REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

UNIVERSITÉ YAHIA FARÈS DE MÉDÉA

DÉPARTEMENT DE GÉNIE CIVIL



THÈME

EFFET DU JOINT DE DILATATION SUR LE COMPORTOMENT DYNAMIQUE D'UNE STRUCTURE DE FORME IRRÉGULIERE

POUR
MASTER EN GÉNIE CIVIL OPTION STRUCTURES

PRÉPARÉ ET PRÉSENTÉ PAR

ABDULLAH HASAN NADEEM
CHERGUI MOHAMED

DIRIGÉ PAR

Mr SKENDER Zakaria

SEPTMBER 2020



Remerciements

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

Nous présentons nos sincères remerciements avec nos profonds Respect à notre promoteur ; Mr.skender pour son suivi, sa patience,

Un grand merci aussi a les enseignants du département de génie civil et administrateur de l'université de Dr.YEHIA FARES Médéa.

Encore des remerciements à l'ingénieur Mr.Ould el turki Benaissa pour son aide et ses précieux conseils.

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

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

Dédicace

Les jours de ce voyage sont passés, j'ai emporté avec eux des souvenirs enracinés dans la mémoire, les gens me connaissent ces jours-ci, je les dédie à ce travail, surtout parmi eux :

A ceux qui sont fatigués de me réconforter, j'ai enduré la douleur de me séparer pour me donner un avenir meilleur. A la satisfaction de qui a été une raison pour commencer ce voyage, vers celui qui est fatigué et élevé, à la lumière de ma vie, ma chère mère, que Dieu préserve ta présence et te rende heureuse.

A ceux qui sont absents de l'existence et qui ne sont pas absents du cœur, mon cher père, que Dieu ait pitié de lui et fasse son repos au paradis.

À qui j'avais un deuxième père qui ne s'est pas plaint et mon oncle Riyad et sa famille décente n'en avaient pas marre.

À ma destination, quand je me perds, à tous ceux qui partagent mes secrets, ma chère sœur Ahlam.
A toute la famille « Haidar et Luqman » sans exception.

A ceux qui m'ont accompagné le long de ce voyage depuis le jour de ma voyage : Alshawafi, Hamido, Amjad, Ibrahim, Bo naji, Alayashi, Bakr, Alsarori, Almaysari, Shehab, Hashem, Khatib, Majed, Mujammel, Alhalmi, Montaser, Issmail, Alkholani, Abo soso, Ayham, Ezzat, Feras, Khaled, Yaman.
A mes chers amis : Ayoub, Chergui; Issam, Azzdine, Abdulkader, Islam, Hamada, Issmail, Djaloul, Riyad Wareth, Moha Ihab, Ibrahim Ihab, Aymen, Hossam, Osama Sanad, Zain, Flora, Yousra, Mahdia.
Á mon binôme Chergui, et toute la promotion 2020

Abdullah Hasan Nadeem

Dédicace

Au terme de ce travail nous tenons à faire louange à

« Allah » qui nous a donné la force et la patience pour achever

cette réalisation.

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

Á celle qui a tout donné, tout sacrifié, à la femme qui règne sur mon cœur,

" ma mère ".

Á celui qui m'a toujours dirigé, guidé, aidé et encouragé afin de me voir

affronter la vie avec sérénité et courage,

àl'homme qui a toujours souhaité me voir à la hauteur,

" mon père ".

Á ma famme qui m'a soutenu dans mes études et à mon petit fils ZAID.

Á mon frère : Redha .

Á ma sœur : Salma.Assmaa

Á mes Cousins : Sid Ahmed ;Mohamed khalili ;

Et toute la famille "CHERGUI".

Á mes chers amis:

Hicham , Ayoub , Hamidou ,Beskri ,Ahmed ,Hakim ,Mohamed Ouali ,Azzedine , Abd el Kader , chawafi , Amdjad , Rimi ,Oussama , Omar , Issam, Islam, Ayham, Ahmad yahya,Zikara , Walid ,Rouji ,Anouar , Abd el waheb , Mortan ,Yacin ,Lidou , Ali, Bahza, Karabo , Dbieb Ridha ,Mekhtich, Boudjema , Smail , Akram , Attouga et à tous mes amis.

Á mon binôme Hasan, et toute la promotion 2020

CHERGUI Mohamed

ملخص

الهدف الرئيسي من هذا العمل هو دراسة تأثير فاصل التمدد على السلوك الديناميكي لهيكل المبنى ذي الشكل الهندسي غير المنتظم. لهذا، تم إجراء دراسة لمبنى خرساني بطريقتين، الأولى بدون فاصل التمدد والثانية باستخدام فاصل التمدد. المبنى ذو شكل غير منتظم (على شكل L) ويتكون من طابق أرضي بالإضافة إلى سبعة طوابق، ويقع في بلدية عين البنيان بولاية الجزائر، وتصنف هذه المنطقة على أنها منطقة زلزالية قوية (المنطقة الثالثة). تم ضمان مقاومة البناية لكل الحمولات العمودية والأفقية محققة بواسطة نظام العارضات والأعمدة + الجدران المسلحة، بينما تم تحديد أبعاد وحساب تقوية جميع العناصر المقاومة وفقًا للكود الجزائري (CBA و RPA). أجريت الدراسة الزلزالية باستخدام برنامج الحساب الإنشائي "SAP 2000" الذي يعتمد على طريقة العناصر المحدودة.

RESUME

L'objectif principal de ce travail est d'étudier l'effet du joint de dilatation sur le comportement dynamique d'une structure d'un bâtiment de forme géométrique irrégulière. Pour cela, une étude d'un bâtiment en béton a été effectuée sur deux manières, la première sans joint de dilatation et la seconde en utilisant le joint de dilatation. Le bâtiment en question présente une forme irrégulière (en L) il se compose d'un rez-de-chaussée plus sept étages, il est situé dans la commune de' Aïn Benian, wilaya d'AlGER cette région est classée comme une zones de forte sismicité (Zone III). La résistance de la structure aux charges horizontales et verticales a été assurée par un système portique contreventé par des voiles, tandis que, le dimensionnement et le calcul du ferraillage de tous les éléments résistants ont été établis conformément aux règlements algériens en vigueur (CBA et RPA).

L'étude sismique a été effectuée à l'aide du logiciel de calcule des structures "SAP 2000" qui est basé sur la méthode des éléments finis.

ABSTRACT

The main objective of this work is to study the effect of the expansion joint on the dynamic behavior of a building structure with an irregular geometric shape. For this, a study of a concrete building was carried out in two ways, the first without an expansion joint and the second using the expansion joint. The building has an irregular shape (in L) it consists of a ground floor plus seven floors, it is located in the commune of 'Aïn Benian, wilaya of Algiers, this region is classified as a zone of strong seismicity (Zone III). The resistance of the structure elements to the horizontal and vertical loads is insured by a frame system with shear walls, while the dimensioning and calculation of the reinforcement of all the resistant elements were established in accordance with the Algerian codes (CBA and RPA).

The seismic study was carried out using the "SAP 2000" structural calculation software which is based on the finite element method.

SOMMAIRE

CHAPITRE I : Présentation de l'ouvrage

I.1. PRESENTATION DE L'OUVRAGE: 1

I.2. CARACTÉRISTIQUES GÉOMÉTRIQUE DE L'OUVRAGE: 1

I.2.1. Dimensions en plan du bâtiment : 1

I.2.2. Dimensions en élévation du bâtiment:0 3

I.3.CARACTÉRISTIQUES STRUCTURELLES: 4

I.3.1. Système de contreventement: 4

I.3.2. Planchers: 4

I.3.3. Maçonnerie: 4

I.3.4. L'acrotère : 4

I.3.5. Les escaliers: 4

I.3.7. Infrastructure: 4

I.4. CARACTÉRISTIQUES MÉCANIQUES DES MATÉRIAUX: 4

I.4.1. Le béton: 4

I.4.2. Les aciers : 4

I.4.2.1. Types d'acier: 4

CHAPITRE II : Pré dimensionnement des éléments structurels

II.1. INTRODUCTION : 5

II.2. PRÉ-DIMENSIONNEMENT DES PLANCHERS (DALLE): 5

II.2.1. Planchers à corps creux : 6

II.2.2. Planchers dalles pleines: 6

II.3. PRÉ-DIMENSIONNEMENT DES POUTRES: 7

II.4. PRÉ-DIMENSIONNEMENT DES POTEAUX : 8

II.4.1. Etapes de pré dimensionnement : 8

II.4.1.1. Calcul de la capacité portante N : 9

SOMMAIRE

II.4.1.2. Choix du poteau le plus sollicité: 9

II.5. ÉVALUATION DES CHARGES: 10

II.5.1. Charges permanentes : 10

II.5.1.1. Maçonnerie : 10

II.5.1.2. Plancher terrasse: 11

II.5.1.3. Plancher courant : 12

II.5.2. Charges d'exploitation: 13

II.5.3. Charges permanentes totale : 13

II.5.4. Charges d'exploitation totale : 14

II.5.5. L'effort normal ultime Nu: 14

II.5.5. Vérification selon le (RPA99 v2003): 14

II.6. PRE-DIMENSIONNEMENT DES VOILES: 15

CHAPITRE III : Calcul des éléments secondaires

III.1. Acrotère 17

III.1.1. Principe de calcul 17

III.1.2. Evaluation des charges et surcharges 17

III.1.3. Détermination des efforts 17

III.1.4. Calcul de ferraillage 18

III.1.4.1. Vérification à l'état limite de service (ELS) 18

III.1.4.2. Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU 18

III.2. Plancher à corps creux 19

III.2.1. La dalle de compression 19

III.2.2. Les poutrelles 20

III.2.2.1. Poutrelle d'étage courant 20

SOMMAIRE

III.3. Les escaliers 24
III.3.1. Escalier d'étage courant 24
III.3.1.1. Dimensionnement 24
III.3.1.2. Evaluation des charges et surcharges 25
III.3.1.3. Détermination des sollicitations 26
III.3.1.4. Détermination des efforts 26
III.3.1.5. Ferraillage 27
III.3.1.6. Vérification à l'ELS 28
III.3.1.7. Vérification de l'effort tranchant 28
III.3.1.8. Vérification de la flèche 28
III.4. Calcul de la Poutre palière 28
III.4.1. Charges revenant à la poutre 29
III.4.2. Calcul des efforts 29
III.4.3. Calcul de ferraillage 30
III.4.3.1. Armatures longitudinales 30
III.4.3.2. Armatures transversales (RPA99 v2003 Art.7.5.2.2) 30
III.4.3.3. Vérification de contraintes à l'ELS (Fissuration peu nuisible) 31
III.4.3.4. Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU 31
III.4.3.5. Vérification selon (RPA99 v2003 Art.7.5.2.1) 31
III.4.3.6. Vérification de la flèche 31
III.5. Les dalles pleines 32
III.5.1. Introduction 32
III.5.1.1 Type des dalles 32
III.5.2. Calcul des sollicitations 33
III.5.3. Vérification les contrainte normal A l'ELS 33

SOMMAIRE

III.5.4. Vérification de l'effort tranchant 34
III.5.5. Vérification de la flèche 34
III.6. Dalle machine 35
III.6.1. Introduction 35
III.6.2. Pré dimensionnement 35
III.6.3. Evaluation des charges permanentes et surcharges d'exploitations 36
III.6.3.1. Charges permanentes : 36
III.6.3.2. Charges d'exploitations 36
III.6.3.3. Détermination des charges de la dalle 36
III.6.4. Calcul des sollicitations : 37
III.6.4.1. Méthode de calcul : 37
III.6.4.2. Méthode des lignes de rupture : 37
III.6.5. Vérification de non poinçonnement : 40

CHAPITRE IV : Etude dynamique

IV.1. INTRODUCTION : 41
IV.2. CARACTÉRISTIQUE GÉOMÉTRIQUE DE LA STRUCTURE: 41
IV.2.1. Centre de masse: 41
IV.2.2. Centre de torsion: 41
IV.2.3. Excentricité : 43
IV.3. CHOIX DE LA MÉTHODE DE CALCUL: 46
IV.3.1. Introduction : 46
IV.3.2. Méthode dynamique modale spectrale: 46
IV.3.2.1 Principe de la méthode: 46

SOMMAIRE

IV.3.2.2 Modélisation : 46
IV.3.2.3 Le spectre de réponse de calcul: 47
IV.3.3. Résultats de l'analyse dynamique: 50
IV.3.3.1 Analyse modale: 50
IV.3.3.2 Analyse statique et dynamique : 52
IV.4. CONCLUSION : 62

CHAPITRE V : Ferraillage des éléments structuraux

V.1. Introduction 63
V.2. Ferraillage des poutres 63
V.2.1. Ferraillage longitudinal des poutres 63
V.2.1.1. Vérification des contraintes à l'ELS 64
V.2.1.2. Vérification de la flèche à l'ELS 66
V.2.1.3. Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU 66
V.2.2. Ferraillage transversal des poutres 67
V. 3. Ferraillage des poteaux 70
V.3.1. Armatures longitudinales 70
V.3.2. Vérification des contraintes à l'ELS 76
V.3.3. Armatures transversale 77
V.4. Ferraillage des voiles 80
V.4.1. Ferraillage des trumeaux 80
V.4.1.1. Calcul d'armatures verticales 80
V.4.1.2. Vérification des contraintes à l'ELS et à l'ELU 82
V.4.1.3. Armatures horizontales 84
V.4.1.4. Armatures transversales 85

SOMMAIRE

V.4.2. Ferraillage des linteaux 86

CHAPITRE VI : Calcul des fondations

VI.1. Introduction 88

VI.2. Types de fondations 88

VI.3. Caractéristiques du sol 88

VI.4. Choix du type de fondations 89

VI.4.1. Semelle isolée sous poteau 89

VI.4.2. Semelle filante 92

VI.4.3. Poutre de Libage 95

VI.5. Les longrines 100

CHAPITRE VII : Etude Comparative

VII-1-Introduction : 102

VII-2-Aspect technique : 105

VII.2.1 Les périodes : 105

VII.2.2 Participation massique : 106

VII.2.3Le poids totale de la structure : 107

VII.2.4Force sismique : 108

VII.3. Aspect économique : 110

VII.3.1 volume du béton : 110

VII.3.2 Section d'acier : 111

Listes des Figures

CHAPITRE II : Prédimensionnement des éléments structurels

Figure II. 1. coupe de dalle en plancher corps creux. 6
Figure II. 2. Surface reprise par le poteau le plus sollicité. 9
Figure II. 3. Coupe de voile en plan. 15

CHAPITRE III : Calcul des éléments secondaires

Figure III. 1. L'acrotère (dimensions et charges exercées). 17
Figure III. 2. Section de béton armé dans l'acrotère. 18
Figure III. 3. Ferraillage de l'acrotère. 19
Figure III. 4. Disposition des armatures de la dalle de compression. 20
Figure III. 5. Chargement dans la poutrelle d'étage courant. 21
Figure III. 6. Digramme des moments d'encastrement de la poutrelle d'étage courant à ELU. 22
Figure III. 7. Diagramme des efforts tranchants de la poutrelle d'étage courant à ELU. 22
Figure III. 8. Diagramme des moments dans la poutrelle d'étage courant l'ELS. 23
Figure III. 9. Schéma statique d'une volée d'escalier d'étage courant. 24
Figure III. 10. Chargement dans l'escalier d'étage courant. 26
Figure III. 11. Diagramme des moments dans l'escalier d'étage courant à l'ELU. 26
Figure III. 12. Diagramme des efforts tranchant dans l'escalier d'étage courant à l'ELU. 27
Figure III. 13. Chargement dans la poutre palière. 29
Figure III. 14. Diagramme des moments de la poutre palière à l'ELU 29
Figure III. 15. Diagramme des efforts tranchants de la poutre palière à l'ELU. 30
Figure III. 16. Diagramme des moments de la poutre palière à l'ELS. 30
Figure III. 17. Ferraillage de la poutre palière. 32
Figure III. 18. Dalle machine (2.40 x 2.35)m2 35
Figure III. 19. Vérification de non poinçonnement. 40

CHAPITRE IV : Etude dynamique

Figure IV. 1. Disposition des voiles (R=3.5 Sans joint). 43
Figure IV. 2. Disposition des voiles (R=5 Avec joint). 43

Listes des Figures

CHAPITRE V : Ferraillage des éléments structuraux

Figure V. 1. Dessin de ferraillage des poutres principales (R=3.5 Sans joint).....68
Figure V. 2. Dessin de ferraillage des poutres principales (R=5 Avec joint).....68
Figure V. 3. Dessin de ferraillage des poutres secondaire 01(R=3.5 Sans joint). 68
Figure V. 4. Dessin de ferraillage des poutres secondaire 01(R=5 Avec joint). 69
Figure V. 5. Dessin de ferraillage des poutres secondaire 02 (R=3.5 Sans joint). 69
Figure V. 6. Dessin de ferraillage des poutres secondaire 02 (R=5 Avec joint). 69
Figure V. 7. Dessin de ferraillage des chinages (R=3.5 Sans joint). 70
Figure V. 8. Dessin de ferraillage des chinages (R=5 Avec joint). 70
Figure V. 9. Dessin de ferraillage des Poteaux (R=3.5 Sans joint). 79
Figure V. 10. Dessin de ferraillage des Poteaux (R=5 Avec joint).....79
Figure V. 11. Dessin de ferraillage des voiles. 85
Figure V. 12. Dessin de ferraillage des voiles. 86

CHAPITRE VI : Calcul des fondations

Figure VI. 1. chevauchement des bulles de pression sous la semelle (R=3.5 Sans joint).....91
Figure VI. 2. chevauchement des bulles de pression sous la semelle (R=5 Avec joint).....91
Figure VI. 3. Semelle filante (R=3.5 Sans joint). 92
Figure VI. 4. Semelle filante et isolée (R=5 Avec joint).....93
Figure VI. 5. Ferraillage de la semelle filante 1 sur x (R=3.5 Sont joint).....99
Figure VI. 6. Ferraillage de la semelle filante 1 sur x (R=5 Avec joint).....99
Figure VI. 7. Ferraillage de la longrine (R=3.5 Sans joint).....101
Figure VI. 8. Ferraillage de la longrine (R=5 Avec joint).....101

CHAPITRE VII : Etude Comparative

Figure VII. 1. Les périodes de trois premiers modes des deux types. 105
Figure VII. 2. Participation massique de trois premiers modes (Sans joint).....106
Figure VII. 3. Participation massique de trois premiers modes (Avec joint).....106
Figure VII. 4. Représentation graphique de la masse des deux structures en KN.....107
Figure VII. 5. Force sismique aux étages suivant l'axe X. 108

Listes des Figures

Figure VII. 6. Force sismique aux étages suivant l'axe Y. 108
Figure VII. 7. Le volume de béton de superstructure et infrastructure des deux cas étudiés.....110
Figure VII. 8. Quantité d'acier des poutres principales. 111
Figure VII. 9. Quantité d'acier des poutres secondaires. 111
Figure VII. 10. Quantité d'acier des poutres secondaire à l'effet de la charge thérmique 112
Figure VII. 11. Quantité d'acier des voiles. 112

LISTE DES TABLEAUX

CHAPITRE I : Présentation de l'ouvrage

Tableau I. 1. Autres caractéristiques du béton. 3
Tableau I. 2. Autres caractéristiques du béton. 3
Tableau I. 3. Les types d'aciers utilisés et leurs nuances. 4
Tableau I. 4. Autres caractéristiques de l'acier. 4

CHAPITRE II : Prédimensionnement des éléments structurels

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

CHAPITRE III : Calcul des éléments secondaires

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

Liste des tableaux

Tableau III. 9. Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU. 23
Tableau III. 10. Vérification de la flèche de poutrelle d'étage courant. 24
Tableau III. 11. Charge permanente de la paillasse. 25
Tableau III. 12. Charge permanente du palier de repos. 25
Tableau III. 13. Combinaisons des charges dans l'escalier d'étage courant. 26
Tableau III. 14. Détermination des efforts. 26
Tableau III. 15. Section d'armatures longitudinales dans l'escalier d'étage courant. 27
Tableau III. 16. Vérification de la section d'armatures. 27
Tableau III. 17. Section d'armatures de répartition dans l'escalier d'étage courant. 27
Tableau III. 18. Vérification de ferraillage de l'escalier d'étage courant à l'ELS. 28
Tableau III. 19. Vérification de l'effort tranchant de l'escalier d'étage courant. 28
Tableau III. 20. Vérification de la flèche. 28
Tableau III. 21. Sollicitations de la poutre palière. 30
Tableau III. 22. Armatures transversales de la poutre palière. 30
Tableau III. 23. Vérification de la poutre palière à l'ELS. 31
Tableau III. 24. Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU. 31
Tableau III. 25. Vérification de la poutre palière selon le RPA99 v2003. 31
Tableau III. 26. les Moments d'encastrement exercés sur les dalles. 32
Tableau III. 27. Résultats de ferraillage ELU. 33
Tableau III. 28. Vérification des dalles pleines à l'ELS. 34
Tableau III. 29. Vérification de l'effort tranchant. 34
Tableau III. 30. Vérification de la flèche de dalle pleine. 34
Tableau III. 31. Évaluation des charges permanentes. 36
Tableau III. 32. Poids de la machine. 36
Tableau III. 33. Détermination des charges de la dalle. 36
Tableau III. 34. Les Travaille interne et externe. 37
Tableau III. 35. Les efforts internes. 38
Tableau III. 36. Résultats de ferraillage ELU. 39
Tableau III. 37. Vérification des contraintes à l'ELS. 39
Tableau III. 38. Vérification de l'effort tranchant. 39
Tableau III. 39. Vérification de la flèche de dalle pleine. 40

LISTE DES TABLEAUX

CHAPITRE IV : Etude dynamique

Tableau IV. 1. Centre de masse et centre de torsion pour (R=3.5 Sans joint). 44
Tableau IV. 2. Centre de masse et centre de torsion pour (R=5 Avec joint).....44
Tableau IV. 3. Excentricité suivant les deux directions (R=3.5 Sans joint).....45
Tableau IV. 4. Excentricité suivant les deux directions(R=5 Avec joint).....45
Tableau IV. 5. Distribution des sollicitations suivant X. (R=3.5 Sans joint). 48
Tableau IV. 6. Distribution des sollicitations suivant Y. (R=3.5 Sans joint). 48
Tableau IV. 7. Distribution des sollicitations suivant X. (R=5 Avec joint). 49
Tableau IV. 8. Distribution des sollicitations suivant Y. (R=5 Avec joint). 49
Tableau IV. 9. Facteur de qualité, pour (R=3.5et R=5) 50
Tableau IV. 10. Comportement des trois premiers modes(R=3.5 Sans joint).....50
Tableau IV. 11. Comportement des trois premiers modes(R=5 Avec joint).....51
Tableau IV. 12. Comportement des trois premiers modes(R=3.5 Sans joint).....51
Tableau IV. 13. Comportement des trois premiers modes(R=5 Avec joint).....52
Tableau IV. 14. Les valeurs de la force sismique (R=3.5 Sans joint).....53
Tableau IV. 15. Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul (R=3.5 Sans joint). 54
Tableau IV. 16. Les valeurs de la force sismique(R=5 Avec joint).....55
Tableau IV. 17. Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul(R=5 Avec joint). ...55
Tableau IV. 18. Valeurs des moments de stabilité et de renversement(R=3.5 Sans joint). 56
Tableau IV. 19. Vérification de la stabilité au renversement(R=3.5 Sans joint).....57
Tableau IV. 20. Valeurs des moments de stabilité et de renversement(R=5 Avec joint). 57
Tableau IV. 21. Vérification de la stabilité au renversement(R=5 Avec joint).....57
Tableau IV. 22. Vérification des déplacements inter-étage suivant X (R=3.5 Sans joint). 58
Tableau IV. 23. Vérification des déplacements inter-étage suivant Y (R=3.5 Sans joint). 59
Tableau IV. 24. Vérification des déplacements inter-étage suivant X (R=5 Avec joint). 59
Tableau IV. 25. Vérification des déplacements inter-étage suivant Y (R=5 Avec joint). 60
Tableau IV. 26. Vérification de l'effet P-Δ (R=3.5 Sans joint).....61
Tableau IV. 27. Vérification de l'effet P-Δ (R=5 Avec joint).....61
Tableau IV. 28. Dimensions finales des éléments (R=3.5 Sans joint).....62
Tableau IV. 29. Dimensions finales des éléments (R=5 Avec joint).....62

LISTE DES TABLEAUX

CHAPITRE V : Ferraillage des éléments structuraux

Tableau V. 1. La section calculée et la section choisie d'armatures des poutres *(R=3.5 Sans joint).* 63

Tableau V. 2. La section calculée et la section choisie d'armatures des poutres *(R=5 Avec joint).* 64

Tableau V. 3. Vérification des contraintes des poutres à l'ELS(R=3.5 Sans joint). 64

Tableau V. 4. Vérification des contraintes des poutres à l'ELS(R=5 Avec joint). 65

Tableau V. 5. Vérification de section d'armatures(R=3.5 Sans joint). 65

Tableau V. 6. Vérification de section d'armatures(R=5 Avec joint). 65

Tableau V. 7. Vérification de la flèche des poutres(R=3.5 Sans joint). 66

Tableau V. 8. Vérification de la flèche des poutres(R=5 Avec joint). 66

Tableau V. 9. Vérification de la flèche des poutres(R=5 Avec joint). 66

Tableau V. 10. Vérification des contraintes de cisaillement(R=5 Avec joint). 67

Tableau V. 11. La section d'armatures transversales(R=3.5 Sans joint). 67

Tableau V. 12. La section d'armatures transversales(R=5 Avec joint). 67

Tableau V. 13. La section d'armatures des poteaux(R=3.5 Sans joint). 70

Tableau V. 14. La section d'armatures des poteaux(R=5 Avec joint). 73

Tableau V. 15. Vérification des contraintes à l'ELS(R=3.5 Sans joint). 76

Tableau V. 16. Vérification des contraintes à l'ELS(R=5 Avec joint). 77

Tableau V. 17. La section d'armatures transversales des poteaux(R=3.5 Sans joint). 78

Tableau V. 18. La section d'armatures transversales des poteaux(R=5 Avec joint). 78

Tableau V. 19. La section calculée d'armatures verticales des voiles(R=3.5 Sans joint). 80

Tableau V. 20. La section choisie d'armatures des voiles(R=3.5 Sans joint). 81

Tableau V. 21. La section calculée d'armatures verticales des voiles(R=5 Avec joint). 81

Tableau V. 22. La section choisie d'armatures des voiles(R=5 Avec joint). 82

Tableau V. 23. Vérification des contraintes des voiles à l'ELS (R=3.5 Sans joint). 82

Tableau V. 24. Vérification des contraintes des voiles à l'ELS (R=5 Avec joint). 83

Tableau V. 25. Vérification des contraintes de cisaillement des voiles à l'ELU *(R=3.5 Sont joint).* 83

Tableau V. 26. Vérification des contraintes de cisaillement des voiles à l'ELU *(R=5 Avec joint).* 84

LISTE DES TABLEAUX

Tableau V. 27. La section calculée d'armatures horizontal des voiles (R=3.5 Sans joint). 84
Tableau V. 28. La section calculée d'armatures horizontal des voiles (R=5 Avec joint). 85
Tableau V. 29. Choix de la méthode de calcul (R=3.5 Sans joint). 86
Tableau V. 30. Choix de la méthode de calcul (R=5 Avec joint). 87
Tableau V. 31. La section choisie et calculée d'armatures des linteaux (R=3.5 Sans joint). 87
Tableau V. 32. La section choisie et calculée d'armatures des linteaux (R=5 Avec joint). 87

CHAPITRE VI : Calcul des fondations

Tableau VI. 1. Dimensionnement des semelles isolées à l'ELS (R=3.5 Sans joint). 90
Tableau VI. 2. Dimensionnement des semelles isolées à l'ELS (R=5 Avec joint). 90
Tableau VI. 3. ferraillage de semelle isolée sous joint à L'ELU (R=5 Avec joint). 92
Tableau VI. 4. Dimensionnement des semelles filantes à l'ELS (R=3.5 Sans joint). 93
Tableau VI. 5. Dimensionnement des semelles filantes à l'ELS (R=5 Avec joint). 93
Tableau VI. 6. Les Sections choisie et calculée des semelles filantes sous plusieurs poteaux (R=3.5 Sans joint). 94
Tableau VI. 7. Les Sections choisie et calculée des semelles filantes sous plusieurs poteaux (R=5 Avec joint). 94
Tableau VI. 8. Les Sections choisie et calculée des semelles filantes sous voiles 94
Tableau VI. 9. Les Sections choisie et calculée des semelles filantes sous voile 95
Tableau VI. 10. Dimensionnement de la poutre de libage (R=3.5 Sans joint). 95
Tableau VI. 11. Dimensionnement de la poutre de libage (R=5 Avec joint). 96
Tableau VI. 12. Détermination des valeurs de (q) de la poutre de libage (R=3.5 Sans joint). 96
Tableau VI. 13. Détermination des valeurs de (q) de la poutre de libage (R=5 Avec joint). 96
Tableau VI. 14. Détermination des sollicitations de la poutre de libage (R=3.5 Sans joint). 96
Tableau VI. 15. Détermination des sollicitations de la poutre de libage (R=5 Avec joint). 96
Tableau VI. 16. Calcul des armatures longitudinales de la poutre de libage à L'ELU (R=3.5 Sans joint). 97
Tableau VI. 17. Calcul des armatures longitudinales de la poutre de libage à L'ELU (R=5 Avec joint). 97
Tableau VI. 18. Vérifications des armatures longitudinales de la poutre de libage à l'ELS (R=3.5 Sans joint). 97

LISTE DES TABLEAUX

Tableau VI. 19. Vérifications des armatures longitudinales de la poutre de libage à l'ELS (R=5 Avec joint). 97
Tableau VI. 20. Calcul des armatures transversales de la poutre de libage (R=3.5 Sans joint)… 98
Tableau VI. 21. Calcul des armatures transversales de la poutre de libage (R=5 Avec joint). 98
Tableau VI. 22. Ferraillage longitudinal des longrines (R=3.5 Sans joint).....101
Tableau VI. 23. Ferraillage longitudinal des longrines (R=5 Avec joint).....101
Tableau VI. 24. Calcul des armatures transversales des longrines (R=3.5 Sans joint).....101
Tableau VI. 25. Calcul des armatures transversales des longrines (R=5 Avec joint).....101

CHAPITRE VII : Etude Comparative

Tableau VII. 1. Le calcul quantitatif du béton de superstructure (Sans joint).....102
Tableau VII. 2. Le calcul quantitatif du béton de superstructure (Avec joint).....103
Tableau VII. 3. Le prix total de superstructure.....103
Tableau VII. 4. Le calcul quantitatif du béton de l'infrastructure (Sans joint). 104
Tableau VII. 5. Le calcul quantitatif du béton de l'infrastructure (Avec joint).....104
Tableau VII. 6. Le prix total de l'infrastructure 104
Tableau VII. 7. Déférence total du prix de béton 104
Tableau VII. 8. Participation massique de trois premiers modes (Sans joint).....106
Tableau VII. 9. Participation massique de trois premiers modes (Avec joint).....107

Notations

Majuscules romaines

A: Section d'acier tendu.

