vu (KN)	τ_u (Mpa)	$[\tau_u]$ (Mpa)	$A_t(cm^2)$	choix	
					Zone nodale	Zone courante
PL1	784.10	2.24	2.5	4HA8=2.01	10	15
PL2	803.90	2.31	2.5	6HA8=2.01	10	15

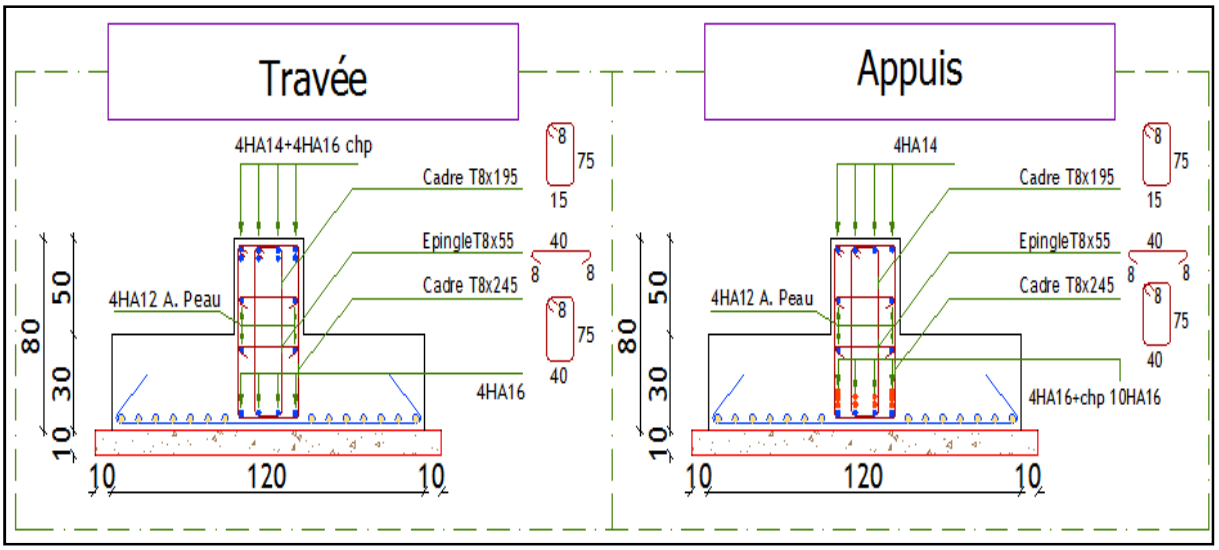


Figure.VI.5. Le ferraillage des semelles filantes sous poteau

VI.10.Ferraillage des longrines : [ART 10.1.1 RPA99V2003]

a) Les points d'appui d'un même bloc doivent être solidarisés par un réseau bidirectionnel de longrines ou tout dispositif équivalent tendant à s'opposer au déplacement relatif de ces points d'appui dans le plan horizontal.

b) Les dimensions minimales de la section transversale des longrines sont :

Site S3 :25 cm x 30 cm

Les longrines ou le dispositif équivalent doivent être calculés pour résister à la traction sous l'action d'une force égale à :

$$F=\left(\frac{N}{\alpha}\right) \geq 20 \text{ KN}$$

Avec :

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

α= coefficient fonction de la zone sismique et de la catégorie de site considérée.

La section choisie : 30x30 cm

α=10 (zone III,S3)

VI.10.1.Ferraillage à l'Etat Limite Ultime :

- ***Armatures longitudinales :***

$F=\left(\frac{N}{\alpha}\right) \geq 20\ KN$ Avec : α=10

$A=\left(\frac{F}{\sigma_s}\right)$

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

Tableau .VI.16. Ferraillage longitudinal des longrines

Section (cm^2)	Nu (KN)	F (KN)	$A_{calculée}$ (cm^2)	$A_{choisie}$ (cm^2)	A_{Min}CBA (cm^2)	A_{Min} RPA (cm^2)	Vérification
30× 30	1445.79	144.579	4.15	6HA12=6.79	0.90	5.40	C.V

VI.10.2 Vérification des contraintes à l'état limite de service :