A' : Section d'acier comprimé.

$Amax, Amin$: Section d'acier maximale et minimale.

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

At: Section d'armatures verticales.

Ah : Section d'armatures horizontales.

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

AD: Section d'armatures diagonales.

B: Aire du béton.

Br: Section réduite du béton d'un poteau.

Bt: Section de la partie tendue.

Lt: Largeur de la section tendue.

ELS: Etat Limite de Service.

ELU: 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'ELU.

$Mser$: Moment fléchissant à l'ELS.

N: Effort normal.

$Nser$: Effort normal à l'ELS service.

Nu: Effort normal à l'ELU.

Tu: Effort tranchant à l'ELU.

G: Charge permanente.

Q: Charge d'exploitation.

E: Charge sismique.

W: poids.

Minuscules romaines

h: Hauteur de la section du béton.

b: Largeur de la section du béton.

$b0$: Largeur de la nervure du béton (section en Té.)

$c,'$: Enrobage supérieur et inférieur.

d: Hauteur utile d'une section.

f: Flèche.

fcj: Résistance caractéristique du béton à la compression à « j » jours.

$fc28$: Résistance caractéristique du béton à la compression à « 28 » jours.

fe: Limite d'élasticité de l'acier.

ftj: Résistance conventionnelle de la traction du béton à « j » jours.

$ft28$: Résistance conventionnelle de la traction de béton à «28 » jours.

i: Rayon de giration.

lf: Longueur de flambement,

St: Espacement de cours d'armature transversale.

Sh : Espacement de cours d'armature horizontale.

Sv: Espacement des armatures verticales.

MAJUSCULES GRECQUES

Δ : Variation.

Σ : sommation.

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

Minuscules grecques

α: Angle.

γ: Coefficient de sécurité.

ε: Déformation relative.

η: Coefficient de fissuration.

λ: Élancement mécanique.

μ: Coefficient de frottement.

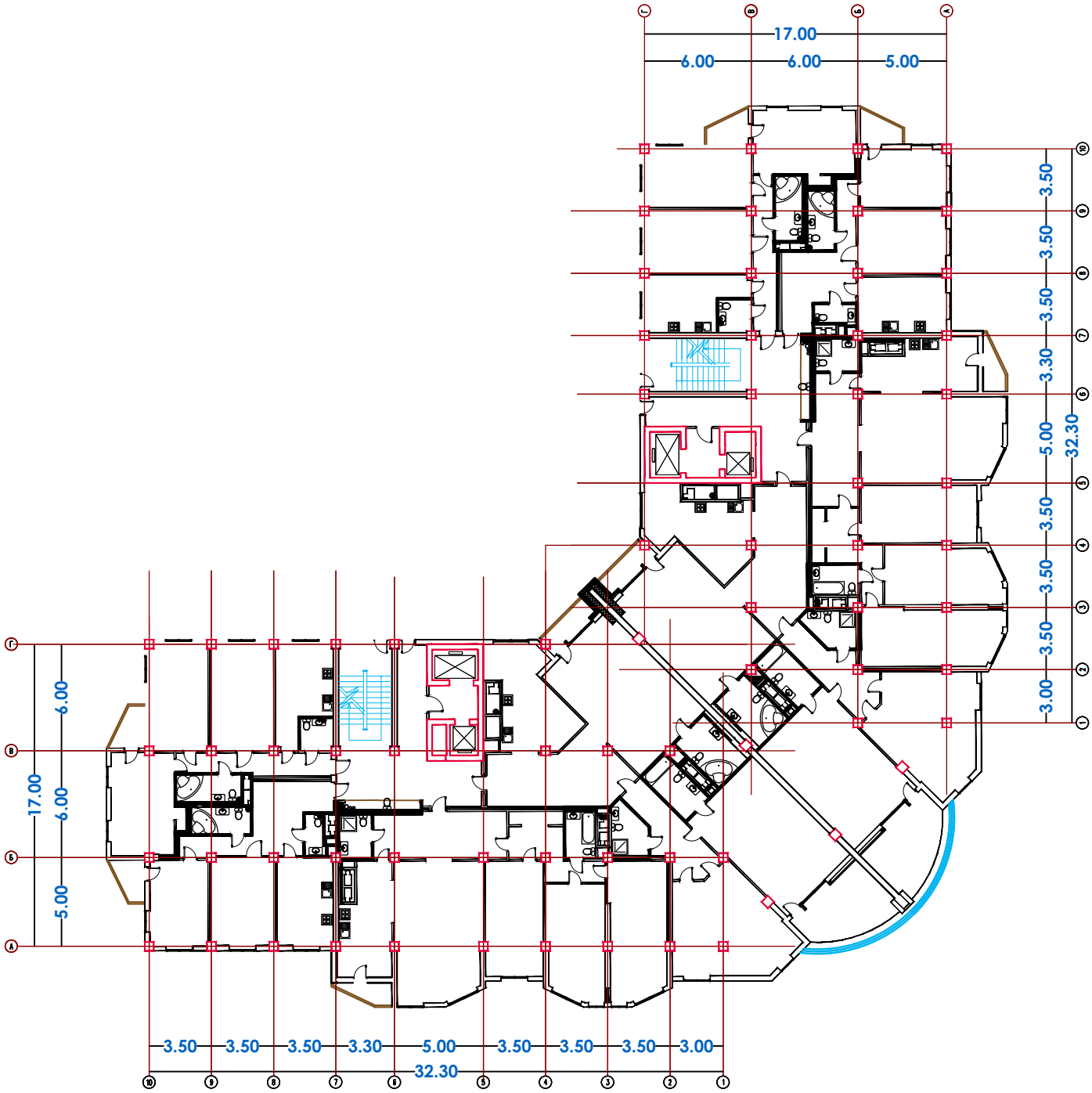
ν: Coefficient de POISSON.

ρ: Rapport de deux dimensions

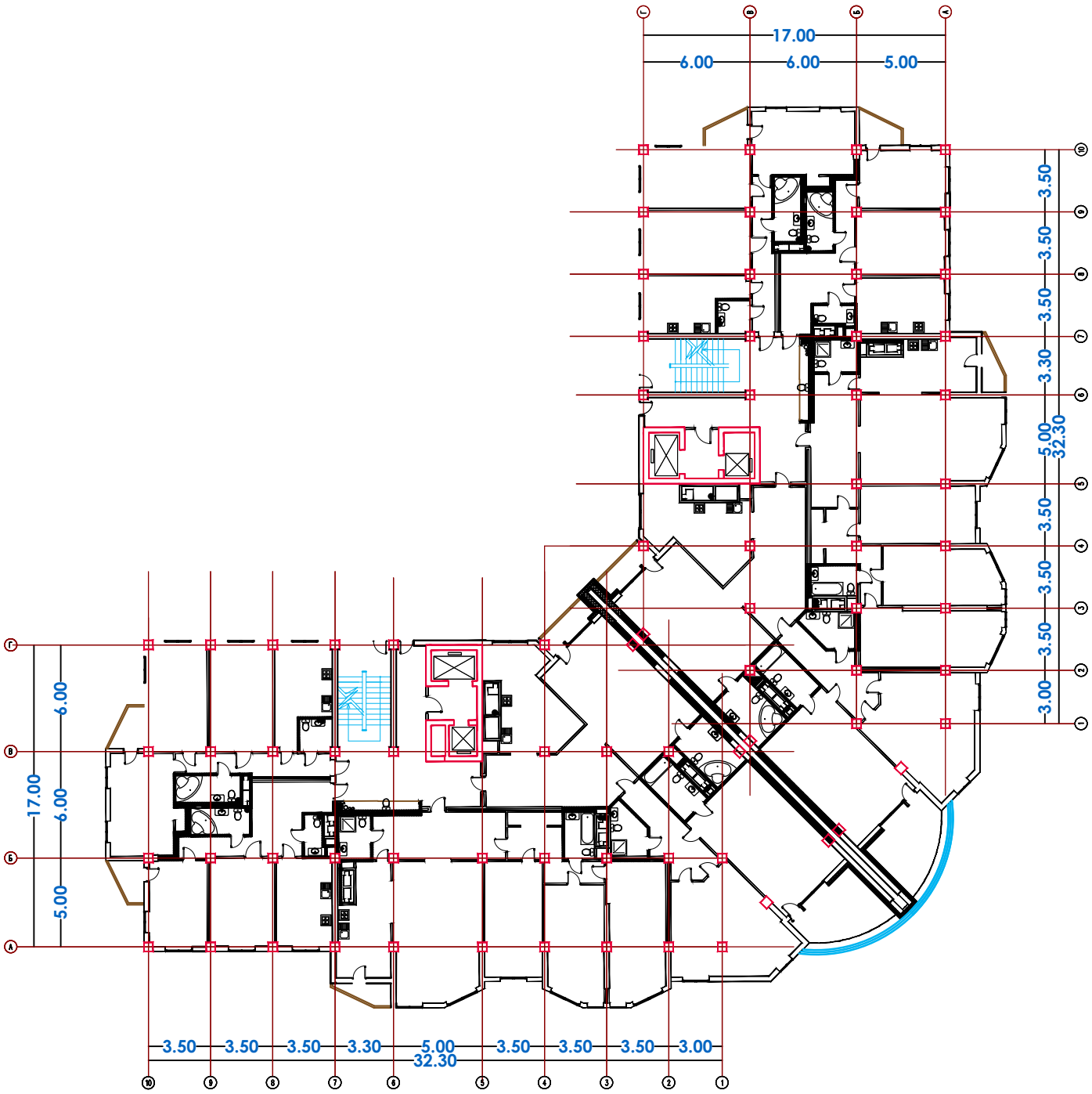
ζ: Contrainte normale.

η: Contrainte tangentielle.

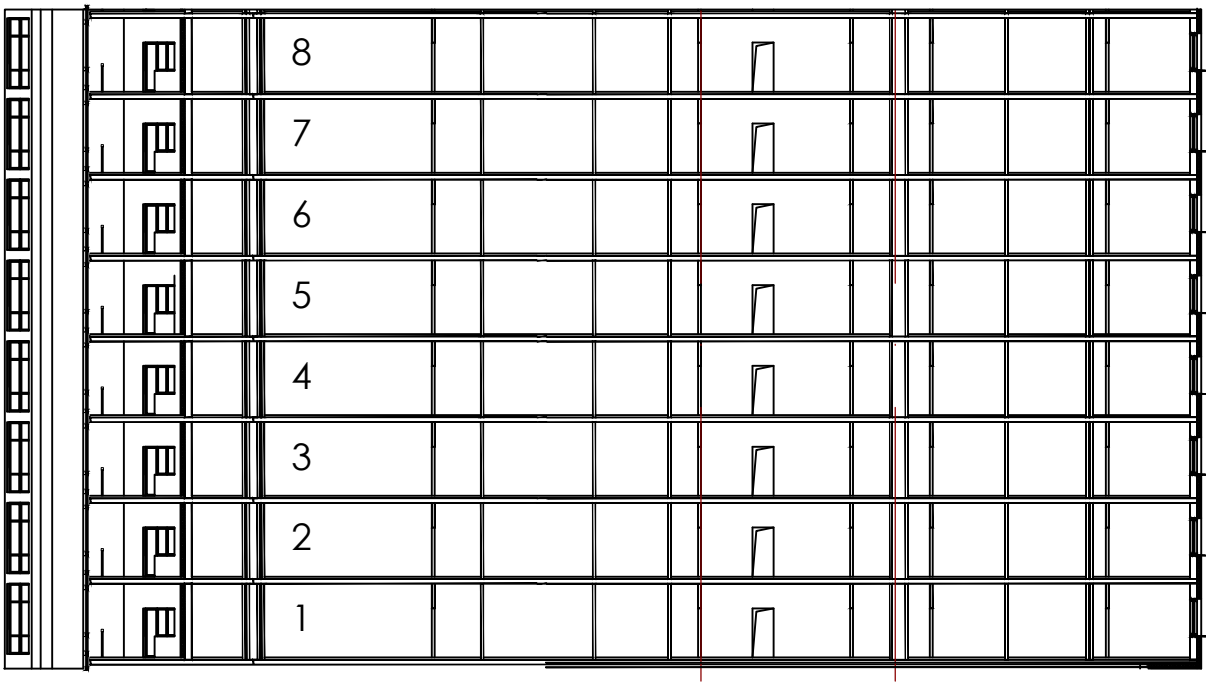
δ: Déplacement d'un niveau.



PLAN Sans Joint



PLAN Avec Joint



PLAN de Façade

Introduction générale

Le Génie civil représente l'ensemble des techniques concernant toutes les constructions civiles, tandis que les concepteurs civils s'occupent de la conception, de la réalisation, de l'exploitation et de la réhabilitation d'ouvrages de construction et d'infrastructures urbaines dont ils assurent la gestion afin de répondre aux besoins de la société, tout en assurant la sécurité du public et la protection de l'environnement et l'économie.

En Algérie, la majorité des structures de formes irrégulières ou complexes sont généralement réalisées en utilisant de joints de dilatation ou parfois de joints de rupture, ceci pour simplifier le calcul des données d'ingénierie, ainsi que pour contrôler et réduire la sévérité du comportement des structures lors des tremblements de terre.

Dans ce contexte une étude a été menée sur un bâtiment de sept étages à usage d'habitation, implanté à la commune d'Aïn Benian (wilaya d'Alger) qui est considéré comme une zone de forte sismicité selon le règlement parasismique algérien.

L'objectif principal de ce travail est d'étudier l'effet du joint de dilatation d'un bâtiment de forme géométrique irrégulière sur le comportement dynamique de la structure exécutée avec et sans joint, et il contient également une étude technique économique sur divers paramètres, y compris son impact sur le plan économique.

A cet effet le présent travail est constitué de plusieurs chapitres qui sont résumés comme suit :

Le premier chapitre comporte la présentation de l'ouvrage et les caractéristiques des matériaux utilisés, le pré dimensionnement des éléments structuraux (poteaux, poutres et voiles) sont représenté dans le deuxième chapitre, tandis que le Calcul des éléments secondaires (poutrelles, escalier, acrotère ainsi que les planchers) ont été présenté dans le chapitre trois.

Le quatrième chapitre, est consacré à la partie principale et la plus importante dans l'étude génie civile qui est l'étude dynamique, cette étape a été effectuée à l'aide d'un logiciel de calcul des structures appelé SAP2000.

Le calcul de structure sous l'action des différentes combinaisons des efforts verticaux et horizontaux sont représenté dans le cinquième chapitre, nous présentons également sur le même chapitre le calcul du ferraillage de tous les éléments structuraux.

Le chapitre six résume l'étude de l'infrastructure, le choix du type de fondation le plus convenable et calcul de ferraillage de l'ensemble des éléments assurant la stabilité de la superstructure.

A la fin de cette étude, dans le septième chapitre, on a analysé les résultats obtenus pour les deux cas étudiés ainsi que la comparaison sur l'aspect technique et économique entre les deux conceptions du bâtiment.

Enfin, nous terminons ce travail par une conclusion générale, qui rappelle les objectifs de cette étude et les principaux résultats obtenus.

CHAPITRE I

Présentation de l'ouvrage

I.1. Présentation de l'ouvrage

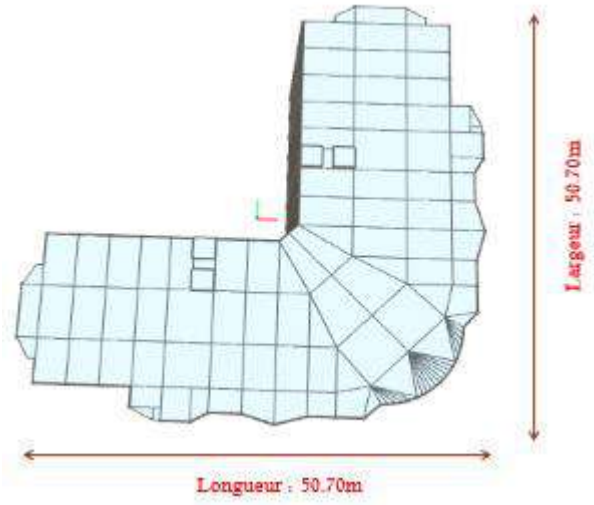
Le projet réalisant est un bâtiment en béton armé de type (RDC + 7 étages) à usages (habitation) qui sera implanté à Alger. C'est une zone de forte sismicité (zone III) selon la classification du RPA 99 version 2003.

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

I.2. Caractéristiques géométriques de l'ouvrage

I.2.1. Dimensions en plan du bâtiment

- Longueur totale du bâtiment : 50.70 m.
- Largeur totale du bâtiment : 50.70 m.



I.2.2. Dimensions en élévation du bâtiment

- Hauteur du RDC et Etages courants : 3.40 m.
- Hauteur totale du bâtiment : 27.20 m.

I.3. Caractéristiques structurelles

I.3.1. Système de contreventement

Notre bâtiment comporte 8 niveaux de hauteur 27.20 m, le RPA99 Version 2003 limite les structures en portiques auto stables dans la zone III en 8m, ce qui nous oblige d'insérer des voiles de contreventement et d'obtenir par conséquence un système de contreventement assuré par des portiques et des voiles.

I.3.2. Planchers

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

- Planchers à cops creux.
- Planchers à dalle pleine.

I.3.3. Maçonnerie

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

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

I.3.4. L'acrotère

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

I.3.5. Les escaliers

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

I.3.6. Infrastructure

C'est la partie d'interaction structure-sol, qui forme un ensemble rigide assurant l'encastrement de la structure dans le terrain ainsi que la transmission des charges apportées par la structure au bon sol.

I.4. Caractéristiques mécaniques des matériaux

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

I.4.1. Le béton

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

Tableau I.1. *Résistance f_{c28} du béton à 7,14 et 90 jours.*

f_{c28}	25	30	35	40
7 jours	16.5	19.9	23.2	26.5
14 jours	21.4	25.6	29.9	34.2
90 jours	27.5	33	38.5	44

- **Résistance du béton à la traction**

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

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

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

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

I.4.2. Les aciers

I.4.2.1. Types d'acier

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

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

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

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

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

CHAPITRE II

Pré dimensionnement des éléments

II.1. Introduction

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

Nous dimensionnons dans le présent chapitre les éléments de la structure suivant :

RPA99 v2003, **DTR.B.C.2.2**, **C.B.A 93.**

II.2. Pré dimensionnement des planchers

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

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

II.2.1. Planchers à corps creux

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

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

$$h_t \geq \frac{L}{22.5} \quad \text{.....(4).}$$

h_t: l'épaisseur du plancher.

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

Pour notre projet : L=5.35 m

$$\frac{535}{25} \leq h_t \leq \frac{535}{20} \quad \Rightarrow \quad 21.4\ \text{cm} \leq h_t \leq 26.75\ \text{cm}$$

On adopte : h_t = 24 cm

$h_t = d + e \Rightarrow h_t$= 20+4 cm.

Avec :

d : l'épaisseur du corps creux.

e : l'épaisseur de

la dalle de compression.

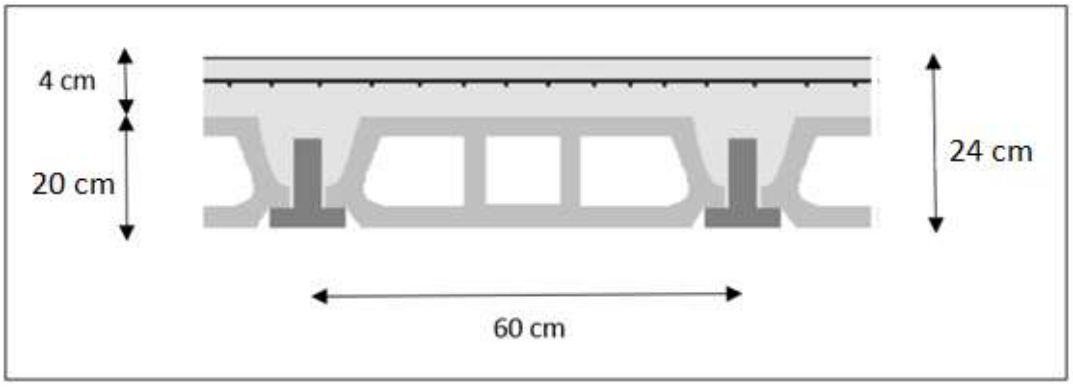


Figure II.1. *Coupe du plancher à corps creux.*

II.2.2. Planchers dalles pleines

On va utiliser deux types de plancher pour les panneaux en dalle plaine

1) forme triangulaire dalle reposent sur trois appuis :

Critère de résistance

$$\frac{L}{45} \leq e \leq \frac{L}{40}$$

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

e : épaisseur de la dalle.

Pour le cas de notre structure, on a : L = 3.8 m.

$$\frac{380}{45} \leq e \leq \frac{380}{40} \Rightarrow 8.44\ cm \leq e \leq 9.5\ cm$$

Sécurité contre l'incendie :

e = 11 cm : peut assurer un coupe-feu d'une heure.

e = 13cm : peut assurer un coupe-feu de deux heures.

On choisit : e = 15 cm.

2) forme rectangulaire dalle reposent sur deux appuis :

Critère de résistance

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

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

e : épaisseur de la dalle.

Pour le cas de notre structure, on a : L = 2.4 m.

II.3. Pré dimensionnement des poutres

Les poutres sont des éléments linéaires dont leur section est rectangulaire ou en T, leur portée est largement supérieure aux dimensions de la section. Elles sont des éléments structuraux horizontaux chargés de la transmission des charges verticales et horizontales aux éléments verticaux (poteaux, voiles), Elles sont dimensionnées d'après les conditions de résistance et de la flèche……(4).

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

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

h : la hauteur de la poutre ;

b : la largeur de la poutre.

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

	Poutres principales	***Poutres secondaires***
Conditions de Résistance	L= 700cm ⇒ 35cm ≤ h ≤ 43.75cm On adopte : **h = 50cm** ⇒ 13.5cm ≤ b ≤ 31.5cm On adopte : **b=30cm**	L= 565cm ⇒ 28.25cm ≤ h ≤ 35.31cm On adopte : **h=35cm** ⇒ 10.5cm ≤ b ≤ 24.72cm On adopte : **b=30cm**
Vérification selon le (RPA99 v2003 Art.7.5)	b = 30cm ≥ 20cm h = 50cm ≥ 30cm h/b = 1.29≤ 4.0 **Conditions vérifiées**	b = 30cm ≥ 20cm h = 35cm ≥ 30cm h/b = 1.17 ≤ 4.0 **Conditions vérifiées**

Conclusion

Pour les poutres principales, on adopte la section : (b×h) = 30×50 cm².

Pour les poutres secondaires, on adopte la section : (b×h) = 30×35 cm².

II.4. Pré dimensionnement des poteaux

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

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

Selon l'Article **B.8.11 du CBA93**, cette charge peut être majorée de 10% pour les poteaux intermédiaires voisins des poteaux de rive dans le cas des bâtiments comportant au moins trois travées. Donc, dans notre cas, cette charge devienne :

$N_u^* = 1.1N_u$

II.4.1. Etapes de pré dimensionnement

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

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

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

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

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

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

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

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

λ : l'élancement mécanique;

i : rayon de giration;

l_0 : longueur du poteau ;

l_f: longueur de flambement.

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

I : moment d'inertie du poteau ;

b : largeur du poteau.

$$I = \frac{bh^3}{12} \quad ; \quad b = h \quad ; \quad I = \frac{b^4}{12} \quad ; \quad i = \sqrt{(\frac{b^4}{12})/b^2} \quad ; \quad i = \frac{b}{\sqrt{12}}$$

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

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

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

(a*a)	Lf (m)	i=b/(√12) (m)	λ	fc28 (Mpa)	B (cm2)	Br (cm2)	AS (cm2)	α	NU(MN)	NU (kN)
30*30	2.38	0.087	27.48	25	900	784	0.9	0.756	1.122	1122.296
30*30	2.38	0.087	27.48	26	900	784	0.9	0.756	1.166	1166.240
35*35	2.38	0.101	23.56	27	1225	1089	1.225	0.779	1.730	1730.726
35*35	2.38	0.101	23.56	28	1225	1089	1.225	0.779	1.793	1793.597
40*40	2.38	0.115	20.61	29	1600	1444	1.6	0.794	2.509	2509.857
40*40	2.38	0.115	20.61	30	1600	1444	1.6	0.794	2.594	2594.879
45*45	2.38	0.130	18.32	31	2025	1849	2.025	0.805	3.478	3478.226
45*45	2.38	0.130	18.32	32	2025	1849	2.025	0.805	3.588	3588.596

II.4.1.2. Choix du poteau le plus sollicité

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

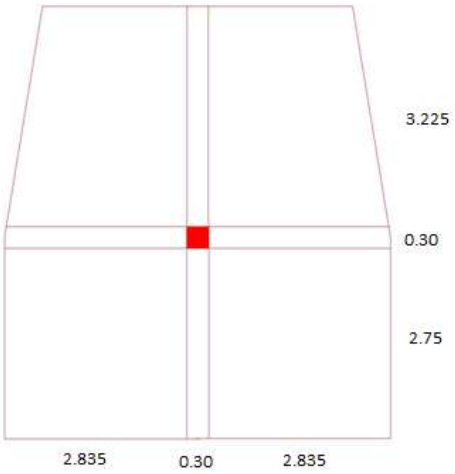


Figure II.2. *Surface reprise par le poteau le plus sollicité.*

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

$S_{totale} = 27.402\ m^2$

$$S_{plancher} = 30.20\ m^2$$

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

II.5.1.Charges permanentes

II.5.1.1. Maçonnerie

a) Murs intérieurs (simple cloison) :

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

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

b) Murs extérieurs (double cloison)

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

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

II.5.1.2. Plancher terrasse

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

N°	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m^3)	Poids surfacique (kN/m^2)	Article de référence
1	Gravillon roulé	0.04	20	0.80	DTR B.C. 2.2 C.5-TOITURES
2	Etanchéité multicouche	0 .02	6	0.12	DTR B.C. 2.2 C.5-TOITURES
3	Papier Kraft	/	/	0.05	DTR B.C. 2.2 C.5-TOITURES
4	Forme de pente	0.10	22	2.20	DTR B.C. 2.2 C.5-TOITURES
5	Film polyane	/	/	0.01	DTR B.C. 2.2 C.5-TOITURES
6	Plaque de liège	0.04	4	0.16	DTR B.C 2.2 B-POIDS VOLUMIQUE
7	Pare vapeur	/	/	0.06	DTR B.C. 2.2 C.5-TOITURES
8	Plancher corps creux (20+4)	0.24	/	3.30	DTR B.C. 2.2 C.3-PLANCHERS
9	Enduit en plâtre	0.02	10	0.20	DTR B.C. 2.2 C.2-ENDUITS
TOTAL				**6.90**	

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

N°	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m^3)	Poids surfacique (kN/m^2)	Article de référence
1	Gravillon roulé	0.04	20	0.80	DTR B.C. 2.2 C.5-TOITURES
2	Etanchéité multicouche	0 .02	6	0.12	DTR B.C. 2.2 C.5-TOITURES
3	Papier Kraft	/	/	0.05	DTR B.C. 2.2 C.5-TOITURES
4	Forme de pente	0.10	22	2.20	DTR B.C. 2.2 C.5-TOITURES
5	Film polyane	/	/	0.01	DTR B.C. 2.2 C.5-TOITURES
6	Plaque de liège	0.04	4	0.03	DTR B.C 2.2 B-POIDS VOLUMIQUE
7	Pare vapeur	/	/	0 .06	DTR B.C. 2.2 C.5-TOITURES
8	Dalle pleine	0.15	/	3.75	DTR B.C. 2.2 C.3-PLANCHERS
9	Enduit en plâtre	0.02	10	0.20	DTR B.C. 2.2 C.2-ENDUITS
TOTAL				**7.22**	

II.5.1.3. Plancher courant

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

N°	*Composants*	*Epaisseur (m)*	*Poids volumique (kN/m³)*	*Poids surfacique (kN/m²)*	*Article de référence*
1	*Carrelage*	0.02	20	0.40	DTR B.C. 2.2 C.4-Revetement du plancher
2	*Mortier de pose*	0.02	/	0.40	DTR B.C. 2.2 C.4-Revetement du plancher
3	*Lit de sable*	0.03	18	0.54	DTR B.C. 2.2 ANNEXE VI-A
4	*Plancher corps creux (20+4)*	0.24	/	3.30	DTR B.C. 2.2 C.3-PLANCHERS
5	*Enduit en plâtre*	0.02	10	0.20	DTR B.C. 2.2 C.2-ENDUITS
6	*Cloison simple*	0.10	/	1.62	DTR B.C. 2.2 C.1-MACONNERIE
TOTAL				**6.46**	

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

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

II.5.2. Charges d'exploitation

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

II.5.3. Charges permanentes totale

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

G plancher (KN)		G plancher (KN)	G pot (KN)	G pp (KN)	G ps (KN)	G (KN)	G cum (KN)
6.9	Terrasse	189.074	7.65	18.188	8.00625	222.918	222.91755
6.46	6	177.017	7.65	18.188	8.00625	210.861	433.778
6.46	5	177.017	10.4125	18.188	8.00625	213.623	647.401
6.46	4	177.017	10.4125	18.188	8.00625	213.623	861.025
6.46	3	177.017	13.6	18.188	8.00625	216.811	1077.835
6.46	2	177.017	13.6	18.188	8.00625	216.811	1294.646
6.46	1	177.017	17.2125	18.188	8.00625	220.423	1515.069
6.46	RDC	177.017	17.2125	18.188	8.00625	220.423	1735.492

II.5.4. Charges d'exploitation totale

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

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

étage	Q(KN)	3+n/2n	Qcum (kN)
Terrasse	30.2		30.200
6	45.3	1	75.500
5	45.3	0.95	118.535
4	45.3	0.9	159.305
3	45.3	0.85	197.810
2	45.3	0.8	234.050
1	45.3	0.75	268.025
RDC	45.3	0.71	300.382

II.5.5. L'effort normal ultime N_u

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

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

etage	Gcum (KN)	Qcum (kN)	NU	1,1*NU	NU (kN)	verification
Terrasse	222.918	30.200	346.23869	380.86256	1122.2962	cv
6	433.778	75.500	698.8506	768.73566	1166.2405	cv
5	647.401	118.535	1051.7944	1156.9738	1730.7263	cv
4	861.025	159.305	1401.3407	1541.4747	1793.5973	cv
3	1077.835	197.810	1751.7926	1926.9718	2509.8577	cv
2	1294.646	234.050	2098.847	2308.7317	2594.8791	cv
1	1515.069	268.025	2447.3807	2692.1188	3478.2265	cv
RDC	1735.492	300.382	2793.4877	3072.8365	3588.5964	cv

II.5.6. Vérification selon le (RPA99 v2003)

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

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

Condition à vérifier	***Application de condition***	***Vérification***
Zone III ***Min (b, h) ≥ 30 cm*** ***Min (b, h) ≥ h_e /20*** ***0.25 ≤ (b/h) ≤ 4***	Min (b, h) = 30cm h_e /20 = (340-0.50) /20 = 14.5cm 0.25 ≤ (b/h) =1 ≤ 4	Oui

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

Il nous reste à vérifier :

- $b_{max} \leq 1.5h_1 + b_1$

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

Section des poteaux (cm)	$b_{max}(cm)$	$h_1(cm)$	b_1 (cm)	$b_{max} \leq 1.5h_1 + b_1$	$d(cm)$	$Max(\frac{b_1}{2}, \frac{h_1}{2})$	$d \leq Max\ (\frac{b_1}{2}, \frac{h_1}{2})$
30*30	30	30	30	Oui	0	15	Oui
35*35	30	35	35	Oui	2.5	17.5	Oui
40*40	30	40	40	Oui	5	20	Oui
45*45	30	45	45	Oui	7.5	22.5	Oui

Conclusion

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

II.6. Pré dimensionnement des voiles

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

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

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

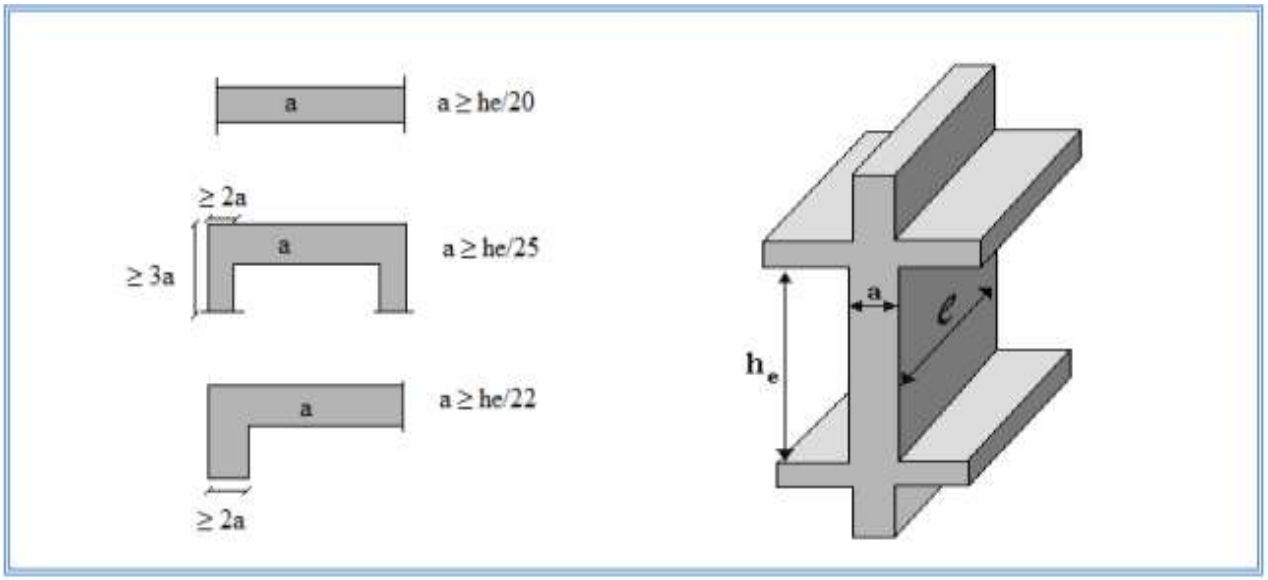


Figure II.3. *Coupe de voile en plan.*

Pour les étages :

$$a \geq Max\left[15cm, \frac{h_e}{22}\right] \quad \Rightarrow \quad a \geq Max\left[15cm, \frac{(340-35)}{22} = 13.86cm\right]$$

On adopte $a = 15cm.$

$$a \geq Max\left[15cm, \frac{h_e}{25}\right] \quad \Rightarrow \quad a \geq Max\left[15cm, \frac{(340-35)}{25} = 12.2cm\right]$$

On adopte $a = 15cm.$

CHAPITRE III

Calcul des éléments secondaires

III.1. Acrotère

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

III.1.1. Principe de calcul

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

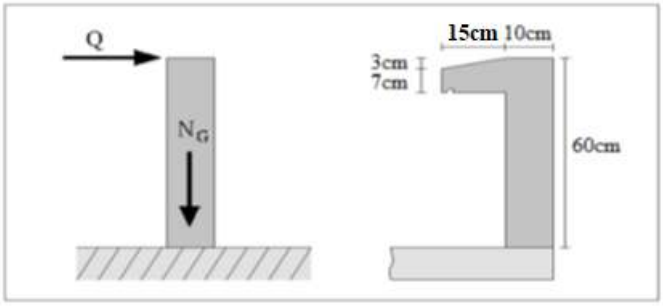


Figure III.1. *L'acrotère (dimensions et charges exercées)*

III.1.2. Evaluation des charges et surcharges

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

Charges permanents	G=1.875 kN/ml
Charges d'exploitation	Q=1 kN/ml

III.1.3. Détermination des efforts

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

	ELU	***ELS***
Effort normal	$N_u = 1.35G = 2.53$ kN	$N_u = G = 1.875$ kN
Moment d'encastrement	$M_u = 1.5\ Q.h = 0.9$ kN.m	$M_{ser} = Q.h = 0.6$ kN.m
Effort tranchant	$T_u = 1.5\ Q = 1.5$ kN	/

III.1.4. Calcul de ferraillage

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

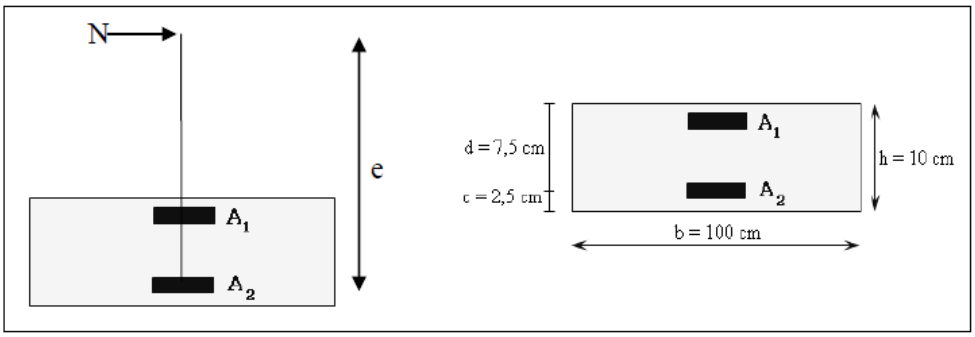


Figure III.2. *Section de béton armé dans l'acrotère.*

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

Section (cm²)	A_1 (cm²)	A_2 (cm²)	$A_{1Choisie}$ (cm²)	$A_{2\ choisie}$ (cm²)	$A_{rép}$ (cm²)	St (cm)	$St_{rép}$ (cm)
100x10	4.40	4.40	7HA10 = 5.5	7HA10 = 5.5	4HA8 = 2.01	20	20

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

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

Fissuration préjudiciable, donc :

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

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

$$\sigma_s = 2.16\ MPa \leq \overline{\sigma_s} = 201.63\ MPa \quad \Rightarrow \quad condition\ vérifiée$$

$$\sigma_s' = 2.64\ MPa \leq \overline{\sigma_s} = 201.63\ MPa \quad \Rightarrow \quad condition\ vérifiée$$

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

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

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

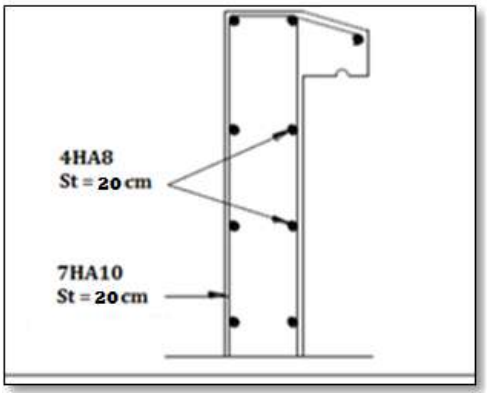


Figure III.3. *Ferraillage de l'acrotère.*

III.2. Plancher à corps creux

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

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

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

- La dalle de compression ;
- Les poutrelles.

III.2.1. La dalle de compression

Sert à la bonne distribution des charges verticales sur les poutrelles, et pour limiter le risque de fissuration ainsi que pour résister aux efforts appliqués sur la dalle ; on prévoit un ferraillage en quadrillage.

La section d'armature à prévoir doit être satisfaite aux conditions suivantes :

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

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

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

Avec :

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

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

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

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

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

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

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

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

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

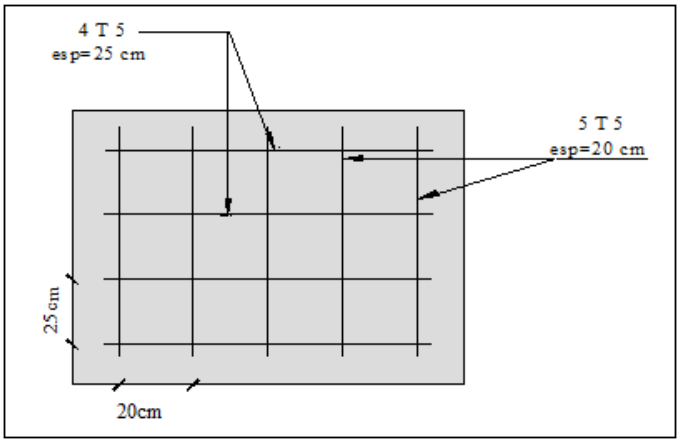


Figure.III.4. *Disposition des armatures de la dalle de compression.*

III.2.2. Les poutrelles

III.2.2.1. Poutrelle d'étage courant

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

- Avant coulage
- Après coulage

III.2.2.1.1. Avant coulage

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

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

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

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

Nombre d'étais	$L\ (m)$	$G\ (kN/ml)$	$Q\ (kN)$	$E\ (MPa)$	$I\ (m^4)$	$f\ (mm)$	$\bar{f}\ (mm)$	$f \leq \bar{f}$
0	5.35	0.72	2.675	32164.195	$6.4 * 10^{-7}$	787.67	10.35	Non
1	2.675	0.72	1.3375	32164.195	$6.4 * 10^{-7}$	49.299	5.35	Non
2	1.783	0.72	1	32164.195	$6.4 * 10^{-7}$	10.346	3.65	Non
3	1.337	0.72	1	32164.195	$6.4 * 10^{-7}$	3.879	2.67	Non
4	1.070	0.72	1	32164.195	$6.4 * 10^{-7}$	1.837	2.14	Oui

III.2.2.1.2. Après coulage

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

- Poutrelle à 2 travées (étage courante).

Le calcul de ferraillage se fera soit par la méthode de Caquot, voir annexe 4

Le fil de poutrelles (étage courant).

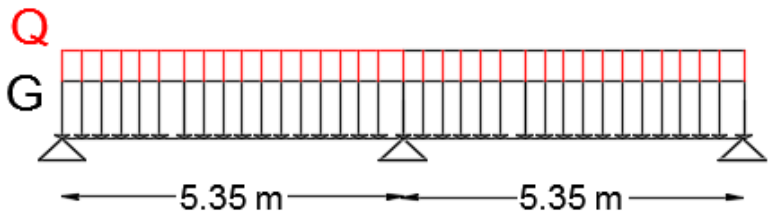


Figure.III.5. *Chargement dans la poutrelle d'étage courant.*

$G = 3.876\ kN/ml\ ,\ Q = 1.50\ kN/ml \Rightarrow P_u = 1.35G + 1.5Q \Rightarrow P_u = 7.482kN$

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

Travée	***AB***		***BC***	
$M_t\ (kN.m)$	10.61		10.61	
$M_a\ (kN.m)$	M_A	M_B	M_B	M_C
$M_a\ (kN.m)$	-26.65	-23.48	-23.48	-26.48
$T\ (kN)$	T_w	T_e	T_w	T_e
$T\ (kN)$	-13.22	22	-22	13.22

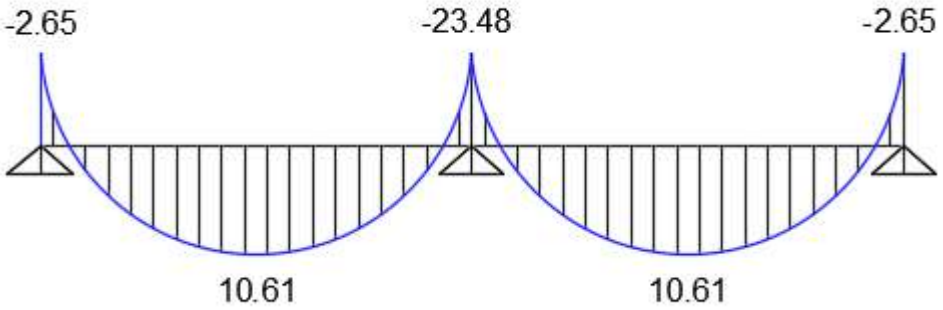


Figure.III.6. *Digramme des moments d'encastrement de la poutrelle d'étage courant à ELU.*

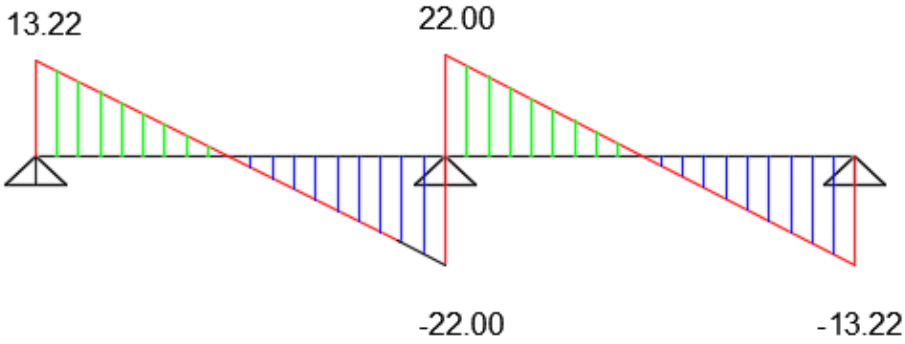


Figure.III.7. *Diagramme des efforts tranchants de la poutrelle d'étage courant à ELU.*

Le ferraillage des poutrelles est calculé en flexion simple voir (annexe 5).

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

Poutrelles	$M_{t\,max}\ (kN.m)$	$M_{a\,max}\ (kN.m)$	$A_1\ (cm^2)$	$A_2\ (cm^2)$	$A_{1_{ch}}\ (cm^2)$	$A_{2_{ch}}\ (cm^2)$
travée 1	10.61	-23.48	1.4	4.4	2HA10 = 1.57	1HA14+2HA14 = 4.62
travée 2	10.61	- 23.48	1.4	4.4	2HA10 = 1.57	1HA14+2HA14 = 4.62

III.2.2.1.3. Vérification des contraintes à l'ELS

G=3.876 kN/ml , Q=1.5kN/ml $\Rightarrow$ $P_{ser} = G + Q \Rightarrow P_{ser} = 5.376kN$

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

Travée	***AB***		***BC***	
$M_t\ (kN.m)$	7.70		7.70	
$M_a\ (kN.m)$	M_A	M_B	M_B	M_C
$M_a\ (kN.m)$	-1.924	-17.04	-17.04	-1.924

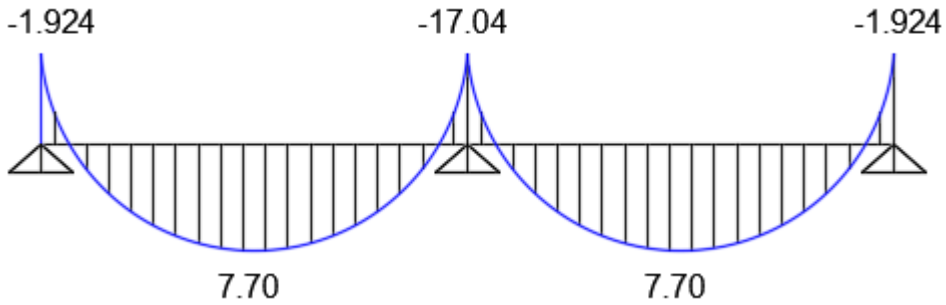


Figure.III.8. *Diagramme des moments dans la poutrelle d'étage courant l'ELS.*

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

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

Longueur	***Sollicitation à l'ELS***		***Contraintes***		***Contraintes admissible***	***Vérification***
	M_t	M_a	$\sigma_{b\ travée}$	$\sigma_{b\ appui}$	$\overline{\sigma_b}$	
5.35	7.70	-17.04	3.30	13.80	15	Oui
5.35	7.70	-17.04	3.30	13.80	15	Oui

III.2.2.1.4. Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU

Les étapes de calculé dans annexe 6.

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

Longueur	$T_u(kN)$	$\tau_u(MPa)$	$\overline{\tau_u}(MPa)$	***Vérification***	Z_N	Z_C	∅	A_t
5.35	22	1.28	3.33	CV	20	20	4	2HA8=1.01
5.35	-22	1.28	3.33	CV	20	20	4	2HA8=1.01

III.2.2.1.5. Vérification de la flèche

Puisqu'il y'a une condition n'pas vérifiées dans les trois inégalités. Alors on doit calculer la flèche. Les étapes de calcul dans voir (annexe 7).

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

Travée et section					***Sollicitations à l'ELS***		***Armatures principales***		***flèche***		***vérification***
	L	*B*	*H*	*Mappui (g)*	*M travée*	*Mappui (d)*	A_1	A_2	$[f]_t$	$[f]_{adm}$	
N°	$[m]$	$[cm]$	$[cm]$	$[KN.m]$	$[KN.m]$	$[KN.m]$	$[cm^2]$		$[mm]$	$[mm]$	Oui/Non
1	5.35	8	24	-1.92	7.70	-17.04	1.57	1.54	7	10.35	Oui
2	5.35	8	24	-1.92	7.70	-17.04	1.57	1.54	7	10.35	Oui

III.3. Les escaliers

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

III.3.1. Escalier d'étage courant

III.3.1.1. Dimensionnement

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

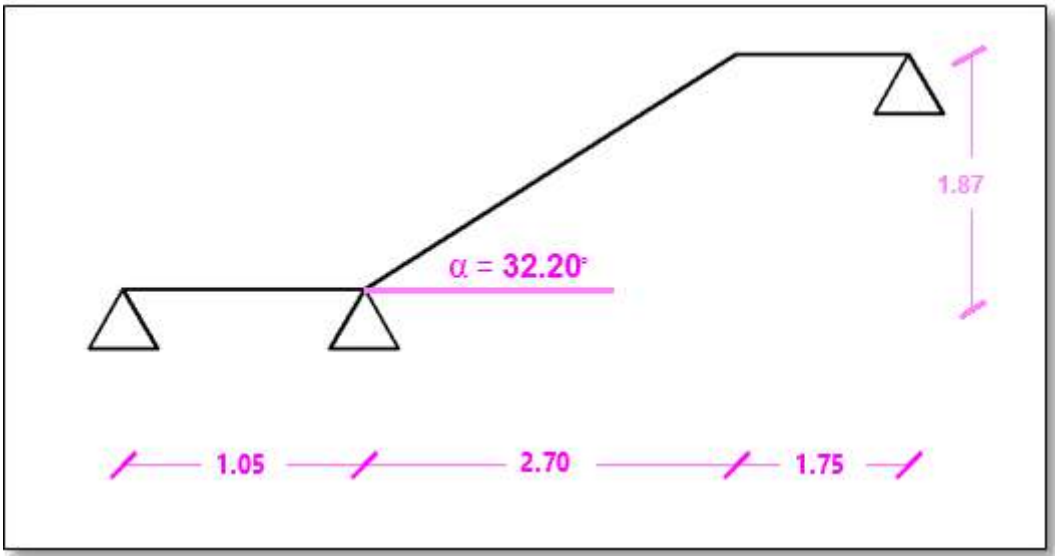


Figure III.9. *Schéma statique d'une volée d'escalier d'étage courant.*

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

Les deux volées ont la même longueur de paillasse.