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

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

$\sigma_s=\frac{F}{A_{choisie}}$

$\overline{\sigma_s}=\min\left[\frac{2}{3}\times f_e; 110\sqrt{\eta \times f_{tj}}\right]$=201.63 MPA

On doit vérifier que : $\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$

Tableau .VI.17. Vérification de contrainte à l'ELS des longrines

B (cm^2)	Nser (KN)	F(KN)	Aadoptée(cm^2)	σ_s (Mpa)	$\overline{\sigma}_s$ (Mpa)	$\sigma_s \leq \overline{\sigma}_s$
30× 30	1057.04	105.704	6.79	155.67	201.63	cv

VI.10.3. Calcul des armatures transversales :

Les valeurs des sections d'armatures transversales (At), ainsi que leurs espacements (St) pour chaque poutre sont résumes dans les tableaux suivants :

Tableau .VI.17. Calcul des armatures transversales et leurs espacements dans les longrines.

		RPA 99		S_t adoptée		
B(cm^2)	τ_u(Mpa)	$S_{t\,(min)}$ (cm)	$\emptyset_t$(cm)	S_t (cm)	$\emptyset_t$ (cm)	A_t (cm^2)
30× 30	0.33	20	0.46	15	8	4HA8=2.01

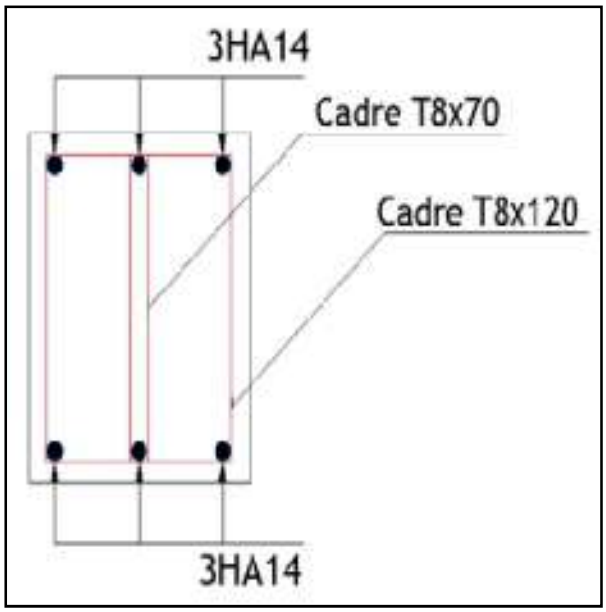


Figure.VI.6. Ferraillage des longrines

Conclusion générale :

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 en obtenant dans les deux premiers modes une translation suivant les deux axes principaux, et une rotation dans le troisième mode.

- Vue la forme du bâtiment, il est bien attendu qu'on obtient une structure un peu rigide. Ce qui s'est manifesté par une période de 2.394 s et un nombre des modes élevé (20 modes) avant 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 la cause principale de cette perturbation des modes.

- En ce qui concerne le ferraillage des poutres principales et secondaires, nous avons constaté que la section du béton (30x35 cm²) et (30x30 cm²) est cohérente avec les diamètres adoptés (HA12 et HA14) 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 poutres secondaires à cause de leur légèreté (poutres déchargées).

- Cependant, les poteaux étaient la partie la plus vulnérable à l'effet sismique. Ainsi, nous avons constaté la présence des sections entièrement tendues pratiquement dans tous les niveaux. Ce point révèle l'importance d'une conception architecturale parasismique et le sens des exigences réglementaires d'éviter les formes irrégulière même avec la présence des voiles de contreventement.

- Finalement, pour l'infrastructure, des semelles filantes étaient la meilleure solution.

- L'interaction sol-structure n'est pas prise en compte dans le calcul réglementaire. Son incidence est le plus souvent favorable (dissipation d'énergie), mais les cas défavorables ne sont pas rares (accroissement de charges dans le cas de certaines structures rigides).

Documents réglementaires :

► Règles de conception et de calcul des structures en béton armé C.B.A.93.

► Règles parasismique Algérienne RPA99 version 2003 ; (Document Technique Réglementaire D.T.R-B.C.2.48).

► Charges permanentes et charges d'exploitation D.T.R B.C.2.2.

► Rapport de sol

Logiciels :

► AUTO CAD 2014

► SAP2000V14

► Logiciel de ferraillage ROBOT EXPERT.