L = 5.29 m.

$$\frac{L}{35} \leq e \leq \frac{L}{30} \Rightarrow \quad 15.11cm \leq e \leq 17.63cm$$

On prendra : **e=20cm**

III.3.1.2. Evaluation des charges et surcharges

III.3.1.2.1. Charges permanentes

Tableau III.11. *Charge permanente de la paillasse.*

N°	*Composants*	*Epaisseur (m)*	*Poids volumique (kN/m3)*	*Poids surfacique (kN/m2)*	*Article de référence*
1	***Carrelage***	0.02	20	0.40	DTR B.C. 2.2 C.4- Revêtement du plancher
2	***Mortier de pose***	0.02	20	0.40	DTR B.C. 2.2 C.2-ENDUITS
3	***Lit de sable***	0.03	18	0.54	DTR B.C. 2.2 ANEXES VI -A
4	***Poids propre de la paillasse***	0.20/cosα	25	5.89	DTR B.C. 2.2 B-POIDS VOLUMIQUE
5	***Poids propre de la marche***	0.17/2	25	2.13	DTR B.C. 2.2 B-POIDS VOLUMIQUE
6	***Enduit en ciment***	0.02	18	0.36	DTR B.C. 2.2 C.2-ENDUITS
TOTAL				9.58	

Tableau III.12. *Charge permanente du palier de repos.*

N°	*Composants*	*Epaisseur (m)*	*Poids volumique (kN/m3)*	*Poids surfacique (kN/m2)*	*Article de référence*
1	***Carrelage***	0.02	20	0.40	DTR B.C. 2.2 C.4- Revêtement du plancher
2	***Mortier de pose***	0.02	20	0.40	DTR B.C. 2.2 C.2-ENDUITS
3	***Lit de sable***	0.03	18	0.54	DTR B.C. 2.2 ANEXES VI -A
4	***Poids propre du palier***	0.20	25	5.00	DTR B.C. 2.2 B-POIDS VOLUMIQUE
5	***Enduit en ciment***	0.02	18	0.36	DTR B.C. 2.2 C.2-ENDUITS
TOTAL				6.70	

III.3.1.2.2 Charges d'exploitation

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

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

III.3.1.3. Détermination des sollicitations

$$\boldsymbol{ELU}: P_u = 1.35\,G + 1.5\,Q$$

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

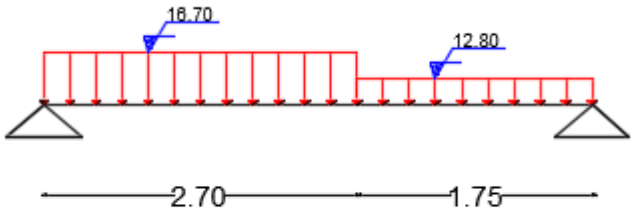


Figure III.10. *Chargement dans l'escalier d'étage courant.*

Tableau III.13. *Combinaisons des charges dans l'escalier d'étage courant.*

	G (kN/ml)	***Q (kN/ml)***	$P_u(kN/ml)$	$P_{ser}(kN/ml)$
Paillasse	9.58	2.5	16.70	12.08
Palier	6.70	2.5	12.80	9.20

III.3.1.4. Détermination des efforts

Tableau III.14. *Détermination des efforts.*

Sollicitations	$M_t(kN.m)$	$M_a(kN.m)$	$T(kN)$
ELU	40.66	-23.92	-40
ELS	29.40	-17.3	-28.94

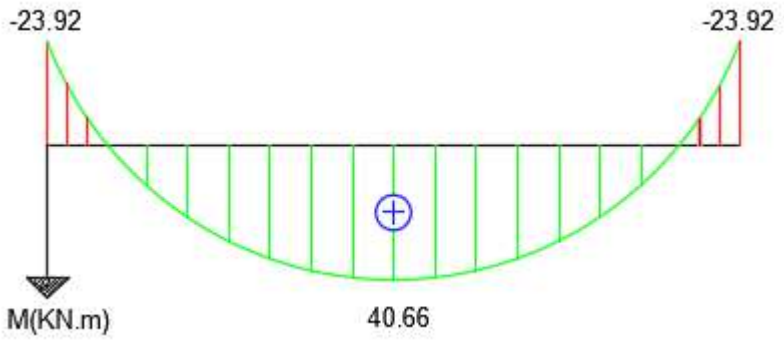


Figure III.11. *Diagramme des moments dans l'escalier d'étage courant à l'ELU.*

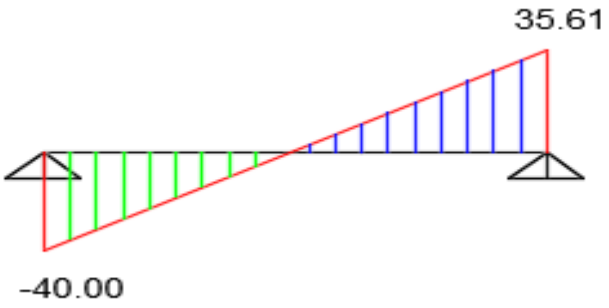


Figure III.12. *Diagramme des efforts tranchant dans l'escalier d'étage courant à l'ELU.*

III.3.1.5. Ferraillage

III.3.1.5.1. Armatures longitudinales

Le calcul de ferraillage se fait en flexion simple pour une bonde de 1m.

à l'état limite ultime voir (annexe 5).

Tableau III.15. *Section d'armatures longitudinales dans l'escalier d'étage courant.*

	$M_{max}(kN.m)$	$A_{calculée}(cm^2)$	$A_{choisie}(cm^2)$	$S_t(cm)$	$\bar{S}_t(cm)$	$S_t \leq \bar{S}_t$
Travée	40.66	7.03	7HA14=10.78	15	33	Oui
Appuis	-23.92	4.04	7HA14=10.78	15	33	Oui

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

Tableau III.16. *Vérification de la section d'armatures.*

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

III.3.1.5.2. Armatures de répartition

Tableau III.17. *Section d'armatures de répartition dans l'escalier d'étage courant.*

	$A_{rép} = A/4(cm^2)$	$A_{adoptée}(cm^2)$	$S_t(cm)$	$\bar{S}_t(cm)$	$S_t \leq \bar{S}_t$
En travée	2.7	5HA10=3.93	15	45	Oui
En appuis	2.7	5HA10=3.93	15	45	Oui

III.3.1.6. Vérification à l'ELS

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

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

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

Tableau III.18. *Vérification de ferraillage de l'escalier d'étage courant à l'ELS.*

	A(cm²)	M_{ser}(kN .m)	$\sigma_b(MPa)$	$\overline{\sigma_b}(MPa)$	$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$
En travée	10.78	29.40	6.25	15	Oui
En appuis	10.78	-17.30	3.68	15	Oui

III.3.1.7. Vérification de l'effort tranchant

Les étapes de calcul dans voir (annexe 6).

Tableau III.19. *Vérification de l'effort tranchant de l'escalier d'étage courant*.

section	T (kN)	$\tau(MPa)$	$\overline{\tau}(MPa)$	$\tau \leq \overline{\tau}$
100X20	40	0.29	1.16	Oui

III.3.1.8. Vérification de la flèche

Puisqu'il y'a une condition n'pas vérifiées dans les trois inégalités. Alors on doit calculer la flèche. Les étapes de calcul dans voir (annexe 7).

Tableau III.20. *Vérification de la flèche.*

Escalier		***Sollicitations à l'ELS***	***Armatures principales***	***flèche***		***vérification***
b (cm)	***e (cm)***	$M_t(KN.m)$	$A_1(cm^2)$	$[f]_t$(mm)	$[f]_{adm}$(mm)	
100	20	29.40	10.78	*6.3*	*9.88*	*Oui*

III.4. Calcul de la Poutre palière

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

III.4.1. Charges revenant à la poutre

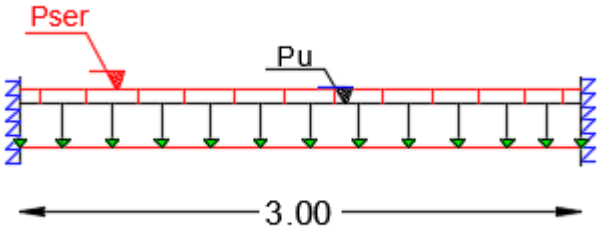


Figure III.13. *Chargement dans la poutre palière.*

- $P_u = 31.29\ kN/ml \Rightarrow R_A = -43\ kN$; $R_B = -43\ kN$
- $P_{ser} = 23.37\ kN/ml \Rightarrow R_A = -31.12\ kN$; $R_B = -31.12\ kN$

III.4.2. Calcul des efforts

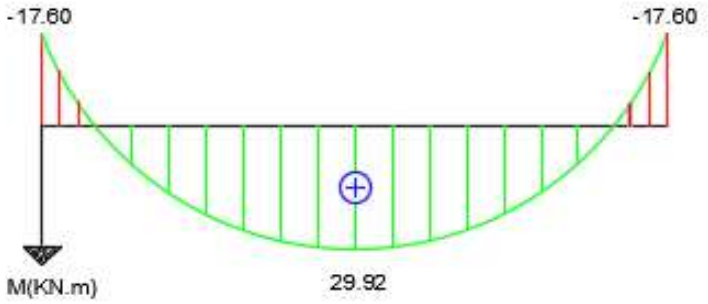


Figure III.14. *Diagramme des moments de la poutre palière à l'ELU.*

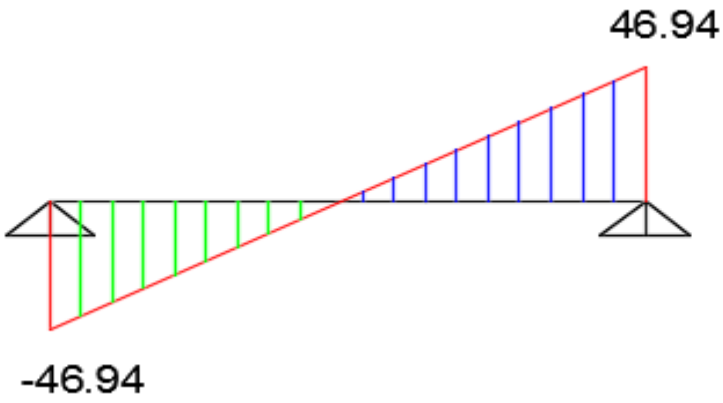


Figure III.15. *Diagramme des efforts tranchants de la poutre palière à l'ELU.*

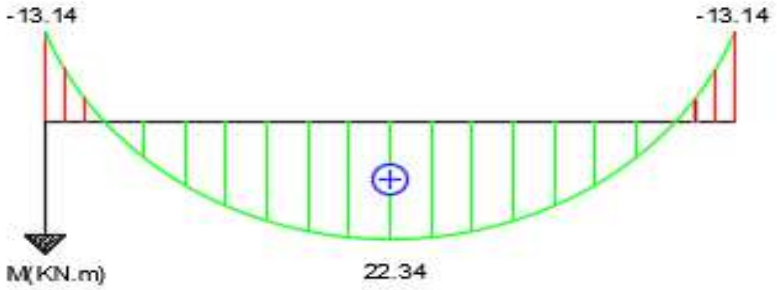


Figure III.16. *Diagramme des moments de la poutre palière à l'ELS.*

III.4.3. Calcul de ferraillage

III.4.3.1. Armatures longitudinales

Tableau III.21. *Sollicitations de la poutre palière.*

	M_{max} $(kN.m)$	$A_{calculée}(cm^2)$	$A_{choisie}(cm^2)$
Travée	29.92	2.7	3HA12=3.39
Appuis	-17.60	1.6	3HA12=3.39

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

Tableau III.22. *Armatures transversales de la poutre palière.*

Espacements		***Armatures***	
Zone nodale (cm)	***Zone courante (cm)***	$\emptyset(mm)$	$A_t(cm^2)$
10	15	8	4HA8 = 2.01

III.4.3.3. Vérification de contraintes à l'ELS (Fissuration peu nuisible)

Tableau III.23. *Vérification de la poutre palière à l'ELS.*

	A (cm²)	$M_{ser}(kN.m)$	$\sigma_b(MPa)$	$\overline{\sigma_b}(MPa)$	$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$
En travée	3.39	22.34	5.6	15	Oui
En appuis	3.39	-13.14	3.3	15	Oui

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

Les étapes de calculé dans voir (annexe 6).

Tableau III.24. *Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU*.

Section	T (kN)	$\tau(kN)$	$\bar{\tau}(kN)$	$\tau \leq \bar{\tau}$
30X35	46.94	0.48	2.5	Oui

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

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

Tableau III.25. *Vérification de la poutre palière selon le RPA99 v2003.*

	$A\ (cm^2)$	$A_{min}(cm^2)$	$A_{max}(cm^2)$	$A_{min} \leq A \leq A_{max}$
En travée	6.78	4.50	36.00	Oui
En appuis	9.04			

III.4.3.6. Vérification de la flèche

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

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{35}{350} = 0.1 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \text{ ……..……..……..……..(C.V)}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \times \frac{M_t}{M_o} \rightarrow \frac{35}{350} = 0.1 \geq \frac{22.34}{10 \times 27.92} = 0.080 \text{ ……..……..……..…….(C.V)}$$

$$\frac{A}{b_0.d} \leq \frac{4.2}{f_e} \rightarrow \frac{3.39}{30 \times 32.5} = 0.0035 \leq \frac{4.2}{400} = 0.0105 \quad \text{……..…..(C.V)}$$

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

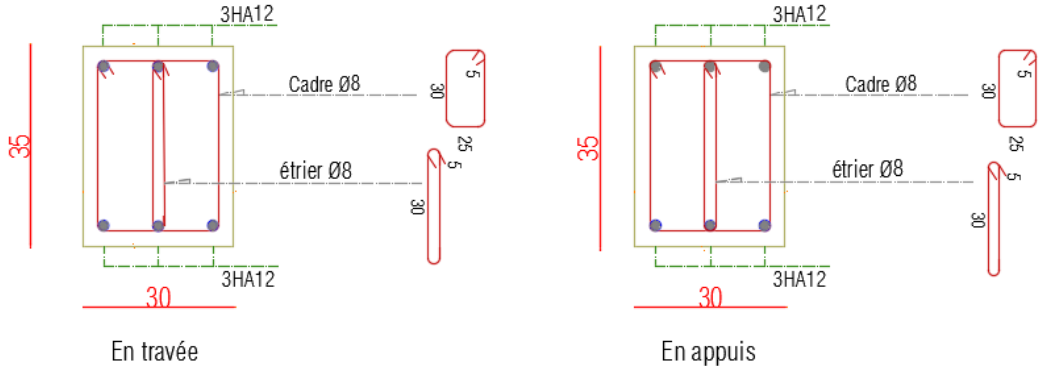


Figure III.17. *Ferraillage de la poutre palière.*

III.5. Les dalles pleines

III.5.1. Introduction

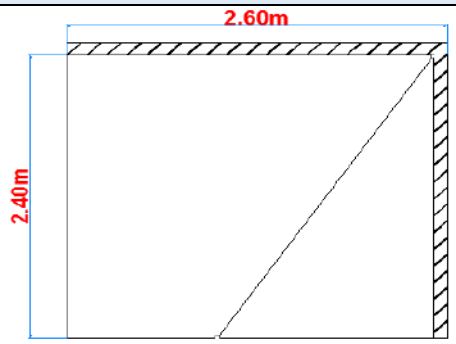
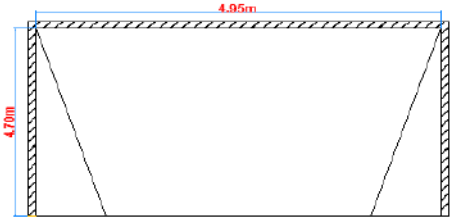
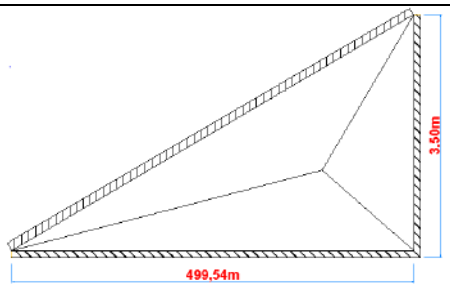
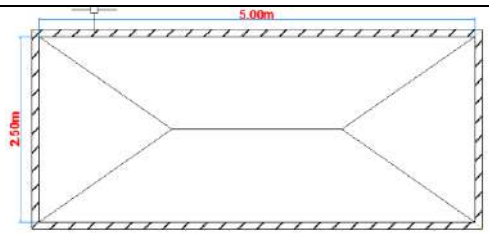
Les dalles pleines sont des pierres minces et planes dont la largeur est supérieure à l'épaisseur, reposant avec ou sans continuité sur deux, trois ou quatre appuis.

Le principe de calcul se base sur la théorie du travail virtuel qui consiste à assurer l'équilibre statique du point de vue travail tel que Σ $travaux$ = 0, voir (annexe 8).

Et pour le calcul des moments à l'ELS par la méthode de forfaitaire. Voir (annexe 9).

III.5.1. **Type des dalles**

Tableau III.25. *les Moments d'encastrement exercés sur les dalles.*

Type de dalle	Les schémas	Lx (cm)	Ly (cm)	Encastré	M Appui (kn/m)	M Travée (KN/m)
Type 01		2.40	2.60	2 Coté	11.51	-5.755
Type 02		4.70	4.95	3 Coté	10.21	-5.10
Type 03		3.50	6.00	3 Coté	1.52	-0.76
Type 04		2.50	5.90	4 Coté	3.26	-1.63

III.5.2. Calcul des sollicitations

✓ **Méthode de calcul**

Dalle encastré sur deux coté.

On prend e=15cm

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{2.40}{2.60} = 0.92 \geq 0.4$$

Donc : La dalle travaillant suivant deux directions.

Tableau III.26. *Résultats de ferraillage ELU.*

	M (KN.m)	**$A_{calculer}$ (cm^2)**	**A_{choisr} (cm^2)**	**S_t (cm^2)**	**Vérification**
En Travée	11.51	2.72	7HA8=3.52	15	C.V
En Appuis	-5.75	1.75	7HA8=3.52	15	C.V

III.5.3. Vérification les contrainte normal A l'ELS

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

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

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

Tableau III.27. *Vérification des dalles pleines à l'ELS.*

		M (KN.m)	A (cm^2)	σ_b (MPa)	σ_s (MPa)	σ_s' (MPa)	$\overline{\sigma_b}$ (MPa)	$\overline{\sigma_s}$ (MPa)	$\overline{\sigma_s'}$ (MPa)	**Vérification**
En Travée	**X**	2.59	3.52	0.67	6.31	6.31	**15**	**201.63**	**201.63**	**C.V**
	Y	2.53	3.52	0.62	6.17	6.17				**C.V**
En Appui	**X**	-1.29	3.52	0.32	3.16	3.16	**15**	**201.63**	**201.63**	**C.V**
	Y	-1.26	3.52	0.31	3.08	3.08				**C.V**

III.5.4. Vérification de l'effort tranchant

$$T_e = -\frac{q L_x L_y}{2L_y + L_x} \quad , \quad T_w = \frac{P L_x}{3} \quad , \quad \tau = \frac{T_{max}}{bXd}$$

Tableau III.28. *Vérification de l'effort tranchant.*

Direction	b (cm)	e (cm)	T (kn)	τ (kn)	$\bar{\tau}(kN)$	Vérification
X	100	15	11.97	0.096	1.16	C.V
Y	100	15	11.66	0.099	1.16	C.V

III.5.5. Vérification de la flèche

Puisqu'il y'a une condition n'pas vérifiées dans les trois inégalités. Alors on doit calculer la flèche. Les étapes de calcul dans voir (annexe 7).

Tableau III.29. *Vérification de la flèche de dalle pleine.*

b (cm)	e (cm)	L (m)	M_{ag} (KN.m)	M_t (KN.m)	M_{qd} (KN.m)	A_{s1} (cm)	A_{s2} (cm)	$f\ (mm)$	$\bar{f}\ (mm)$	Vérification
100	15	2.40	-1.295	/	-1.295	3.52	3.52	0.1	4.8	C.V
			/	2.59	/					

III.6. Dalle machine

III.6.1. Introduction

L'ascenseur est un appareil servant à déplacer verticalement des personnes ou des charges vers l'ensemble des étages de l'immeuble, c'est souvent un matériel muni de dispositif de sécurité. Un ascenseur est constitué d'une cabine qui se déplace le long d'une glissière verticale dans une cage, appelée cage d'ascenseur de surface **S = 5.64m².**

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

- ✓ Le moteur (machine).
- ✓ Dalle supportant la machine.
- ✓ Cabine d'ascenseur.

III.6.2. Pré dimensionnement

La dalle d'ascenseur doit avoir une certaine rigidité vu le poids de la machine.

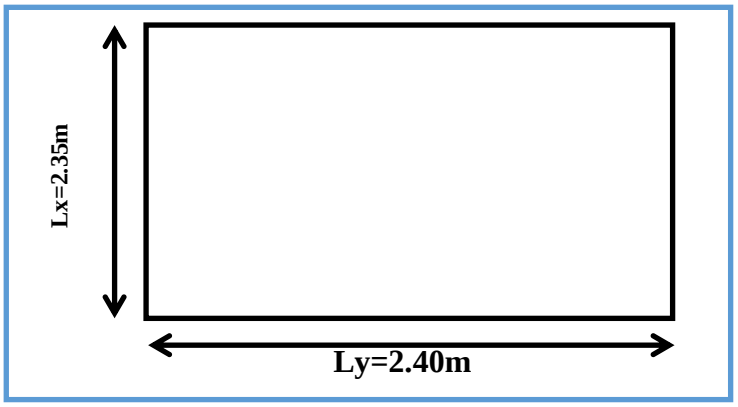


Figure III.17. *Dalle machine (2.40 x 2.35)m²*

On doit vérifier deux conditions :

1) **Résistance à la flexion :**

$\frac{L_x}{45} \leq ep \leq \frac{L_x}{40}$; $\frac{235}{45} = 5.22\ cm \leq ep \leq \frac{225}{40} = 5.87\ cm$

on prendre : **ep = 5 cm**

2) **Condition de L'E.N.A.S.C :**

L'entreprise nationale des ascenseurs (E.N.A.S.C) préconise que l'épaisseur de la dalle machine soit ≥ à 25 cm.

Donc : on prend **ep = 25 cm.**

III.6.3. Evaluation des charges permanentes et surcharges d'exploitations

III.6.3.1. Charges permanentes :

Tableau III.30. *Évaluation des charges permanentes.*

N	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m^3)	Poids surfacique (KN/m^2)
8	Plancher (dalle pleine)	0,25	25	6.25

- **Poids de la machine supporté :**

q : est le chargement de la dalle donné par l'entreprise nationale des ascenseurs. Sous forme de charge concentrée.

Tableau III.31. *Poids de la machine.*

P (KN)						
P1	**P2**	**P3**	**P4**	**P5**	**P6**	**P7**
45	35	70	90	125	100	23

$q = \frac{\sum P_i}{S} = 86.52$ KN/m^2 ; $G_{total} = 6.25 + 86.52 = 92.77$ KN/m^2

III.6.3.2. Charges d'exploitations

L'ENA exige une charge d'exploitation plus importante que celle d'une terrasse inaccessible de l'ordre de : Q = 5KN/m^2

III.6.3.3. Détermination des charges de la dalle

Tableau III.32. *Détermination des charges de la dalle.*

G (KN/m^2)	Q (KN/m^2)	P_u (KN/m^2)	P_s (KN/m^2)
92.77	5	132.74	97.77

III.6.4. Calcul des sollicitations :

III.6.4.1. Méthode de calcul :

Les étapes de calcule dans annexe 8 et annexe 9.

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{2.35}{2.40} = 0.98 \geq 0.4$$

Donc : La dalle travaillant suivant deux directions.

III.6.4.2. Méthode des lignes de rupture :

Tableau III.33. *Les Travaille interne et externe.*

Travail externe : $T_{ext} = q\ f\ S$	**Travail interne :** $T_{int} = M_i\ L_i\ \theta_i$
$\Sigma T_{ext} = 4T_{ext_1} + 2T_{ext_2} + 2T_{ext_3}$ $T_{ext_1} = q.\frac{2.35\ y}{4}.\frac{f}{3}$ donc : $4T_{ext_1} = 0.78\ q\ y\ f$ $T_{ext_2} = q.\frac{2.35\ y}{2}.\frac{f}{3}$ donc : $2\ T_{ext_2} = 0.78\ q\ y\ f$ $T_{ext_3} = q.\ (2.40 - 2y)\left(\frac{2.35}{2}\right).\frac{f}{2}$ donc : $2\ T_{ext\,3} = (2.82 - 2.35y).q.f$	$\tan\theta y \approx \theta y = \frac{f}{1.125}$, $\tan\theta x \approx \theta x = \frac{f}{y}$ $\Sigma T_{int} = 2T_{int_1} + 2T_{int_2}$ $T_{int_1} = M.L_y.\theta y + 0.5M.L_y.\theta y$ $T_{int_1} = M.f.(3.06)$ donc : $2\ T_{int_1} = M\ f\ (6.12)$ $T_{int_2} = M.L_x.\theta x + 0.5\ M.L_x.\theta x$ $T_{int_2} = M\ f\ (\frac{3.525}{y})$ donc : $2T_{int_2} = M\ f\ (\frac{7.05}{y})$
$\Sigma T_{ext} = (2.82 - 0.79\ y)\ q\ f$	$\Sigma T_{int} = M\ f\ (\frac{7.05}{y} + 6.12)$

- **Principe du travail virtuel :**

Travail externe = Travail interne

$(\sum T_{ext\ i} = \sum T_{int\ i})$

$M\ f\ (\frac{7.05}{y} + 6.12) = (2.82 - 0.79\ y)\ q\ f$

$q = M\ (\frac{\frac{7.05}{y} + 6.12}{2.82 - 0.79\ y})$

$\frac{dq}{dy} = 0$ $\quad 4.83\ y^2 + 11.14\ y - 19.88 = 0$ $\quad y = 1.16$ m

$q = M\ (\frac{\frac{7.05}{1.16} + 6.12}{2.82 - 0.79\ (1.16)})$; $q = 6.40\ M$ donc : $M = 0.16\ q$

III.6.4.2.1. Calcul des moments :

Tableau III.34. *Les efforts internes.*

E.L.U	E.L.S	
$q = M\left(\frac{\frac{7.05}{y}+6.12}{2.82-0.79\,y}\right)$	$M_x = \mu_x P_s L^2{}_x$ $M_y = \mu_y M_x$	
q_u = 132.74 KN	P_s = 97.77 KN/m^2	
y = 1.16 m	ρ = 0.98	μ_x = 0.0457 μ_y = 0.969
q = 6.40 Mu Mu=0.16 q	M_x = 0.0457x 97.77x (2.25)^2 = 24.67 KN.m M_y= 0.969 x 24.67 = 23.91 KN.m	
Mux = Muy = 0.16x132.74=21.23KN.m Max = May = -0.5x21.23 = -10.61KN.m	M_{tx} = 0.85 x 24.67 = 20.97 KN.m M_{ty} = 0.85 x 23.91 =20.32 KN.m M_{ax} = - 0.3 x 24.67 = -7.40 KN.m M_{ay} = - 0.5 x 23.91 = -11.95 KN.m	

III.6.4.2.2. Le ferraillage A l'ELU (annexe 5).

b = 100 cm, c= c'= 2.5cm, h = ep = 25cm,

σ_b = 14.2MPa, σ_s = 348MPa, Fe = 400MPa;

Tableau III.35. *Résultats de ferraillage ELU.*

	M (KN.m)	A' (cm^2)	A (cm^2)	A_{min} (cm^2)	A ≥ A_{min}	A_{ch} (cm^2)
En Travée	21.23	0	2.75	2.5	CV	7HA8=3.52
En Appuis	-10.61	0	2.70	2.5	CV	7HA8=3.52

III.6.4.2.3. Vérification les contrainte normal A l'ELS

On considère la fissuration est non préjudiciable.

Tableau III.36. *Vérification des contraintes à l'ELS.*

		M (KN.m)	A (cm^2)	A' (cm^2)	σ_b (MPa)	$\overline{\sigma}_b$ (MPa)	$\sigma_b \leq \overline{\sigma}_b$
En Travée	**X**	20.97	3.52	0	1.86	**15**	**C.V**
	Y	20.32	3.52	0	1.80		**C.V**
En Appui	**X**	-7.40	3.52	0	0.66	**15**	**C.V**
	Y	-11.95	3.52	0	1.06		**C.V**

III.6.4.2.4. Vérification de l'effort tranchant à l'ELU

$$T_e = -\frac{q L_x L_y}{2L_y + L_x} \quad , \quad T_w = \frac{P L_x}{3} \quad , \quad \tau = \frac{T_{max}}{bXd}$$

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

Direction	b (cm)	e (cm)	T *(kN)*	τ *(kN)*	$\overline{\tau}(kN)$	Vérification
X	100	25	104.70	0.465	1.16	**C.V**
Y	100	25	103.98	0.462	1.16	**C.V**

III.6.4.2.5. Vérification de la flèche

Puisqu'il y'a une condition n'pas vérifiées dans les trois inégalités. Alors on doit calculer la flèche. Les étapes de calcul dans voir (annexe 7).

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

b (cm)	e (cm)	L (m)	M_{ag} (KN.m)	M_t (KN.m)	M_{qd} (KN.m)	A_{s1} (cm)	A_{s2} (cm)	$f\ (mm)$	$\overline{f}\ (mm)$	Vérification
100	25	2.35	-7.40	/	-.740	3.52	3.52	0.2	4.7	**C.V**
			/	20.97	/					

III.6.5. Vérification de non poinçonnement :

$$P_u \leq 0.045 U_c . h \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec : $P_u = Max (P_1 ; P_2 ; P_3 ; P_4 ; P_5 ; P_6 ; P_7) = P_5$;

$P_u = 125$ KN

$U_c = 2(U+V)$; $U_c = 2a + 2b + 4h + 8e$; $(a = b = e = 0)$

Donc : $U_c = 4h = 100cm$

$P_u = 125KN \leq 0.045\ (1000)\ (250) \frac{25}{1.5} = 187.5$ KN …… **CV**

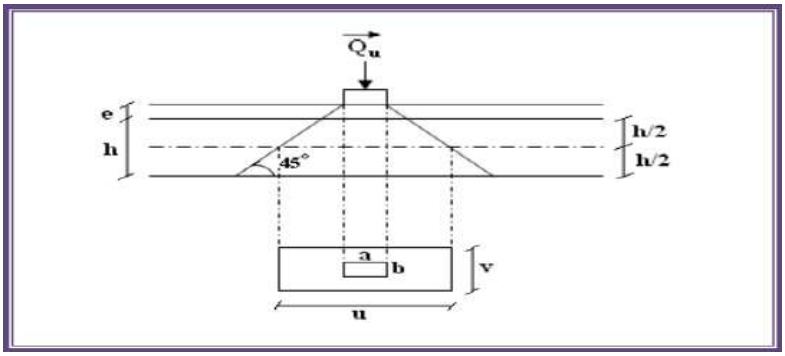


Figure.III.18. *Vérification de non poinçonnement*.

CHAPITRE IV

Etude dynamique

IV.1.Introduction

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

IV.2.Caractéristiquegéométrique de la structure

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

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

IV.2.1. Centre de masse

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

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

Avec :

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

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

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

IV.2.2. Centre de torsion

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

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

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

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

Avec :

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

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

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

Avec :

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

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

Remarque : on a deux coefficient de comportement dans notre projet parce qu'il contient une étude comparative d'un bloc avec joint et l'autre sans joint, alors on a **R=3.5** et **R=5**, par suite on va récapituler les résultats du centre de masse et centre de torsion dans le tableau ci-dessous :

IV.2.2. Disposition des voiles :

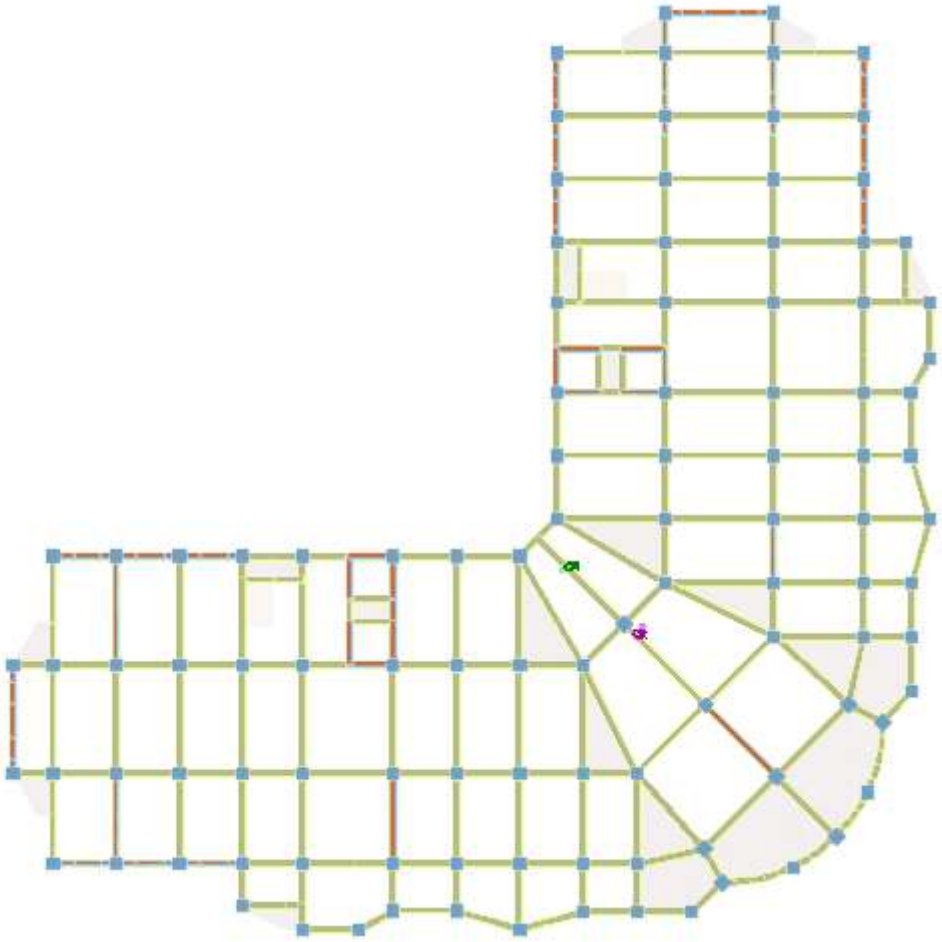


Figure IV.1.*Disposition des voiles (R=3.5 Sans joint).*

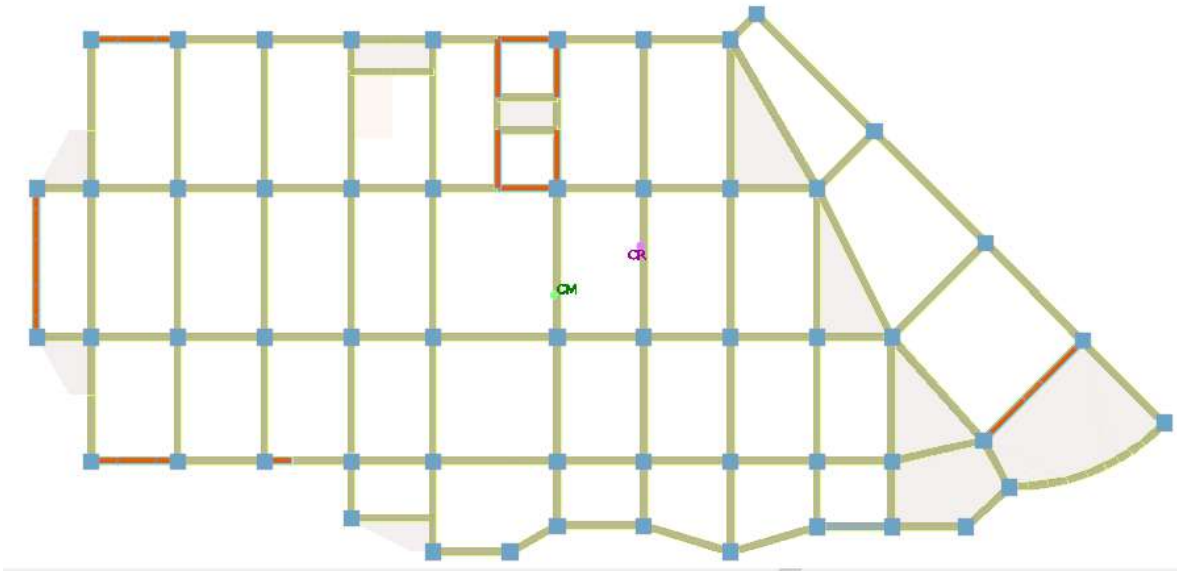


Figure IV.2.*Disposition des voiles (R=5 Avec joint).*

Tableau IV.1. *Centre de masse et centre de torsion pour (Sans joint).*

Niveau		Centre de Masse			Inertie et centre d'inertie			
Diaphragme N°	Niveau(m)	Poids (kN)	XG (m)	YG (m)	∑ Ix (m4)	∑ Iy (m4)	XR (m)	YR (m)
H_ DIAPH_ 3.40	3.40	17958.337	28.166	16.241	1.889E+5	3.684E+5	33.349	12.276
G_ DIAPH_ 6.80	6.80	17743.497	28.145	16.263	1.889E+5	3.684E+5	34.279	12.326
F_ DIAPH_ 10.20	10.20	17534.297	28.123	16.291	1.889E+5	3.684E+5	34.830	12.598
E_ DIAPH_ 13.60	13.60	17338.140	28.103	16.313	1.889E+5	3.684E+5	35.224	12.867
D_ DIAPH_ 17.00	17.00	17147.131	28.083	16.340	1.889E+5	3.684E+5	35.532	13.111
C_ DIAPH_ 20.40	20.40	16969.655	28.064	16.360	1.889E+5	3.684E+5	35.791	13.330
B_ DIAPH_ 23.80	23.80	16940.618	28.045	16.463	1.889E+5	3.684E+5	36.023	13.528
A_ DIAPH_ 27.20	27.20	14850.771	27.961	16.741	1.889E+5	3.684E+5	36.238	13.703

Tableau IV.2. *Centre de masse et centre de torsion pour (Avec joint).*

Niveau		Masse et centre de Masse			Inertie et centre d'inertie			
Diaphragme N°	Niveau (m)	Poids (kN)	XG (m)	YG (m)	∑ Ix (m4)	∑ Iy (m4)	XR (m)	YR (m)
H_ DIAPH_ 3.40	3.40	9047.880	18.667	6.704	1.039E+5	1.157E+5	22.145	8.689
G_ DIAPH_ 6.80	6.80	8929.747	18.655	6.719	1.039E+5	1.157E+5	22.124	8.705
F_ DIAPH_ 10.20	10.20	8813.305	18.642	6.734	1.039E+5	1.157E+5	22.069	8.665
E_ DIAPH_ 13.60	13.60	8705.444	18.631	6.748	1.039E+5	1.157E+5	22.028	8.632
D_ DIAPH_ 17.00	17.00	8599.128	18.619	6.763	1.039E+5	1.157E+5	21.994	8.601
C_ DIAPH_ 20.40	20.40	8501.539	18.608	6.776	1.039E+5	1.157E+5	21.972	8.572
B_ DIAPH_ 23.80	23.80	8458.964	18.561	6.820	1.039E+5	1.157E+5	21.956	8.541
A_ DIAPH_ 27.20	27.20	7371.124	18.449	6.975	1.039E+5	1.157E+5	21.951	8.499

IV.2.3.Excentricité

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

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

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

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

Avec :

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

Alors les valeurs de l'excentricité deviennent :

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

Tableau IV.3 : *Excentricité suivant les deux directions (Sans joint).*

Excentricité				
Diaphragme N°	Niveau (m)	Ex = |XR-XG| (m)	Ey = |YR-YG| (m)	Vérification
H_ DIAPH_ 3.40	3.40	5.183	3.965	Ok
G_ DIAPH_ 6.80	6.80	6.134	3.937	Ok
F_ DIAPH_ 10.20	10.20	6.707	3.693	Ok
E_ DIAPH_ 13.60	13.60	7.121	3.446	Ok
D_ DIAPH_ 17.00	17.00	7.449	3.229	Ok
C_ DIAPH_ 20.40	20.40	7.727	3.030	Non
B_ DIAPH_ 23.80	23.80	7.978	2.935	Non
A_ DIAPH_ 27.20	27.20	8.277	3.038	Non

Tableau IV.4 : *Excentricité suivant les deux directions (Avec joint).*

Excentricité				
Diaphragme N°	Niveau (m)	Ex = |XR-XG| (m)	Ey = |YR-YG| (m)	Vérification
H_ DIAPH_ 3.40	3.40	3.478	1.985	Ok
G_ DIAPH_ 6.80	6.80	3.469	1.986	Ok
F_ DIAPH_ 10.20	10.20	3.427	1.931	Ok
E_ DIAPH_ 13.60	13.60	3.397	1.884	Ok
D_DIAPH_ 17.00	17.00	3.375	1.838	Ok
C_DIAPH_ 20.40	20.40	3.364	1.796	Ok
B_DIAPH_ 23.80	23.80	3.395	1.721	Ok
A_DIAPH_ 27.20	27.20	3.502	1.524	Ok

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

IV.3.Choix de la méthode de calcul

IV.3.1.Introduction

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

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

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

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

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

IV.3.2.1. Principe de la méthode

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

IV.3.2.2.Modélisation

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

IV.3.2.3.Le spectre de réponse de calcul

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

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

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

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

(Zone III, groupe d'usage 2)⇒A=0.25

b) Facteur de correction d'amortissement η

- **1er cas : (Sans joint)**

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \quad , \quad \xi = 10 \quad \Rightarrow \quad \eta = 0.764$$

- **2ème cas : (Avec joint)**

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \quad , \quad \xi = 7 \quad \Rightarrow \quad \eta = 0.881$$

c) Coefficient de comportement R

1er cas : Les voiles de notre bâtiment reprennent plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales, ce qui nous oblige de considérer que les sollicitations horizontales est reprisent uniquement par les voiles 100%.

Donc on opte pour : R=3.5

2ème cas : Les voiles de notre bâtiment reprennent moins de 20% des sollicitations dues aux charges verticales, ce qui nous oblige de considérer que les sollicitations horizontales est reprisent 75% par les voiles, et 25% par les poteaux.

Donc on opte pour : R=5.

Tableau IV.5. *Distribution des sollicitations suivant X. (Sans joint).*

Étage	Sollicitations dues aux charges verticales			Sollicitations dues aux charges horizontales		
Diaphragme N°	Poids Nz (%)	Nz /Poteaux (%)	Nz /Voiles (%)	Effort trenchant Tx (%)	Tx /Poteaux (%)	Tx /Voiles (%)
A_ DIAPH_ 27.20	100	82.193	17.807	100	0.000	100.000
B_ DIAPH_ 23.80	100	84.074	15.926	100	0.000	100.000
C_ DIAPH_ 20.40	100	85.436	14.564	100	0.000	100.000
D_ DIAPH_ 17.00	100	85.887	14.113	100	0.000	100.000
E_ DIAPH_ 13.60	100	86.889	13.111	100	0.000	100.000
F_ DIAPH_ 10.20	100	87.219	12.781	100	0.000	100.000
G_ DIAPH_ 6.80	100	88.109	11.891	100	0.000	100.000
H_ DIAPH_ 3.40	100	88.335	11.665	100	0.000	100.000

Tableau IV.6. *Distribution des sollicitations suivant Y. (Sans joint).*

Étage	Sollicitations dues aux charges verticales			Sollicitations dues aux charges horizontales		
Diaphragme N°	PoidsNz (%)	Nz /Poteaux (%)	Nz /Voiles (%)	Effort tranchantTx (%)	Tx /Poteaux (%)	Tx /Voiles (%)
A_ DIAPH_ 27.20	100	71.627	28.373	100	0.000	100.000
B_ DIAPH_ 23.80	100	73.899	26.101	100	0.000	100.000
C_ DIAPH_ 20.40	100	75.992	24.008	100	0.000	100.000
D_ DIAPH_ 17.00	100	76.513	23.487	100	0.000	100.000
E_ DIAPH_ 13.60	100	78.123	21.877	100	0.000	100.000
F_ DIAPH_ 10.20	100	78.480	21.520	100	0.000	100.000
G_ DIAPH_ 6.80	100	79.910	20.090	100	0.000	100.000
H_ DIAPH_ 3.40	100	80.184	19.816	100	0.000	100.000

Tableau IV.7. *Distribution des sollicitations suivant X. (Avec joint).*

Étage	Sollicitations dues aux charges verticales			Sollicitations dues aux charges horizontales		
Diaphragme N°	Poids Nz (%)	Nz /Poteaux (%)	Nz /Voiles (%)	Effort tranchant Tx (%)	Tx /Poteaux (%)	Tx /Voiles (%)
A_ DIAPH_ 27.20	100	86.782	13.218	100	65.803	34.197
B_ DIAPH_ 23.80	100	87.788	12.212	100	48.478	51.522
C_ DIAPH_ 20.40	100	88.829	11.171	100	51.411	48.589
D_ DIAPH_ 17.00	100	89.194	10.806	100	39.757	60.243
E_ DIAPH_ 13.60	100	89.946	10.054	100	39.742	60.258
F_ DIAPH_ 10.20	100	90.215	9.785	100	30.720	69.280
G_ DIAPH_ 6.80	100	90.874	9.126	100	26.594	73.406
H_ DIAPH_ 3.40	100	91.079	8.921	100	30.254	69.746

Tableau IV.8. *Distribution des sollicitations suivant Y. (Avec joint).*

Étage	Sollicitations dues aux charges verticales			Sollicitations dues aux charges horizontales		
Diaphragme N°	Poids Nz (%)	Nz /Poteaux (%)	Nz /Voiles (%)	Effort tranchant Tx (%)	Tx /Poteaux (%)	Tx /Voiles (%)
A_ DIAPH_ 27.20	100	84.402	15.598	100	60.968	39.032
B_ DIAPH_ 23.80	100	86.738	13.262	100	38.476	61.524
C_ DIAPH_ 20.40	100	87.809	12.191	100	41.116	58.884
D_ DIAPH_ 17.00	100	88.307	11.693	100	32.420	67.580
E_ DIAPH_ 13.60	100	89.003	10.997	100	33.919	66.081
F_ DIAPH_ 10.20	100	89.363	10.637	100	27.365	72.635
G_ DIAPH_ 6.80	100	89.953	10.047	100	25.847	74.153
H_ DIAPH_ 3.40	100	90.217	9.783	100	26.780	73.220

d) Facteur de qualité Q

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

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

Tableau IV.9. *Facteur de qualité, pour (Sans joint et Avec joint)*

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

IV.3.3.Résultats de l'analyse dynamique

IV.3.3.1.Analyse modale

IV.3.3.1.1. Comportement modal

Tableau IV.10. *Comportement des trois premiers modes(Sans joint).*

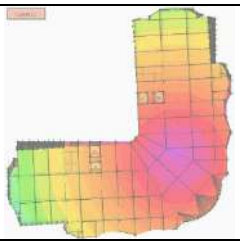
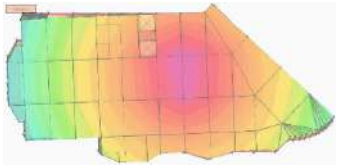
Modes	Mode 1 / T1 = 0.570 s	Mode 2 / T2 = 0.468 s	Mode 3 / T3 = 0.395 s
Sens	Participation massique %	Participation massique %	Participation massique %
Suivant X	63.81	4.89	2.14
Suivant Y	2.33	56.24	9.74
Autour de Z	4.32	8.00	57.84
Graphique			
Comportement	Translation suivantl'axe X	Translation suivantl'axe Y	Rotation autour de l'axe Z

Tableau IV.11. *Comportement des trois premiers modes(Avec joint).*

Modes	Mode 1 / T1 = 0.787 s	Mode 2 / T2 = 0.617 s	Mode 3 / T3 = 0.517 s
Sens	Participation massique %	Participation massique %	Participation massique %
Suivant X	60.63	7.92	1.00
Suivant Y	6.64	59.17	5.08
Autour de Z	2.90	3.31	62.68
Graphique			
Comportement	Translation suivantl'axe X	Translation suivantl'axe Y	Rotation autour de l'axe Z

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

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

Tableau IV.12. *Comportement des trois premiers modes(Sans joint).*

Modes	Modes	Cumule des masses modales effectives (%)	Cumule des masses modales effectives (%)	Cumule des masses modales effectives (%)
Modes	Périodes (en s)	Sens-x	Sens-y	Sens-z
1	0.57	63.805	2.325	4.322
2	0.468	68.698	58.563	12.321
3	0.395	70.835	68.306	70.159
4	0.156	89.06	68.747	71.111
5	0.124	90.056	80.881	77.857
10	0.105	90.224	89.001	90.052
87	0.061	95.343	90.653	91.422

La structure a dissipé plus de 90 % de l'énergie stockée au **87 mode** avec un temps égale à **« T=8.10 sec »**

Tableau IV.13. *Comportement des trois premiers modes(Avec joint).*

Modes	Modes	Cumule des masses modales effectives (%)	Cumule des masses modales effectives (%)	Cumule des masses modales effectives (%)
Modes	Périodes (en s)	Sens-x	Sens-y	Sens-z
1	0.787	60.631	6.641	2.902
2	0.617	68.551	65.833	6.213
3	0.517	69.554	70.917	68.895
4	0.214	82.931	73.856	69.739
5	0.169	87.284	86.984	70.428
6	0.136	87.511	88.505	88.35
7	0.102	91.883	89.845	88.721
15	0.082	92.806	91.433	88.83
43	0.065	93.997	94.181	93.715

La structure a dissipé plus de 90 % de l'énergie stockée au **43 mode** avec un temps égale à **« T=5.09 sec »**

IV.3.3.2.Analyse statique et dynamique

IV.3.3.2.1. Stabilité de la structure

- **(pour R=3.5)**

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

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

Donc, il faut vérifier que :

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

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

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

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

Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone. (Zone III, Groupe 2) ⇒ A=0.25

D : Facteur d'amplification dynamique moyen

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

T_2: Période caractéristique. (Site 1) ⇒ $T_2 = 0.3\ sec$

η: Facteur de correction d'amortissement.

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \quad , \quad \xi = 10 \quad \Rightarrow \quad \eta = 0.764$$

T : Période fondamentale suivant les deux directions.

$$T = \frac{0.09h_n}{\sqrt{D}} \quad \Rightarrow \quad T_x = \frac{0.09 * 27.20}{\sqrt{50.70}} = 0.344 \quad , \quad T_y = \frac{0.09 * 27.20}{\sqrt{50.70}} = 0.344$$

$$\Rightarrow D_x = 1.743 \quad , \quad D_y = 1.743$$

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

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

W : Poids total de la structure.

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

Tableau IV.14. *Les valeurs de la force sismique (Sans joint).*

A	D_x	D_y	Q_x	Q_y	R	$W(kN)$	$V_x(kN)$	$V_y(kN)$
0.25	1.743	1.743	1.05	1.05	3.5	136482.445	17879.200	17879.200

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

$$V_{tx} = 14543.361kN \quad , \quad V_{ty} = 14462.647kN$$

Tableau IV.15. *Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul (Sans joint).*

Direction	$V(kN)$	$V_t(kN)$	$\frac{V_t}{V}$	$\frac{V_t}{V} \ge 0.8$
Sens X	17879.200	14543.361	0.813	Oui
Sens Y	17879.200	14462.647	0.809	Oui

➢ **(pour R=5)**

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

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

Donc, il faut vérifier que :

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

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

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

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

Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone. (Zone III, Groupe 2) ⇒ A=0.25

D : Facteur d'amplification dynamique moyen

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

T_2: Période caractéristique. (Site 1) ⇒ $T_2 = 0.3\ sec$

η: Facteur de correction d'amortissement.

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \quad , \quad \xi = 7 \quad \Rightarrow \quad \eta = 0.881$$

T : Période fondamentale suivant les deux directions.

$$T = \frac{0.09 h_n}{\sqrt{D}} \quad \Rightarrow \quad T_x = \frac{0.09 * 27.20}{\sqrt{45.50}} = 0.363 \quad , \quad T_y = \frac{0.09 * 27.20}{\sqrt{21.70}} = 0.526$$

$$\Rightarrow D_x = 1.682 \quad , \quad D_y = 1.314$$

R : Coefficient de comportement global de la structure. R = 5

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

W : Poids total de la structure.

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

Tableau IV.16. *Les valeurs de la force sismique (Avec joint).*

A	D_x	D_y	Q_x	Q_y	R	$W(kN)$	$V_x(kN)$	$V_y(kN)$
0.25	1.682	1.314	1.05	1.05	5	68427.132	6021.588	4721.472

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

$$V_{tx} = 4830.482kN \quad , \quad V_{ty} = 3783.862\ kN$$

Tableau IV.17. *Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul (Avec joint).*

Direction	$V(kN)$	$V_t(kN)$	$\frac{V_t}{V}$	$\frac{V_t}{V} \geq 0.8$
Sens X	6021.588	4830.482	0.802	Oui
Sens Y	4721.472	3783.862	0.801	Oui

IV.3.3.2.2. Vérification de la stabilité au renversement

- Le moment de renversement égale à :

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

Avec :

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

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

- Le moment de stabilité égale à :

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

Avec :

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

W_i: La masse du plancher de chaque niveau.

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

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

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

On a: $T_x = 0.667\ sec$, $T_y = 0.628\ sec$ $\Rightarrow$ $F_t = 0$

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

Tableau VI.18. *Valeurs des moments de stabilité et de renversement (Sans joint).*

hi (M)	Wi (KN)	hi*Wi (KN.M)	Fix (KN)	Fiy (KN)	MRxi (KN.M)	MRyi (KN.M)	MSxi (KN.M)	MSyi (KN.M)
3.40	17958.34	61058.35	435.04	432.63	1479.14	1470.93	505814.52	291661.35
6.80	17743.50	120655.78	859.67	854.90	5845.78	5813.33	499390.72	288562.49
10.20	17534.30	178849.83	1274.31	1267.23	12997.92	12925.78	493117.03	285651.23
13.60	17338.14	235798.70	1680.07	1670.74	22848.91	22722.10	487253.75	282837.08
17.00	17147.13	291501.23	2076.95	2065.42	35308.10	35112.15	481542.88	280184.12
20.40	16969.66	346180.96	2466.54	2452.85	50317.43	50038.17	476236.40	277623.56
23.80	16940.62	403186.71	2872.71	2856.76	68370.42	67990.97	475099.63	278893.39
27.20	14850.77	403940.97	2878.08	2862.11	78283.80	77849.33	415242.41	248616.76
Somme		2041172.53	/	/	275451.48	273922.76	3833697.34	2234029.98

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

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

Tableau IV.19. *Vérification de la stabilité au renversement (Sans joint).*

Direction	M_S	M_R	M_S/M_R	Vérification
Sens x	3833697.34	275451.48	13.92	Oui
Sens y	2234029.98	273922.76	8.16	Oui

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

Tableau VI.20. *Valeurs des moments de stabilité et de renversement (Avec joint).*

hi (M)	Wi (KN)	hi*Wi (KN.M)	Fix (KN)	Fiy (KN)	MRxi (KN.M)	MRyi (KN.M)	MSxi (KN.M)	MSyi (KN.M)
3.40	9084.62	30762.79	181.26	142.13	616.30	483.23	166924.34	63108.96
6.80	8966.48	60722.30	357.79	280.54	2433.00	1907.69	165745.09	60900.90
10.20	8850.04	89895.76	529.69	415.33	5402.87	4236.34	163998.07	59718.99
13.60	8742.18	118393.98	697.61	546.99	9487.53	7439.09	162086.59	58874.89
17.00	8635.87	146185.21	861.37	675.39	14643.24	11481.63	160210.39	58026.93
20.40	8538.28	173431.42	1021.91	801.27	20846.96	16345.91	158485.71	57249.37
23.80	8494.49	201323.25	1186.26	930.13	28232.91	22137.17	157801.90	56835.75
27.20	7270.54	200494.46	1181.37	926.30	32133.36	25195.47	137596.70	49415.99
Somme		1021941.99	/	/	91216.86	113796.16	1272848.78	464131.78

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

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

Tableau IV.21. *Vérification de la stabilité au renversement (Avec joint).*

Direction	M_S	M_R	M_S/M_R	***Vérification***
Sens x	1272848.78	91216.86	13.95	*Oui*
Sens y	464131.78	113796.16	4.08	*Oui*

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

IV.3.3.2.3. Vérification des déplacements inter-étage

(RPA99 v2003 Art.4.4.3)

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

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

Avec :

δ_k : Déplacement dû au force sismique.

R : Coefficient de comportement.

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

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

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

Tableau IV.22. *Vérification des déplacements inter-étage suivant X (Sans joint).*

Diaphragm N°	Niveau (m)	δx (cm)	R.δx (cm)	ΔX (cm)	0,01.h (cm)	Vérification	εx ‰	[ε] ‰
A_ DIAPH_ 27.20	27.2	1.915	6.703	0.931	3.4	Ok	1.92	3.5
B_ DIAPH_ 23.80	23.8	1.649	5.772	0.98	3.4	Ok	2.02	3.5
C_ DIAPH_ 20.40	20.4	1.369	4.792	1.001	3.4	Ok	2.06	3.5
D_ DIAPH_ 17.00	17	1.083	3.791	0.984	3.4	Ok	2.03	3.5
E_ DIAPH_ 13.60	13.6	0.802	2.807	0.927	3.4	Ok	1.91	3.5
F_ DIAPH_ 10.20	10.2	0.537	1.88	0.819	3.4	Ok	1.69	3.5
G_ DIAPH_ 6.80	6.8	0.303	1.061	0.658	3.4	Ok	1.35	3.5
H_ DIAPH_ 3.40	3.4	0.115	0.403	0.403	3.4	Ok	0.83	3.5

Tableau IV.23. *Vérification des déplacements inter-étage suivant Y (Sans joint).*

Diaphragm N°	Niveau (m)	Δy (cm)	R.δy (cm)	ΔY (cm)	0,01.h (cm)	Vérification	εy ‰	[ε] ‰
A_ DIAPH_ 27.20	27.2	1.357	4.75	0.679	3.4	Ok	1.4	3.5
B_ DIAPH_ 23.80	23.8	1.163	4.071	0.704	3.4	Ok	1.45	3.5
C_ DIAPH_ 20.40	20.4	0.962	3.367	0.717	3.4	Ok	1.48	3.5
D_ DIAPH_ 17.00	17	0.757	2.65	0.7	3.4	Ok	1.44	3.5
E_ DIAPH_ 13.60	13.6	0.557	1.95	0.655	3.4	Ok	1.35	3.5
F_ DIAPH_ 10.20	10.2	0.37	1.295	0.574	3.4	Ok	1.18	3.5
G_ DIAPH_ 6.80	6.8	0.206	0.721	0.451	3.4	Ok	0.93	3.5
H_ DIAPH_ 3.40	3.4	0.077	0.27	0.27	3.4	Ok	0.56	3.5

Tableau IV.24. *Vérification des déplacements inter-étage suivant X (Avec joint).*

Diaphragm N°	Niveau (m)	δx (cm)	R.δx (cm)	ΔX (cm)	0,01.h (cm)	Vérification	εx ‰	[ε] ‰
A_ DIAPH_ 27.20	27.2	2.247	11.235	1.505	3.4	Ok	3.1	3.5
B_ DIAPH_ 23.80	23.8	1.946	9.73	1.62	3.4	Ok	3.34	3.5
C_ DIAPH_ 20.40	20.4	1.622	8.11	1.675	3.4	Ok	3.45	3.5
D_ DIAPH_ 17.00	17	1.287	6.435	1.7	3.4	Ok	3.5	3.5
E_ DIAPH_ 13.60	13.6	0.947	4.735	1.61	3.4	Ok	3.31	3.5
F_ DIAPH_ 10.20	10.2	0.625	3.125	1.44	3.4	Ok	2.96	3.5
G_ DIAPH_ 6.80	6.8	0.337	1.685	1.12	3.4	Ok	2.31	3.5
H_ DIAPH_ 3.40	3.4	0.113	0.565	0.565	3.4	Ok	1.16	3.5

Tableau IV.25. *Vérification des déplacements inter-étage suivant Y (Avec joint).*

Diaphragm N°	Niveau (m)	δy (cm)	R.δy (cm)	ΔY (cm)	0,01.h (cm)	Vérification	εy ‰	[ε] ‰
A_ DIAPH_ 27.20	27.2	1.578	7.89	1	3.4	Ok	2.06	3.5
B_ DIAPH_ 23.80	23.8	1.378	6.89	1.1	3.4	Ok	2.26	3.5
C_ DIAPH_ 20.40	20.4	1.158	5.79	1.15	3.4	Ok	2.37	3.5
D_ DIAPH_ 17.00	17	0.928	4.64	1.18	3.4	Ok	2.43	3.5
E_ DIAPH_ 13.60	13.6	0.692	3.46	1.14	3.4	Ok	2.35	3.5
F_ DIAPH_ 10.20	10.2	0.464	2.32	1.04	3.4	Ok	2.14	3.5
G_ DIAPH_ 6.80	6.8	0.256	1.28	0.835	3.4	Ok	1.72	3.5
H_ DIAPH_ 3.40	3.4	0.089	0.445	0.445	3.4	Ok	0.92	3.5

IV.3.3.2.4. Calcul du joint : **(RPA99 v2003 Art.5.8èè).**

$d_{min} = (d_1 + 15_{mm} + d_2)$ mm $\geq$ 40mm.

$d_x = 112.35 + 15 + 112.35 = 239.7$mm.

$\Rightarrow$ **d_x = 25cm.**

IV.3.3.2.5. Vérification de l'effet P-Δ

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

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

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

V_k : Effort tranchant de l'étage au niveau " k " ;

Δ_k : Déplacement relatif du niveau " k " par rapport au niveau " k-1 " ;

h_k : Hauteur de l'étage " k ".

Tableau IV.26. *Vérification de l'effet P-Δ (Sans joint).*

Niveau (m)	P_k *(kN)*	Δ_{kx} *(cm)*	Δ_{ky} *(cm)*	V_{kx} *(kN)*	V_{ky} *(kN)*	h_k *(cm)*	θ_{kx}	θ_{ky}	$\theta \leq 0.1$
27.2	14850.77	0.93	0.68	2878.08	2862.11	340	0.014	0.01	Oui
23.8	16940.62	0.98	0.7	2872.71	2856.76	340	0.017	0.012	Oui
20.4	16969.65	1	0.72	2466.54	2452.85	340	0.02	0.015	Oui
17	17147.13	0.98	0.7	2076.95	2065.42	340	0.024	0.017	Oui
13.6	17338.14	0.93	0.66	1680.07	1670.74	340	0.028	0.02	Oui
10.2	17534.3	0.82	0.57	1274.31	1267.23	340	0.033	0.023	Oui
6.8	17743.5	0.66	0.45	859.67	854.9	340	0.04	0.027	Oui
3.4	17958.34	0.4	0.27	435.04	432.63	340	0.049	0.033	Oui

Tableau IV.26. *Vérification de l'effet P-Δ (Avec joint).*

Niveau (m)	P_k *(kN)*	Δ_{kx} *(cm)*	Δ_{ky} *(cm)*	V_{kx} *(kN)*	V_{ky} *(kN)*	h_k *(cm)*	θ_{kx}	θ_{ky}	$\theta \leq 0.1$
27.2	7371.12	1.51	1	896.12	701.96	340	0.037	0.031	Oui
23.8	8458.96	1.62	1.1	899.82	704.86	340	0.045	0.039	Oui
20.4	8501.54	1.67	1.15	775.16	607.2	340	0.054	0.047	Oui
17	8599.13	1.7	1.18	653.38	511.81	340	0.066	0.058	Oui
13.6	8705.44	1.62	1.14	529.17	414.51	340	0.078	0.07	Oui
10.2	8813.31	1.44	1.04	401.79	314.74	340	0.093	0.086	Oui
6.8	8929.75	1.11	0.83	271.4	212.6	340	0.107	0.103	Oui
3.4	9047.88	0.57	0.45	137.5	107.7	340	0.11	0.111	Oui

IV.4. Conclusion

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

Tableau IV.28. *Dimensions finales des éléments (Sans joint).*

Eléments		Section
Poutres principales		30x50
Poutres secondaires		30x35
Poutre Chainage		30x30
Poutre palière		30x35
Longrines		30x30
Voile de contreventement		20xL
Poteaux	**6émé, 7éme**	45x45
	4éme, 5éme	50x50
	2éme, 3éme	55x55
	RDC, 1^{ier}	60x60

Tableau IV.29. *Dimensions finales des éléments (Avec joint).*

Eléments		Section
Poutres principales		30x50
Poutres secondaires		30x35
Poutre Chainage		30x30
Poutre palière		30x35
Longrines		30x30
Voile de contreventement		20xL
Poteaux	**6émé, 7éme**	45x45
	4éme, 5éme	50x50
	2éme, 3éme	55x55
	RDC, 1^{ier}	60x60

- **Conclusion :**

A travers les résultats obtenus et les vérifications, nous pouvons conclure que la conception adoptée reflète le comportement typique de bloc. La structure s'avare une rigidité optimale contre les actions provoquées par le séisme après un ferraillage correct.

CHAPITRE V

Ferraillage des éléments structuraux

V.1. Introduction

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

a) Combinaisons données par le CBA93

- ELS : G + Q
- ELU : 1.35G + 1.5Q

b) Combinaisons données par le RPA99 version2003

- G+Q ± E
- 0.8G ± E

Avec :

G : charges permanentes.

Q : charges d'exploitation.

E : charges sismiques.

V.2. Ferraillage des poutres

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

V.2.1. Ferraillage longitudinal des poutres

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

Tableau V.1. *La section calculée et la section choisie d'armatures des poutres (Sans joint).*

	(bxh)	$M_t(kN.m)$	N *(kn.m)*	*Combinaison*	A_{S1} (cm^2)	$A_{S1\,choisie}$ (cm^2)	$M_a(kN.m)$	N *(kn.m)*	*Combinaison*	$A_{S2}(cm^2)$	$A_{S2\,choisie}$ (cm^2)
Pp	30x50	239.128	/	$0.8G+E_x$	14.09	3HA16 + 5ChHA16 = 16.08	-242.167	/	$G+Q+E_x$	14.30	3HA16 + 5ChHA16 =16.08
Ps s1	30x35	86.16	/	$G+Q+E_x$	7.20	3HA14 + 2ChHA14 = 7.70	-121.022	/	$G+Q+E_x$	10.54	3HA14 + 4ChHA14 =10.78
Ps s2	30x35	60.85	-270.18	*1.35G+1.5Q +0.8T*	9.61	3HA14 + 4Ch HA14 =10.78	-80.33	-270.18	*1.35G+1.5Q +0.8T*	11.40	3HA14 + 5Ch HA14 =12.32
CH	30x30	13.67	/	$G+Q+E_x$	1.26	3HA12 =3.39	-10.93	/	$1.35G+1.5Q$	1.01	3HA12 =3.39

Tableau V.2. *La section calculée et la section choisie d'armatures des poutres (Avec joint).*

	(bxh)	$M_t(kN.m)$	N (kn.m)	Combinaison	A_{S1} (cm^2)	$A_{S1\,choisie}$ (cm^2)	$M_a(kN.m)$	N (kn.m)	Combinaison	$A_{S2}(cm^2)$	$A_{S2\,choisie}$ (cm^2)
Pp	30x50	195.47	/	$G+Q+E_y$	11.22	3HA14 + 5Ch HA14 = 12.32	-198.72	/	$G+Q-E_y$	11.46	3HA14 + 5ChHA14 = 12.32
Ps s1	30x35	49.73	/	$G+Q+E_x$	4.00	3HA14 = 4.62	-60.98	/	$G+Q+E_x$	4.96	3HA14 + 1Ch HA14 = 6.16
Ps s2	30x35	51.83	-270.18	1.35G+1.5Q +0.8T	8.78	3HA14 + 3Ch HA14 = 9.24	-73.33	-270.18	1.35G+1.5Q +0.8T	10.78	3HA14 + 5Ch HA14 = 12.32
CH	30x30	25.47	/	1.35G+1.5Q	2.39	3HA12 = 3.39	-34.30	/	1.35G+1.5Q	3.26	3HA12 =3.39

V.2.1.1. Vérification des contraintes à l'ELS

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

Tableau V.3. *Vérification des contraintes des poutres à l'ELS (Sans joint).*

Elément	Sollicitation à l'ELS		Contraintes en travées			Contraintes en Appuis			Contraintes admissibles		Vérification
	$M_{t\,ser}$ $(kN.m)$	$M_{a\,ser}$ $(kN.m)$	σ_b (MPa)	σ_s (MPa)	$\sigma_s{}'$ (MPa)	σ_b (MPa)	σ_s (MPa)	$\sigma_s{}'$ (MPa)	$\overline{\sigma_b}$ (MPa)	$\overline{\sigma_s}$ (MPa)	
Poutres principales	77.51	-152.07	5.08	/	/	9.97	/	/	15	201.63	Oui
Poutres secondaires s1	44.39	-58.64	6.91	198.25	80.36	8.26	190.03	99.70	15	201.63	Oui
Poutres secondaires s2	41.32	-54.00	4.54	130.61	52.78	6.42	161.81	76.50	15	201.63	Oui
Chinage	9.63	-7.94	2.70	/	/	1.43	17.85	17.85	15	201.63	Oui

Tableau V.4. *Vérification des contraintes des poutres à l'ELS (Avec joint).*

Elément	Sollicitation à l'ELS		Contraintes en travées			Contraintes en Appuis			Contraintes admissibles		Vérification
	$M_{t\,ser}$ $(kN.m)$	$M_{a\,ser}$ $(kN.m)$	σ_b (MPa)	σ_s (MPa)	σ_s' (MPa)	σ_b (MPa)	σ_s (MPa)	σ_s' (MPa)	$\overline{\sigma_b}$ (MPa)	$\overline{\sigma_s}$ (MPa)	
Poutres principales	70.22	-132.33	5.18	/	/	9.77	/	/	15	201.63	Oui
Poutres secondaires s1	40.08	-54.46	7.36	/	/	9.09	/	/	15	201.63	Oui
Poutres secondaires s2	51.83	-73.33	6.73	162.54	80.68	8.51	201.63	102.01	1	201.63	Oui
Chinage	18.22	-24.49	5.12	201.63	50.29	6.88	201.63	67.60	15	201.63	Oui

- Section minimale

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

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

Tableau V.5. *Vérification de section d'armatures (Sans joint).*

Elément	$A_t(cm^2)$	$A_a(cm^2)$	$A_{min}(cm^2)$ *(RPA)*	$A_{tmin}(cm^2)$ *(CBA)*	Vérification
Poutres principales	22.12	22.12	7.50	1.50	Oui
Poutres secondaires s1	12.32	15.39	5.25	1.05	Oui
Poutres secondaires s2	15.39	16.93	5.25	1.05	Oui
Chinage	6.78	6.78	4.50	0.9	Oui

Tableau V.6. *Vérification de section d'armature (Avec joint).*

Elément	$A_t(cm^2)$	$A_a(cm^2)$	$A_{min}(cm^2)$ *(RPA)*	$A_{tmin}(cm^2)$ *(CBA)*	Vérification
Poutres principales	16.93	16.93	7.50	1.50	Oui
Poutres secondaires 1	9.24	10.78	5.25	1.05	Oui
Poutres secondaires 2	13.85	16.93	5.25	1.05	Oui
Chinage	6.78	6.78	4.50	1.05	Oui

V.2.1.2. Vérification de la flèche à l'ELS

Puisqu'il y'a une condition n'pas vérifiées dans les trois inégalités. Alors on doit calculer la flèche. Les étapes de calcul dans voir (annexe 7).

Tableau V.7. *Vérification de la flèche des poutres (Sans joint).*

Elément	L(m)	$M_t(KN.m)$	f(mm)	$\bar{f}$(mm)	$f \leq \bar{f}$
Poutres principales	6.40	77.51	2.70	11.40	Oui
Poutres secondaires s1	2.60	44.39	1.30	5.20	Oui
Poutres secondaires s2	2.60	41.32	0.60	5.20	Oui
Chinage	2.30	9.63	0.20	4.60	Oui

Tableau V.8. *Vérification de la flèche des poutres (Avec joint).*

Elément	L(m)	$M_t(KN.m)$	f(mm)	$\bar{f}$(mm)	$f \leq \bar{f}$
Poutres principales	6.00	70.22	2.60	11.00	Oui
Poutres secondaires s1	2.60	40.08	0.9	5.20	Oui
Poutres secondaires s2	2.60	51.83	1.00	5.20	Oui
Chinage	7.00	18.22	6.50	12.00	Oui

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

Voir (annexe 7).

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

Tableau V.9. *Vérification des contraintes de cisaillement (Sans joint).*

Elément	*Section*	$V_{max}(kN)$	*Combinaison*	$\tau\ (MPa)$	$\bar{\tau}\ (MPa)$	$\tau \leq \bar{\tau}$
Poutres principales	30x50	-382.27	$G+Q+E_x$	2.68	4.35	Oui
Poutres secondaires s1	30x35	-90.05	$G+Q+E_x$	0.92	3.26	Oui
Poutres secondaires s2	30x35	73.044	$G+Q+E_x$	0.75	4.35	Oui
Chinage	30x30	25.06	$1.35G+1.5Q$	0.30	2.50	Oui

Tableau V.10. *Vérification des contraintes de cisaillement (Avec joint).*

Elément	*Section*	$V_{max}(kN)$	*Combinaison*	$\tau\ (MPa)$	$\bar{\tau}\ (MPa)$	$\tau \leq \bar{\tau}$
Poutres principales	30x50	315.66	$G+Q+E_y$	2.22	4.35	Oui
Poutres secondaires s1	30x35	128.14	$G+Q+E_x$	1.31	3.26	Oui
Poutres secondaires s2	30x35	71.72	$G+Q+E_x$	0.73	4.35	Oui
Chinage	30x30	60.63	$1.35G+1.5Q$	0.73	2.50	Oui

V.2.2. Ferraillage transversal des poutres

Avec ce choix de section d'armatures, toutes les vérifications sont vérifiées, voir (annexe 9).

Tableau V.11. *La section d'armatures transversales (Sans joint).*

Elément	$\tau_u(MPa)$	$S_{adoptée}(cm)$		$A_{t\,choisie}$ **(cm²)**
		$S(ZN)$ **(cm)**	$S'(ZC)$ **(cm)**	
Poutres principales	2.68	10	15	4HA8 = 2.01
Poutres secondaires s1	0.92	10	15	4HA8 = 2.01
Poutres secondaires s2	0.75	10	15	4HA8 = 2.01
Chinage	0.30	10	15	4HA8 = 2.01

Tableau V.12. *La section d'armatures transversales (Avec joint).*

Elément	$\tau_u(MPa)$	$S_{adoptée}(cm)$		$A_{t\,choisie}$ **(cm²)**
		$S(ZN)$ **(cm)**	$S'(ZC)$ **(cm)**	
Poutres principales	1.49	10	15	4HA8 = 2.01
Poutres secondaires s1	1.26	10	15	4HA8 = 2.01
Poutres secondaires s2	0.73	10	15	4HA8 = 2.01
Chinage	0.74	10	15	4HA8 = 2.01

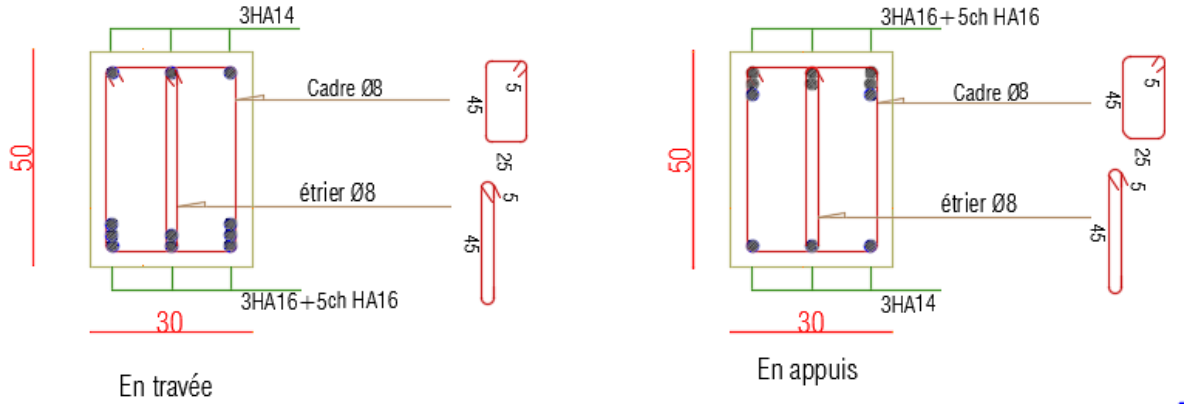


Figure V.1. *Dessin de ferraillage des poutres principales (Sans joint).*

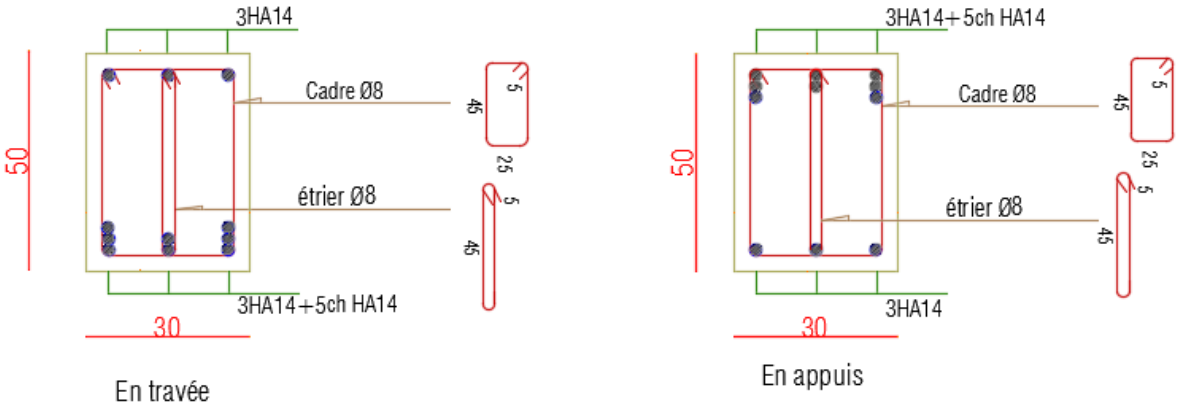


Figure V.2. *Dessin de ferraillage des poutres principales (Avec joint).*

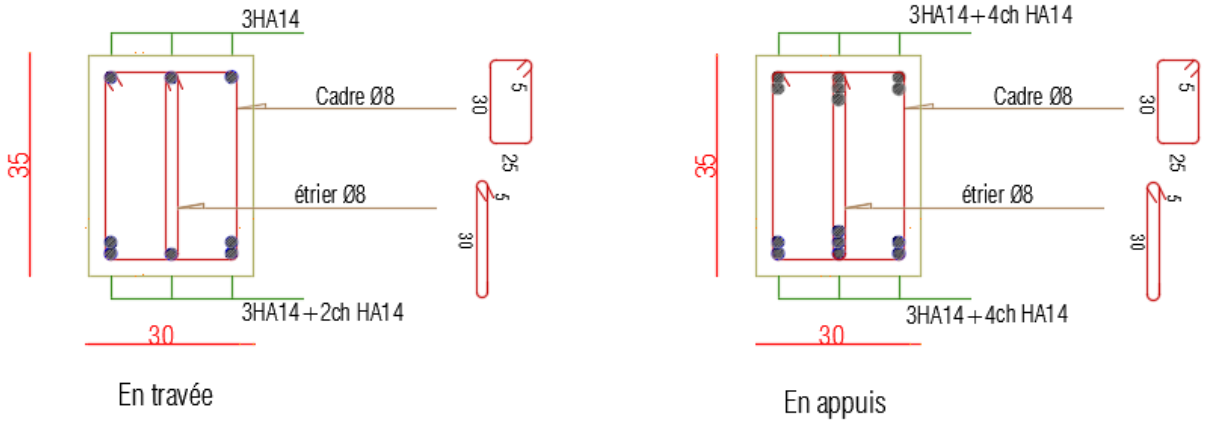


Figure V.3. *Dessin de ferraillage des poutres secondaire 01(Sans joint).*

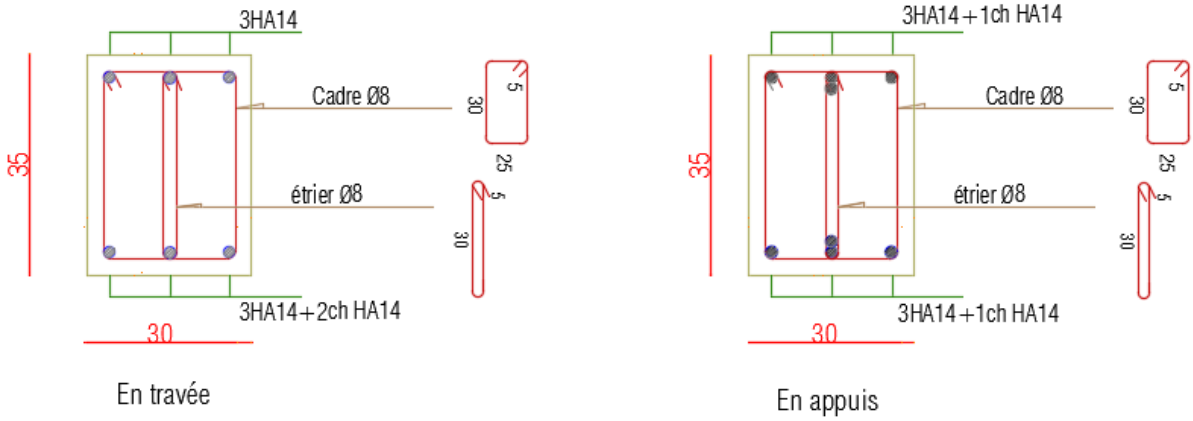


Figure V.4. *Dessin de ferraillage des poutres secondaire 01 (Avec joint).*

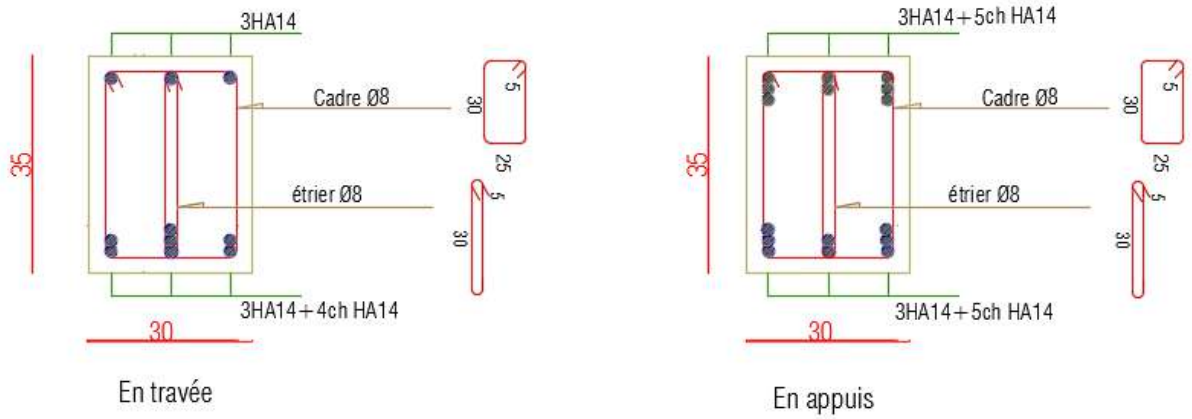


Figure V.5. *Dessin de ferraillage des poutres secondaire 02 (Sans joint).*

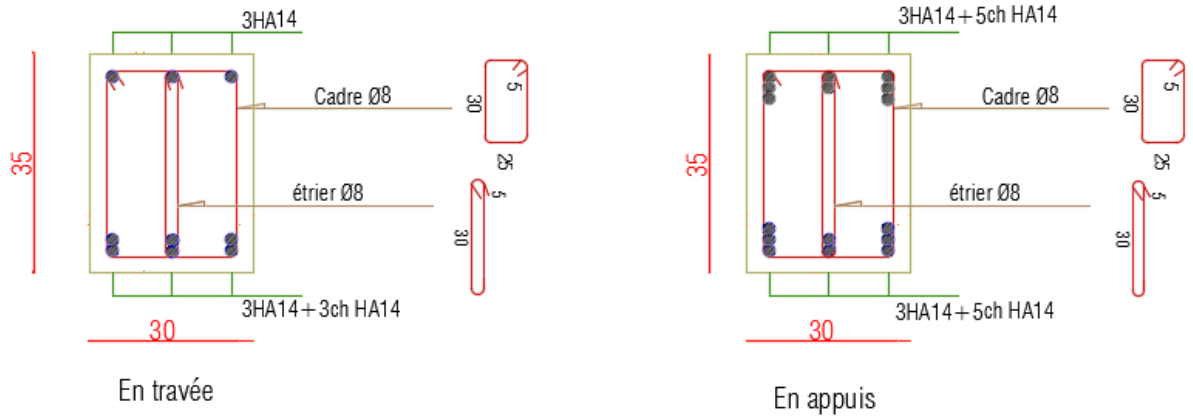


Figure V.6. *Dessin de ferraillage des poutres secondaire 02 (Avec joint).*

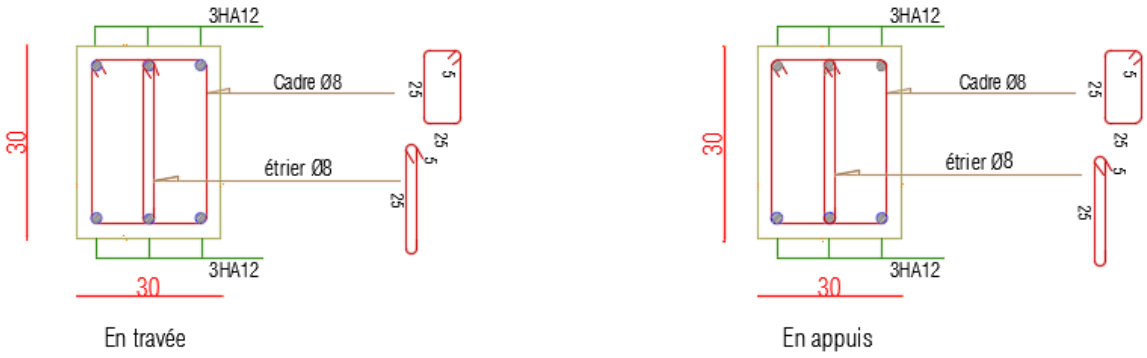


Figure V.7. *Dessin de ferraillage des chinages (Sans joint).*

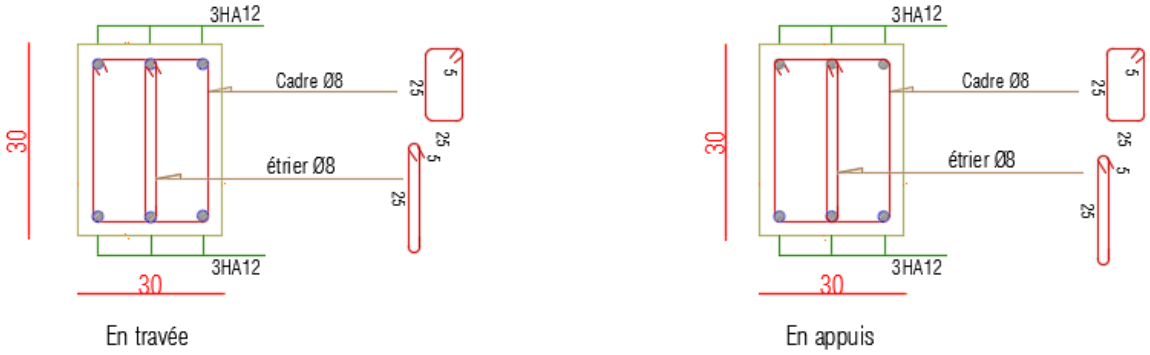


Figure V.8. *Dessin de ferraillage des chinages (Avec joint).*

V. 3. Ferraillage des poteaux

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

V.3.1. Armatures longitudinales

Recommandation Selon le **CBA93** et **RPA v2003 Art.7.4.2.1,** voir (annexe 10).

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

Remarque :

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

Tableau V.13. *La section d'armatures des poteaux (Sans joint).*

	cas	Sollicitation	Valeurs	Combinaison	A_{minCBA}	A_{minRPA}	A_{ch}
60 X 60	1	N_{max}	2889.91	1,35.G+1,5.Q	9.60	32.40	4HA16+16HA14= 32.67
		M_x	-1.24				
		M_y	-0.47				
	2	M_{max}	64.55	1,35.G+1,5.Q	9.60	32.40	4HA16+16HA14= 32.67
		N_{corr}	2495.99				
		M_{corr}	18.06				
	3	N_{min}	609.50	1,35.G+1,5.Q	9.60	32.40	4HA16+16HA14= 32.67
		M_x	-5.90				
		M_y	-15.11				
60 X 60	1	N_{max}	2502.04	1,35.G+1,5.Q	9.60	32.40	4HA16+16HA14= 32.67
		M_x	-1.16				
		M_y	-0.03				
	2	M_{max}	93.95	1,35.G+1,5.Q	9.60	32.40	4HA16+16HA14= 32.67
		N_{corr}	1480.23				
		M_{corr}	15.52				
	3	N_{min}	513.17	1,35.G+1,5.Q	9.60	32.40	4HA16+16HA14= 32.67
		M_x	-5.42				
		M_y	-16.19				
55 X 55	1	N_{max}	2117.29	1,35.G+1,5.Q	8.80	27.23	20HA14=30.79
		M_x	-3.02				
		M_y	0.00				
	2	M_{max}	73.24	1,35.G+1,5.Q	8.80	27.23	20HA14=30.79
		N_{corr}	1211.68				
		M_{corr}	14.46				
	3	N_{min}	408.37	1,35.G+1,5.Q	8.80	27.23	20HA14=30.79
		M_x	-3.29				
		M_y	-14.41				

55 X 55	1	N_{max}	1742.32	1,35.G+1,5.Q	8.80	27.23	20HA14=30.79
		M_x	-4.27				
		M_y	0.23				
	2	M_{max}	86.37	1,35.G+1,5.Q	8.80	27.23	20HA14=30.79
		N_{corr}	961.50				
		M_{corr}	18.31				
	3	N_{min}	327.67	1,35.G+1,5.Q	8.80	27.23	20HA14=30.79
		M_x	-2.86				
		M_y	-17.27				
50 X 50	1	N_{max}	1369.91	1,35.G+1,5.Q	8.00	22.50	16HA14=24.63
		M_x	-4.37				
		M_y	0.31				
	2	M_{max}	68.93	1,35.G+1,5.Q	8.00	22.50	16HA14=24.63
		N_{corr}	721.70				
		M_{corr}	15.65				
	3	N_{min}	241.74	1,35.G+1,5.Q	8.00	22.50	16HA14=24.63
		M_x	-1.50				
		M_y	-14.14				
50 X 50	1	N_{max}	1005.70	1,35.G+1,5.Q	8.00	22.50	16HA14=24.63
		M_x	-5.45				
		M_y	0.57				
	2	M_{max}	81.07	1,35.G+1,5.Q	8.00	22.50	16HA14=24.63
		N_{corr}	498.03				
		M_{corr}	18.84				
	3	N_{min}	175.51	1,35.G+1,5.Q	8.00	22.50	16HA14=24.63
		M_x	-1.10				
		M_y	-17.02				
45 X 45	1	N_{max}	657.49	1,35.G+1,5.Q	7.20	18.23	12HA14=18.47
		M_x	21.32				
		M_y	-2.47				

	2	M_{max}	59.02	1,35.G+1,5.Q	7.20	18.23	12HA14=18.47
		N_{corr}	281.51				
		M_{corr}	14.62				
	3	N_{min}	108.74	1,35.G+1,5.Q	7.20	18.23	12HA14=18.47
		M_x	-0.40				
		M_y	-12.13				
45 X 45	1	N_{max}	329.32	1,35.G+1,5.Q	7.20	18.23	12HA14=18.47
		M_x	24.77				
		M_y	-3.49				
	2	M_{max}	61.49	1,35.G+1,5.Q	7.20	18.23	12HA14=18.47
		N_{corr}	107.63				
		M_{corr}	14.77				
	3	N_{min}	55.39	1,35.G+1,5.Q	7.20	18.23	12HA14=18.47
		M_x	-0.13				
		M_y	-19.20				

Tableau V.14. *La section d'armatures des poteaux (Avec joint).*

	cas	Sollicitation	Valeurs	Combinaison	A_{minCBA}	A_{minRPA}	A_{ch}
60 X 60	1	N_{max}	2489.91	1,35.G+1,5.Q	9.60	32.40	4HA16+16HA14= 32.67
		M_x	73.03				
		M_y	-10.14				
	2	M_{max}	77.02	G+Q+EdX	9.60	32.40	4HA16+16HA14= 32.67
		N_{corr}	1433.10				
		M_{corr}	1.22				
	3	N_{min}	74.06	0,8.G+EdY	9.60	32.40	4HA16+16HA14= 32.67
		M_x	19.44				
		M_y	14.57				

60 X 60	1	N_{max}	2142.98	1,35.G+1,5.Q	9.60	32.40	4HA16+16HA14= 32.67
		M_x	44.30				
		M_y	-7.31				
	2	M_{max}	119.94	G+Q+EdX	9.60	32.40	4HA16+16HA14= 32.67
		N_{corr}	932.93				
		M_{corr}	34.29				
	3	N_{min}	44.54	0,8.G+EdY	9.60	32.40	4HA16+16HA14= 32.67
		M_x	43.43				
		M_y	22.23				
55 X 55	1	N_{max}	1805.05	1,35.G+1,5.Q	8.80	27.23	20HA14=30.79
		M_x	38.42				
		M_y	-8.32				
	2	M_{max}	103.13	G+Q+EdX	8.80	27.23	20HA14=30.79
		N_{corr}	805.62				
		M_{corr}	45.90				
	3	N_{min}	36.92	0,8.G+EdY	8.80	27.23	20HA14=30.79
		M_x	48.81				
		M_y	18.37				
55 X 55	1	N_{max}	1482.08	1,35.G+1,5.Q	8.80	27.23	20HA14=30.79
		M_x	38.41				
		M_y	-0.42				
	2	M_{max}	122.84	G+Q+EdX	8.80	27.23	20HA14=30.79
		N_{corr}	677.53				
		M_{corr}	59.57				
	3	N_{min}	37.32	0,8.G+EdY	8.80	27.23	20HA14=30.79
		M_x	61.77				
		M_y	20.75				

50 X 50	1	N_{max}	1177.37	1,35.G+1,5.Q	8.00	22.50	16HA14=24.63
		M_x	31.32				
		M_y	-0.65				
	2	M_{max}	98.30	G+Q+EdX	8.00	22.50	16HA14=24.63
		N_{corr}	369.96				
		M_{corr}	59.37				
	3	N_{min}	40.95	0,8.G+EdY	8.00	22.50	16HA14=24.63
		M_x	51.92				
		M_y	15.85				
50 X 50	1	N_{max}	875.26	1,35.G+1,5.Q	8.00	22.50	16HA14=24.63
		M_x	36.77				
		M_y	-1.39				
	2	M_{max}	119.90	G+Q+EdX	8.00	22.50	16HA14=24.63
		N_{corr}	336.08				
		M_{corr}	54.35				
	3	N_{min}	39.17	0,8.G+EdY	8.00	22.50	16HA14=24.63
		M_x	56.40				
		M_y	18.31				
45 X 45	1	N_{max}	580.01	1,35.G+1,5.Q	7.20	18.23	12HA14=18.47
		M_x	27.37				
		M_y	-1.04				
	2	M_{max}	79.02	G+Q+EdX	7.20	18.23	12HA14=18.47
		N_{corr}	234.36				
		M_{corr}	46.45				
	3	N_{min}	28.26	0,8.G+EdY	7.20	18.23	12HA14=18.47
		M_x	16.38				
		M_y	13.83				

45 X 45	1	N_{max}	287.08	1,35.G+1,5.Q	7.20	18.23	12HA14=18.47
		M_x	-42.69				
		M_y	13.15				
	2	M_{max}	102.16	G+Q+EdX	7.20	18.23	12HA14=18.47
		N_{corr}	99.35				
		M_{corr}	19.94				
	3	N_{min}	-20.16	0,8.G+EdY	7.20	18.23	12HA14=18.47
		M_x	47.11				
		M_y	64.29				

V.3.2. Vérification des contraintes à l'ELS

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

Tableau V.15. *Vérification des contraintes à l'ELS (Sans joint).*

Etage	Section	Sollicitations						Type de fissuration	σ_b (MPa)	σ_s (MPa)	$\sigma_i \leq \overline{\sigma_i}$
RDC	60x60	N_{max}	2113.49	$M_{x\,corr}$	-0.95	$M_{y\,corr}$	-0.35	Peu nuisible	5.23	/	Vérifiée
		N_{min}	448.64	$M_{x\,corr}$	-4.33	$M_{y\,corr}$	-11.0	Préjudiciable	1.44	20.79	Vérifiée
		M_{max}	47.06	N_{corr}	1824.84	M_{corr}	13.16	Peu nuisible	5.91	85.06	Vérifiée
1ier	60x60	N_{max}	1829.78	$M_{x\,corr}$	-1.01	$M_{y\,corr}$	-0.02	Peu nuisible	4.51	/	Vérifiée
		N_{min}	377.71	$M_{x\,corr}$	-3.98	$M_{y\,corr}$	-11.81	Préjudiciable	1.28	18.35	Vérifiée
		M_{max}	68.42	N_{corr}	1082.81	M_{corr}	-11.81	Préjudiciable	4.35	63.28	Vérifiée
2éme	55x55	N_{max}	1548.37	$M_{x\,corr}$	-2.33	$M_{y\,corr}$	0.00	Peu nuisible	4.44	/	Vérifiée
		N_{min}	300.53	$M_{x\,corr}$	-2.42	$M_{y\,corr}$	-1.51	Préjudiciable	0.96	14.24	Vérifiée
		M_{max}	53.34	N_{corr}	886.46	M_{corr}	10.49	Préjudiciable	4.47	61.84	Vérifiée
3éme	55x55	N_{max}	1274.18	$M_{x\,corr}$	-3.27	$M_{y\,corr}$	0.17	Peu nuisible	3.69	/	Vérifiée
		N_{min}	241.09	$M_{x\,corr}$	-2.10	$M_{y\,corr}$	-12.59	Préjudiciable	1.11	15.63	Vérifiée
		M_{max}	62.90	N_{corr}	703.57	M_{corr}	13.29	Préjudiciable	4.31	58.39	Vérifiée
4éme	50x50	N_{max}	1001.87	$M_{x\,corr}$	-3.31	$M_{y\,corr}$	0.23	Peu nuisible	3.57	/	Vérifiée
		N_{min}	177.81	$M_{x\,corr}$	-1.10	$M_{y\,corr}$	-10.31	Préjudiciable	1.07	14.69	Vérifiée
		M_{max}	50.21	N_{corr}	528.26	M_{corr}	11.37	Préjudiciable	4.36	57.80	Vérifiée
5éme	50x50	N_{max}	735.62	$M_{x\,corr}$	-4.12	$M_{y\,corr}$	0.42	Peu nuisible	2.69	/	Vérifiée
		N_{min}	129.04	$M_{x\,corr}$	-0.81	$M_{y\,corr}$	-12.41	Préjudiciable	0.98	13.08	Vérifiée
		M_{max}	59.04	N_{corr}	364.79	M_{corr}	13.68	Préjudiciable	4.74	59.86	Vérifiée

6éme	45x45	N_{max}	481.02	$M_{x\ corr}$	15.48	$M_{y\ corr}$	-1.81	Peu nuisible	3.08	/	Vérifiée
		N_{min}	79.89	$M_{x\ corr}$	-0.29	$M_{y\ corr}$	-8.84	Préjudiciable	0.89	11.47	Vérifiée
		M_{max}	43.00	N_{corr}	206.54	M_{corr}	10.61	Préjudiciable	5.04	63.55	Vérifiée
7éme	45x45	N_{max}	241.53	$M_{x\ corr}$	18.03	$M_{y\ corr}$	-2.56	Peu nuisible	2.20	/	Vérifiée
		N_{min}	40.66	$M_{x\ corr}$	-0.10	$M_{y\ corr}$	-14.06	Préjudiciable	1.47	30.37	Vérifiée
		M_{max}	44.91	N_{corr}	79.23	M_{corr}	10.72	Préjudiciable	5.53	129.10	Vérifiée

Tableau V.16. *Vérification des contraintes à l'ELS (Avec joint).*

Etage	***Section***	***Sollicitations***						***Type de fissuration***	σ_b (MPa)	σ_s (MPa)	$\sigma_i \leq \bar{\sigma}_i$
RDC	60x60	N_{max}	1895.543	$M_{x\ corr}$	-66.96	$M_{y\ corr}$	-7.29	Peu nuisible	6.26	/	Vérifiée
		N_{min}	612.35	$M_{x\ corr}$	-0.84	$M_{y\ corr}$	-1.09	Préjudiciable	1.52	22.79	Vérifiée
		M_{max}	55.42	N_{corr}	1695.01	M_{corr}	-9.52	Préjudiciable	5.70	81.59	Vérifiée
1ier	60x60	N_{max}	1582.34	$M_{x\ corr}$	32.85	$M_{y\ corr}$	-5.21	Peu nuisible	4.80	/	Vérifiée
		N_{min}	527.28	$M_{x\ corr}$	-1.68	$M_{y\ corr}$	-2.27	Préjudiciable	1.36	20.27	Vérifiée
		M_{max}	74.63	N_{corr}	1180.68	M_{corr}	-14.77	Préjudiciable	4.99	69.55	Vérifiée
2éme	55x55	N_{max}	1332.92	$M_{x\ corr}$	28.50	$M_{y\ corr}$	-5.98	Peu nuisible	4.91	/	Vérifiée
		N_{min}	445.52	$M_{x\ corr}$	-1.73	$M_{y\ corr}$	-2.19	Préjudiciable	1.37	20.36	Vérifiée
		M_{max}	62.80	N_{corr}	977.75	M_{corr}	-15.42	Préjudiciable	5.16	71.05	Vérifiée
3éme	55x55	N_{max}	1093.80	$M_{x\ corr}$	28.41	$M_{y\ corr}$	-0.18	Peu nuisible	4.03	/	Vérifiée
		N_{min}	362.35	$M_{x\ corr}$	-2.46	$M_{y\ corr}$	-3.06	Préjudiciable	1.18	17.44	Vérifiée
		M_{max}	74.92	N_{corr}	776.49	M_{corr}	-21.17	Préjudiciable	5.13	69.09	Vérifiée
4éme	50x50	N_{max}	868.98	$M_{x\ corr}$	23.17	$M_{y\ corr}$	-0.37	Peu nuisible	4.01	/	Vérifiée
		N_{min}	282.49	$M_{x\ corr}$	-2.32	$M_{y\ corr}$	-2.75	Préjudiciable	1.17	17.07	Vérifiée
		M_{max}	61.28	N_{corr}	581.80	M_{corr}	-19.47	Préjudiciable	5.42	71.02	Vérifiée
5éme	50x50	N_{max}	646.07	$M_{x\ corr}$	27.21	$M_{y\ corr}$	-0.90	Peu nuisible	3.41	/	Vérifiée
		N_{min}	201.72	$M_{x\ corr}$	-3.32	$M_{y\ corr}$	-3.67	Préjudiciable	0.97	13.89	Vérifiée
		M_{max}	75.68	N_{corr}	388.72	M_{corr}	-24.37	Préjudiciable	6.85	80.94	Vérifiée
6éme	45x45	N_{max}	428.23	$M_{x\ corr}$	20.25	$M_{y\ corr}$	-0.67	Peu nuisible	3.05	/	Vérifiée
		N_{min}	124.45	$M_{x\ corr}$	-2.36	$M_{y\ corr}$	-2.98	Préjudiciable	0.83	11.64	Vérifiée
		M_{max}	48.93	N_{corr}	275.69	M_{corr}	6.97	Préjudiciable	5.17	62.25	Vérifiée
7éme	45x45	N_{max}	212.10	$M_{x\ corr}$	-31.59	$M_{y\ corr}$	9.72	Peu nuisible	3.73	/	Vérifiée
		N_{min}	44.75	$M_{x\ corr}$	-7.29	$M_{y\ corr}$	-1.19	Préjudiciable	0.77	10.33	Vérifiée
		M_{max}	70.59	N_{corr}	104.15	M_{corr}	8.24	Préjudiciable	10.6	101.88	Vérifiée

V.3.3. Armatures transversale

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule donnée par le **(RPA99 v2003 Art.7.4.2.2),** Voir (Annexe 10).

Tableau V.17. *La section d'armatures transversales des poteaux (Sans joint).*

Etage	Section	Zone	t (cm)	$A_{t\,ch}(cm^2)$
RDC+1ier	60x60	Nodale	10	6HA8 = 3.02
		Courante	15	6HA8 = 3.02
2éme+3éme	55x55	Nodale	10	6HA8 = 3.02
		Courante	15	6HA8 = 3.02
4éme+5éme	50x50	Nodale	10	6HA8 = 3.02
		Courante	15	6HA8 = 3.02
6éme + 7éme	45x45	Nodale	10	6HA8 = 3.02
		Courante	15	6HA8 = 3.02

Tableau V.18. *La section d'armatures transversales des poteaux (Avec joint).*

Etage	Section	Zone	t (cm)	$A_{t\,ch}(cm^2)$
RDC+1ier	60x60	Nodale	10	6HA8 = 3.02
		Courante	15	6HA8 = 3.02
2éme+3éme	55x55	Nodale	10	6HA8 = 3.02
		Courante	15	6HA8 = 3.02
4éme+5éme	50x50	Nodale	10	6HA8 = 3.02
		Courante	15	6HA8 = 3.02
6éme + 7éme	45x45	Nodale	10	6HA8 = 3.02
		Courante	15	6HA8 = 3.02

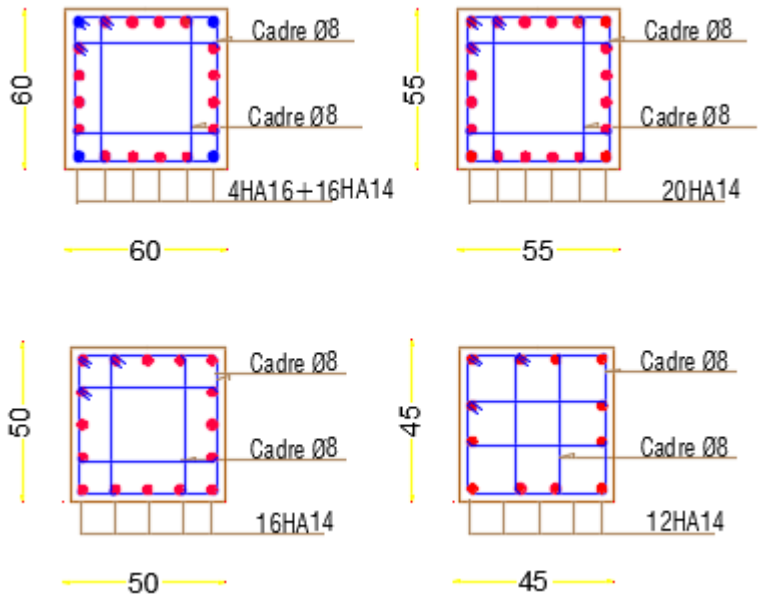


Figure V.9. *Dessin de ferraillage des Poteaux (Sans joint).*

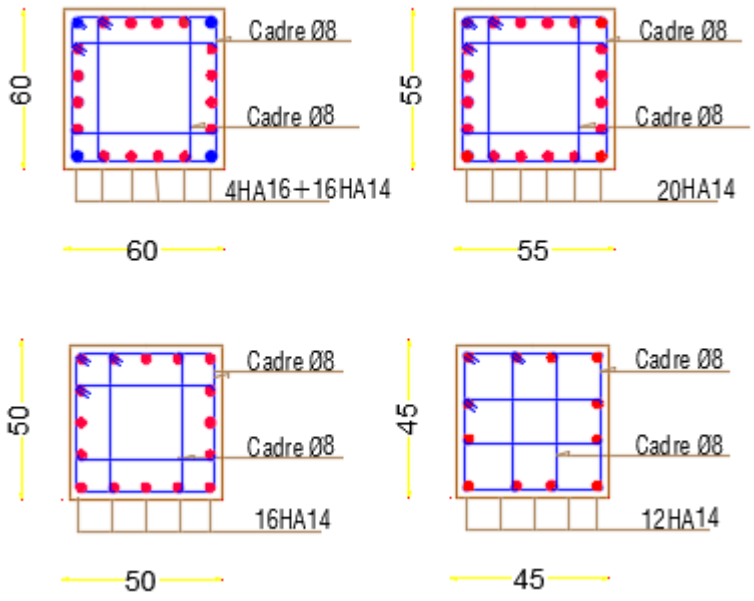


Figure V.10. *Dessin de ferraillage des Poteaux (Avec joint).*

V.4. Ferraillage des voiles

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

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

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

V.4.1. Ferraillage des trumeaux

V.4.1.1. Calcul d'armatures verticales Voir (Annexe 11).

Tableau V.19. *La section calculée d'armatures verticales des voiles (Sans joint).*

	La section [cm²]	Combinaison	N (kN)	M(kN.m)	T(kN)	Section	As1[cm²]	As2[cm²]	Amin[cm²]
X	140x20	G+Q-Edx	-685.649	-338.435	-524.741	SET	15.29	1.86	2.8
	120x20	G+Q+Edx	722.320	237.630	356.243	SPC	-3.25	0.00	2.4
	115x20	G+Q-Edx	-188.839	-154.679	-194.437	SPC	-3.41	0.00	2.3
	190x20	G+Q-Edx	56.170	-587.088	-515.538	SPC	7.64	0.00	3.8
	265x20	G+Q+Edx	1455.308	1827.715	751.967	SPC	2.20	0.00	5.3
	235x20	G+Q+Edx	1244.651	1743.851	684.993	SPC	6.60	0.00	4.7
	270x20	G+Q+Edx	1526.714	2202.954	922.285	SPC	5.38	0.00	5.4
Y	660x20	G+Q-Edy	417.680	-7029.732	-1453.830	SPC	23.53	0.00	13.2
	560x20	G+Q+Edy	3526.876	4302.956	1197.366	SPC	-21.69	0.00	11.2
	410x20	G+Q+Edy	2248.611	2891.524	921.698	SPC	-7.77	0.00	8.2
	150x20	G+Q+Edy	2783.99	652.65	462.40	SPC	-13.03	0.00	3
	460x20	G+Q+Edy	-268.91	3625	1445	SPC	11.23	0.00	9.2
D	615x20	G+Q-Edx	4013.165	-5037.856	-1084.424	SPC	-26.15	0.00	12.3

Tableau V.20. *La section choisie d'armatures des voiles (Sans joint).*

	La section [cm²]	**As1ch [cm²]**	**As2ch [cm²]**	**Aglobal**	**E(D/2) ≤ 15[cm]**	**E(D) ≤ 15[cm²]**
X	140x20	8HA16=16.08	8HA16=16.08	48HA16=96.51	3.50	7.00
	120x20	4HA10=3.14	4HA10=3.14	24HA10=18.85	6.00	12.00
	115x20	4HA10=3.14	4HA10=3.14	24HA10=18.85	5.75	11.50
	190x20	6HA14=9.24	6HA14=9.24	36HA14=55.42	6.33	12.66
	265x20	6HA14=9.24	6HA14=9.24	36HA14=55.42	8.83	17.66
	235x20	6HA12=6.79	6HA12=6.79	36HA12=40.27	7.83	15.66
	270x20	4HA14=6.16	4HA14=6.16	24HA14=36.95	13.50	27.00
Y	660x20	12HA16=24.13	12HA16=24.13	72HA16=144.76	11.00	22.00
	560x20	8HA14=12.32	8HA14=12.32	48HA14=73.89	14.00	28.00
	410x20	6HA14=9.24	6HA14=9.24	36HA14=55.42	13.60	27.20
	150x20	4HA10=3.14	4HA10=3.14	24HA10=18.85	7.50	15.00
	460x20	8HA14=12.32	8HA14=12.32	48HA14=73.89	11.50	23.00
D	615x20	10HA14=15.39	10HA14=15.39	60HA14=92.36	12.30	24.60

Tableau V.21. *La section calculée d'armatures verticales des voiles (Avec joint).*

	La section [cm²]	**Combinaison**	**N (kN)**	**M (kN.m)**	**T(kN)**	**Section**	**As1 [cm²]**	**As2 [cm²]**	**Amin**
X	140x20	G+Q-Edx	-507.531	-227.151	-193.762	SET	10.85	1.84	2.80
	120x20	G+Q+Edx	977.210	150.915	145.054	SPC	-8.32	0.00	2.40
	270x20	G+Q+Edx	2075.297	2299.541	829.627	SPC	1.01	0.00	5.40
Y	115x20	G+Q+Edy	682.970	80.856	76.119	SPC	-6.59	0.00	2.30
	190x20	G+Q+Edy	513.620	324.135	274.137	SPC	-1.91	0.00	3.80
	235x20	G+Q+Edy	1651.861	963.502	356.372	SPC	-8.31	0.00	4.70
	265x20	G+Q-Edy	153.246	-1113.961	-411.463	SPC	9.42	0.00	5.30
D	260x20	G+Q+Edy	2293.328	782.769	485.360	SPC	-19.04	0.00	5.20

Tableau V.22. *La section choisie d'armatures des voiles (Avec joint).*

	La section [cm²]	As1ch [cm²]	As2ch [cm²]	Aglobal	E(D/2) ≤ 15[cm]	E(D) ≤ 15[cm²]
X	140x20	6HA16=12.06	6HA16=12.06	36HA16=72.38	4.66	9.32
	120x20	4HA10=3.14	4HA10=3.14	24HA10=18.85	6.00	12.00
	270x20	4HA14=6.16	4HA14=6.16	24HA14=36.95	13.50	27.00
Y	115x20	4HA10=3.14	4HA10=3.14	24HA10=18.85	5.75	11.50
	190x20	4HA12=4.52	4HA12=4.52	24HA12=27.14	9.50	19.00
	235x20	4HA14=6.16	4HA14=6.16	24HA14=36.95	11.75	23.50
	265x20	6HA16=12.06	6HA16=12.06	36HA16=72.38	8.83	17.66
D	260x20	4HA14=6.16	4HA14=6.16	24HA14=36.95	13	26.00

V.4.1.2. Vérification des contraintes à l'ELS et à l'ELU Voir (Annexe 12).

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

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

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

Tableau V.23 *Vérification des contraintes des voiles à l'ELS (Sans joint).*

Direction	*Section [cm²]*	N_{ser} *(kN)*	M_{ser} *(kN.m)*	*Type de fissuration*	$\sigma_b(MPa)$	$\sigma_s(MPa)$	$\sigma_s'(MPa)$	$\overline{\sigma_b}(MPa)$	$\overline{\sigma_s}(MPa)$	$\sigma_i \leq \bar{\sigma}_i$
X	140x20	354.282	-14.922	Préjudiciable	1.23	/	18.42	15	201.63	Vérifié
	120x20	237.999	12.443	Préjudiciable	1.19	/	17.68	15	201.63	Vérifié
	115x20	187.633	-6.469	Préjudiciable	0.92	/	13.65	15	201.63	Vérifié
	190x20	488.435	-15.716	Préjudiciable	1.31	/	19.55	15	201.63	Vérifié
	265x20	994.712	-3.467	peu nuisible	1.80	/	/	15	400	Vérifié
	235x20	687.674	-20.264	peu nuisible	1.50	/	/	15	400	Vérifié
	270x20	966.671	-24.721	peu nuisible	1.82	/	/	15	400	Vérifié
Y	660x20	2323.514	-265.372	peu nuisible	1.83	/	/	15	400	Vérifié
	560x20	1710.793	-199.810	peu nuisible	1.65	/	/	15	400	Vérifié
	410x20	2180.036	-93.115	peu nuisible	2.72	/	/	15	400	Vérifié
	150x20	808.919	46.349	peu nuisible	3.18	/	/	15	400	Vérifié
	460x20	1914.39	163.986	peu nuisible	2.21	/	/	15	400	Vérifié
D	615x20	4068.314	-316.175	peu nuisible	3.41	/	/	15	400	Vérifié

Tableau V.24. *Vérification des contraintes des voiles à l'ELS (Avec joint).*

Direction	Section [cm²]	N_{ser} (kN)	M_{ser} (kN.m)	Type de fissuration	$\sigma_b(MPa)$	$\sigma_s(MPa)$	$\sigma_s'(MPa)$	$\overline{\sigma_b}(MPa)$	$\overline{\sigma_s}(MPa)$	$\sigma_i \leq \overline{\sigma_i}$
X	140x20	330.303	10.914	Préjudiciable	1.17	/	17.42	15	201.63	Vérifié
	120x20	294.230	-2.025	Préjudiciable	1.22	/	18.21	15	201.63	Vérifié
	270x20	742.508	-7.014	Préjudiciable	1.38	/	20.65	15	201.63	Vérifié
Y	115x20	188.558	1.229	Préjudiciable	0.81	/	12.16	15	201.63	Vérifié
	190x20	476.508	-9.704	Préjudiciable	1.28	/	19.38	15	201.63	Vérifié
	235x20	885.047	-29.127	peu nuisible	1.96	/	/	15	400	Vérifié
	265x20	804.973	-15.761	peu nuisible	1.48	/	/	15	400	Vérifié
D	260x20	1266.954	-19.413	peu nuisible	2.43	/	/	15	400	Vérifié

Tableau V.25. *Vérification des contraintes de cisaillement des voiles à l'ELU (Sont joint).*

Direction	b (mm)	L (mm)	V(KN)	τ(MPA)	τ adm (MPA)	τ ≤ τ adm
X	200	1400	524.741	2.92	5	Oui
	200	1200	356.243	2.31	5	Oui
	200	1150	194.437	1.32	5	Oui
	200	1900	515.538	2.11	5	Oui
	200	2650	751.967	2.21	5	Oui
	200	2350	684.993	2.27	5	Oui
	200	2700	922.285	2.66	5	Oui
Y	200	6600	1453.83	1.71	5	Oui
	200	5600	1197.366	1.66	5	Oui
	200	4100	921.698	1.75	5	Oui
	200	1500	462.4	2.40	5	Oui
	200	4600	1445	2.44	5	Oui
D	200	6150	1084.424	1.37	6	Oui

Tableau V.26. *Vérification des contraintes de cisaillement des voiles à l'ELU (Avec joint).*

Direction	b (mm)	L (mm)	V(KN)	τ(MPA)	τ adm (MPA)	τ ≤ τ adm
X	200	1400	193.762	1.08	5	Oui
	200	1200	145.054	0.94	5	Oui
	200	2700	829.627	2.39	5	Oui
Y	200	1150	76.119	0.51	5	Oui
	200	1900	274.137	1.12	5	Oui
	200	2350	356.372	1.18	5	Oui
	200	2650	411.463	1.21	5	Oui
D	200	2600	485.36	1.45	5	Oui

V.4.1.3. Armatures horizontales

Le voile doit avoir des armatures horizontales (A_h) disposées perpendiculairement aux armatures verticales, leur rôle est de minimiser les déformations latérales (le flambement), voir (annexe 13).

Tableau V.27. *La section calculée d'armatures horizontales des voiles (Sans joint).*

Direction	b (mm)	L (mm)	Nu (KN)	K	At (cm2)	St CBA (cm)	St RPA (cm)	St Choiser (cm)	A Choiser (cm)
X	200	1400	-685.649	1.98	2HA14	33.23	30	30	10HA14
	200	1200	722.32	1.36	2HA10	18.85	30	20	15HA10
	200	1150	-188.839	1.33	2HA10	57.22	30	30	10HA10
	200	1900	56.17	1.02	2HA12	27.69	30	30	10HA12
	200	2650	1455.308	1.33	2HA12	29.71	30	30	10HA12
	200	2350	1244.651	1.32	2HA12	28.31	30	30	10HA12
	200	2700	1526.714	1.34	2HA12	22.44	30	25	12HA12
Y	200	6600	417.68	1.04	2HA14	52.33	30	30	10HA14
	200	5600	3526.876	1.38	2HA12	51.17	30	30	10HA12
	200	4100	2248.611	1.33	2HA12	44.65	30	30	10HA12
	200	1500	2783.99	2.11	2HA10	25.66	30	30	10HA10
	200	4600	-268.91	1.12	2HA12	23.38	30	25	12HA12
D	200	6150	4013.165	1.39	2HA12	82.22	30	30	10HA12

Tableau V.28. *La section calculée d'armatures horizontales des voiles (Avec joint).*

Direction	b (mm)	L (mm)	Nu (KN)	K	At (cm2)	St CBA (cm)	St RPA (cm)	St Choiser (cm)	A Choiser (cm)
X	200	1400	-507.531	1.73	2HA14	/	30	30	2HA14
	200	1200	977.21	1.49	2HA10	/	30	30	2HA10
	200	2700	2075.297	1.46	2HA12	27.69	30	30	2HA12
Y	200	1150	682.97	1.36	2HA10	-80.55	30	30	2HA10
	200	1900	513.62	1.16	2HA10	70.15	30	30	2HA10
	200	2350	1651.861	1.42	2HA12	143.35	30	30	2HA12
	200	2650	153.246	1.03	2HA14	99.75	30	30	2HA14
D	200	2600	2293.328	1.53	2HA12	83.27	30	30	2HA12

V.4.1.4. Armatures transversales

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

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

Autre recommandations : (CBA93 et RPA2003)

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

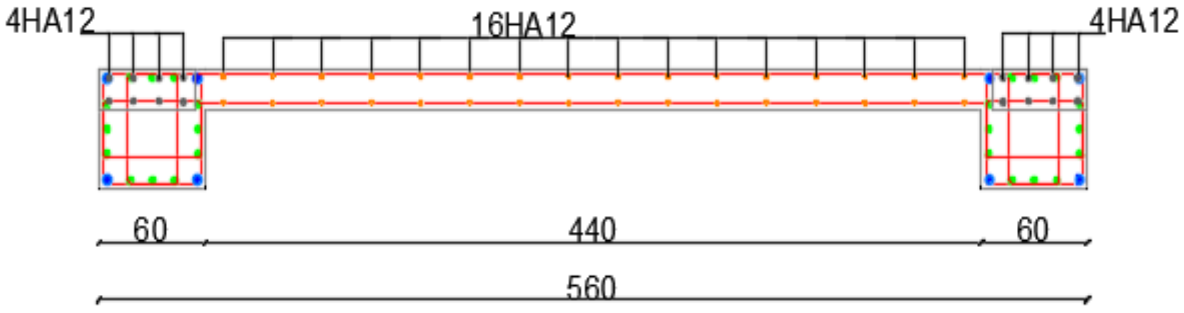


Figure V.11. *Dessin de ferraillage des voiles.*

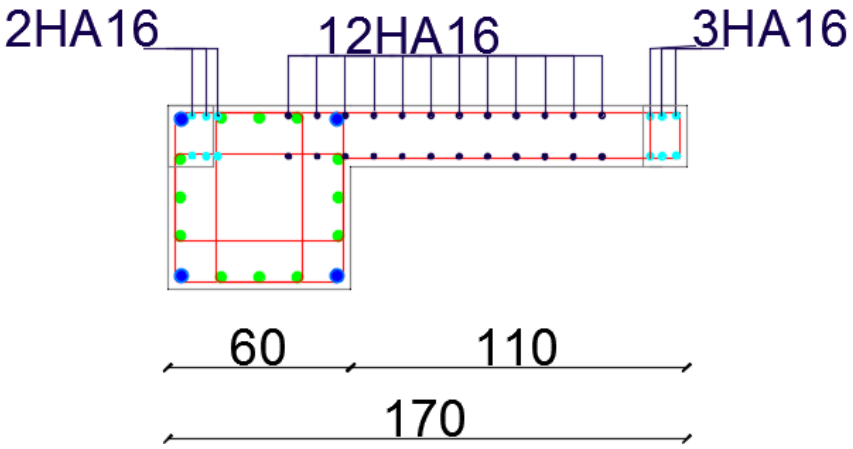


Figure V.12. *Dessin de ferraillage des voiles*.

V.4.2. Ferraillage des linteaux

Dans le calcul des linteaux, on a deux cas :

1. Flexion simple
2. Traction / compression

Voir (annexe 14). Les résultats de calcul sont dans les tableaux suivants :

Tableau V.29. *Choix de la méthode de calcul (Sans joint).*

e (cm)	L (cm)	h (cm)	Combinaison	V(KN)	τ_b(MPa)	$0.06F_{c28}$	Cas
20	150	120	G+Q+Edx	725.075	4.70	1.5	Trac/Comp
20	150	220	G+Q+Edx	1833.890	6.48	1.5	Trac/Comp
20	150	100	G+Q-Edx	294.854	2.29	1.5	Trac/Comp
20	120	120	G+Q+Edx	577.348	3.74	1.5	Trac/Comp
20	120	220	G+Q+Edx	1328.854	4.70	1.5	Trac/Comp
20	120	100	G+Q+Edx	245.483	1.91	1.5	Trac/Comp
20	90	120	G+Q+Edy	821.062	5.32	1.5	Trac/Comp

Tableau V.30. *Choix de la méthode de calcul (Avec joint).*

e (cm)	L (cm)	h (cm)	Combinaison	V(KN)	τ_b(MPa)	$0.06F_{c28}$	Cas
20	150	120	G+Q+Edx	403.419	2.61	1.5	Trac/Comp
20	150	220	0,8.G+EdX	974.751	3.45	1.5	Trac/Comp
20	150	100	G+Q-Edx	-112.738	0.88	1.5	Flexion simple
20	120	120	G+Q+Edy	-307.299	1.99	1.5	Trac/Comp
20	120	220	G+Q-Edy	-615.782	2.18	1.5	Trac/Comp
20	120	100	G+Q+Edy	50.971	7.46	1.5	Flexion simple
20	100	140	G+Q+Edy	815.983	4.53	1.5	Trac/Comp

Tableau V.31. *La section choisie et calculée d'armatures des linteaux (Sans joint).*

	A_{cal}(cm²)				A_{min}(cm²)				A_{ch} (cm²)			
Section	A_d	A_l	S_{cal}	S_{ch}	A_d	A_l	A_t	A_p	A_d	$A_l = A'_l$	A_t	A_p
150x120	14.22	/	10.24	10	3.60	3.60	0.50	4.80	2x[4AH16]	2HA12	2HA12	2x[2HA14]
150x220	27.45	/	10.32	10	6.60	6.60	0.50	8.80	2x[8AH16]	2HA16	2HA14	2x[3HA14]
150x100	6.49	/	14.45	10	3.00	3.00	0.50	4.00	2x[4AH12]	2HA10	2HA10	2x[2HA12]
120x120	10.00	/	12.86	10	3.60	3.60	0.50	4.80	2x[4AH14]	2HA12	2HA10	2x[2HA14]
120x220	18.74	/	10.45	10	6.60	6.60	0.50	8.80	2x[6AH16]	2HA16	2HA14	2x[3HA14]
120x100	4.68	/	17.36	10	3.00	3.00	0.50	4.00	2x[4AH10]	2HA10	2HA10	2x[2HA12]
90x120	12.58	/	12.33	10	3.60	3.60	0.50	4.80	2x[4AH16]	2HA12	2HA14	2x[2HA14]

Tableau V.32. *La section choisie et calculée d'armatures des linteaux (Avec joint).*

	A_{cal}(cm²)				A_{min}(cm²)				A_{ch} (cm²)			
Section	A_d	A_l	S_{cal}	S_{ch}	A_d	A_l	A_t	A_p	A_d	$A_l = A'_l$	A_t	A_p
150x120	7.91	/	12.79	10	3.60	3.60	0.50	4.80	2x[4HA12]	2HA12	2HA10	2x[2HA14]
150x220	14.59	/	14.24	10	6.60	6.60	0.50	8.80	2x[4HA16]	2HA16	2HA12	2x[3HA14]
150x100	/	3.22	37.80	20	/	3.00	0.75	4.00	/	2HA12	2HA10	2x[2HA12]
120x120	8.76	/	16.79	10	3.60	3.60	0.5	4.80	2x[4HA12]	2HA12	2HA10	2x[2HA14]
120x220	11.55	/	12.06	10	6.60	6.60	0.5	8.80	2x[4HA14]	2HA16	2HA12	2x[3HA14]
120x100	/	0.58	83.60	20	/	3.00	0.75	4.00	/	2HA10	2HA10	2x[2HA12]
100x140	12.32	/	10.86	10	4.20	4.20	0.50	5.60	2x[4HA14]	2HA12	2HA12	2x[2HA14]

CHAPITRE VI

Calcul de l'infrastructure

VI.1. Introduction

Les fondations d'une structure sont les éléments de l'infrastructure situés en-dessous du niveau de base (contact avec le sol), auquel elles transmettent les charges et surcharges de la structure au sol, donc elles constituent la partie essentielle de l'ouvrage.

Une fondation est un organe de transmission des charges de la superstructure au sol, elle ne peut être calculée que si l'on connaît la superstructure et ses charges, d'une part et les caractéristiques du sol d'autre part.

Les fondations doivent assurer deux fonctions essentielles :

- Reprendre les charges et les surcharges supportées par la structure.
- Transmettre les charges et les surcharges au sol dans de bonnes conditions, de façon à assurer la stabilité de l'ouvrage.

VI.2. Types de fondations

Les fondations peuvent être classées en 3 types :

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

VI.3. Caractéristiques du sol

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

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

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

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

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

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

$$D = 1.50\ m$$

Les caractéristiques mécaniques de ce sol sont :

$$\gamma_s = 17.80\ kN/m^3 \quad , \quad \varphi = 25° \quad , \quad C = 0.50\ bar$$

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

VI.4. Choix du type de fondations

Le choix du type de fondation dépend de :

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

VI.4.1. Semelle isolée sous poteau

VI.4.1.1. Méthode de calcul :

a) Répartition trapézoïdales :

$$e_{0b} = \frac{M_b}{N} \leq \frac{B}{6}$$

$$\sigma_1 = \frac{N}{A * B}\left(1 - \frac{6e_{0b}}{B}\right) \quad , \quad \sigma_2 = \frac{N}{A * B}\left(1 + \frac{6e_{0b}}{B}\right)$$

On appelle contrainte moyenne σ_m, la contrainte située à une distance B/4 de la contrainte maximale σ_2.

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_2 + \sigma_1}{4} = \frac{N}{A * B}\left(1 + \frac{3 * e_{0b}}{B}\right)$$

Cette contrainte moyenne doit être toujours inférieure ou égale à la contrainte admissible du sol $\overline{\sigma_{sol}}$.

$$\sigma_m \leq \overline{\sigma_{sol}} \quad \Rightarrow \quad \frac{N}{A * B}\left(1 + \frac{3 * e_{0b}}{B}\right) \leq \overline{\sigma_{sol}}$$

Si on remplace A par $A = \left(\frac{a}{b}\right) B \Rightarrow \frac{N}{\left(\frac{a}{b}\right) * B^2}\left(1 + \frac{3 * e_{0b}}{B}\right) \leq \overline{\sigma_{sol}}$

Il faut resoudre : $\left[\left(\frac{a}{b}\right)\overline{\sigma_{sol}}\right] B^3 - N * B - (3 * e_{0b} * N) \geq 0$

Remarque :

Suivant la direction A, il faut vérifier la deuxième inégalité :

$$\left[\left(\frac{b}{a}\right)\overline{\sigma_{sol}}\right] A^3 - N * A - (3 * e_{0a} * N) \geq 0$$

La hauteur utile « d », doit être au moins égale au demi débord de la semelle : $d \geq \frac{B-b}{4}$

La hauteur « h » égale : $h = d + c$

La hauteur « e » du patin doit être suffisante pour que le bétonnage de la semelle puisse se faire de manière homogène et pour que les crochets d'ancrage des armatures soient bien enrobés, on prendra :

$$e \geq 6\emptyset + 6$$

Données :

$$\overline{\sigma_{sol}} = 2.50bar = 0.25MPa \quad , \quad a = b = 60cm \quad , \quad c = 3cm$$

Tableau VI.1. *Dimensionnement des semelles isolées à l'ELS (Sans joint).*

Semelle	$N(kN)$	$M_x(kN.m)$	$M_y(kN.m)$	$A(m)$	$B(m)$	$h(m)$	$A_{ch}(m)$	$B_{ch}(m)$	$h_{ch}(cm)$
Semelle 1	2113.49	-0.95	-0.35	2.91	2.91	68	3.2	3.2	70
Semelle 2	1701.95	-0.36	0.49	2.61	2.61	58	2.8	2.8	60
Semelle 3	1308.08	-6.81	0.52	2.29	2.29	51	2.5	2.5	55

Tableau VI.2. *Dimensionnement des semelles isolées à l'ELS (Avec joint).*

Semelle	$N(kN)$	$M_x(kN.m)$	$M_y(kN.m)$	$A(m)$	$B(m)$	$h(m)$	$A_{ch}(m)$	$B_{ch}(m)$	$h_{ch}(cm)$
Semelle 1	2069.13	-70.16	26.38	2.88	2.88	68	3.2	3.2	70
Semelle 2	1677.91	0.38	2.21	2.59	2.59	58	2.8	2.8	60
Semelle 3	1275.22	-11.92	0.76	2.26	2.26	51	2.5	2.5	55

VI.4.1.2. Vérification du chevauchement entre les bulles de pression sous les semelles :

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

Les Figures suivant présenté les interférences entre les bulles de pression (chevauchement) dans les figures suivant :

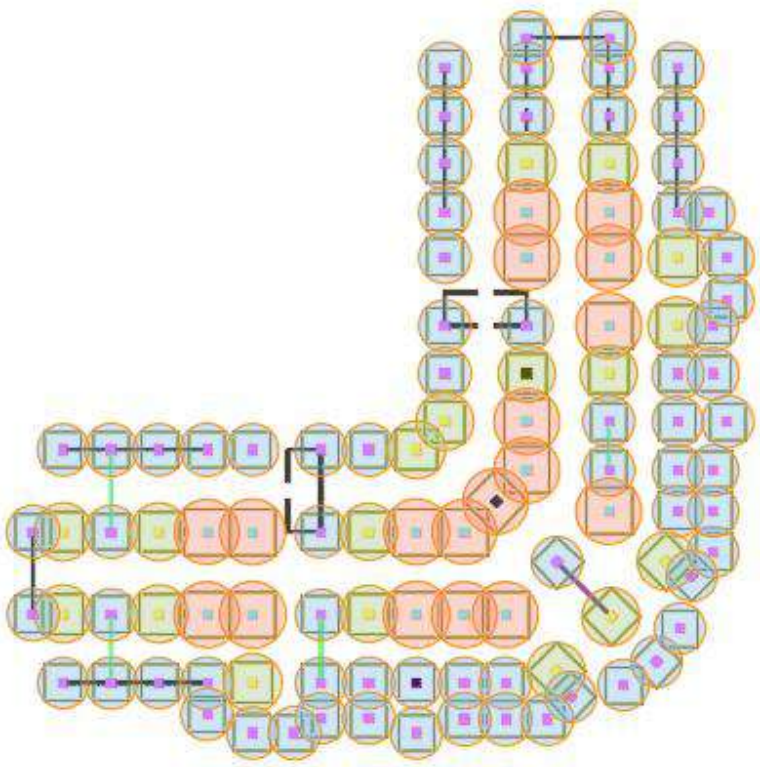


Figure VI.1. *chevauchement des bulles de pression sous la semelle (Sans joint).*

Il y a un risque de chevauchement entre les bulles de pression des semelles suivant les deux directions, ce qui nous oblige de passer aux semelles filantes.

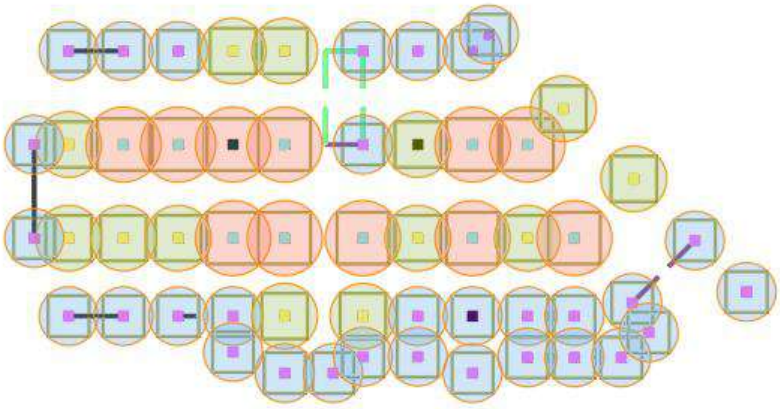


Figure VI.2. *chevauchement des bulles de pression sous la semelle (Avec joint).*

Il y a un risque de chevauchement entre les bulles de pression des semelles suivant les deux directions, ce qui nous oblige de passer aux semelles filantes ; à par les deux semelles isolée sous joint :

Tableau VI.3. *ferraillage de semelle isolée sous joint à L'ELU (Avec joint).*

Semelle	N_u (kN/ml)	M_x $(kN.m)$	M_y $(kN.m)$	$L(m)$	$h(m)$	$A_{a\,calculée}$ (cm^2)	$A_{a\,adoptée}$ (cm^2)	S_{tb} (cm)
Semelle sous joint (A)	2096.52	9.64	/	2.70	1.30	44.72	33HA14=50.80	8.00
Semelle sous joint (B)	2096.52	/	-28.96	6.40	1.30	103.97	80HA14=123.15	8.00

VI.4.2. Semelle filante

On a deux cas des semelles filantes

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

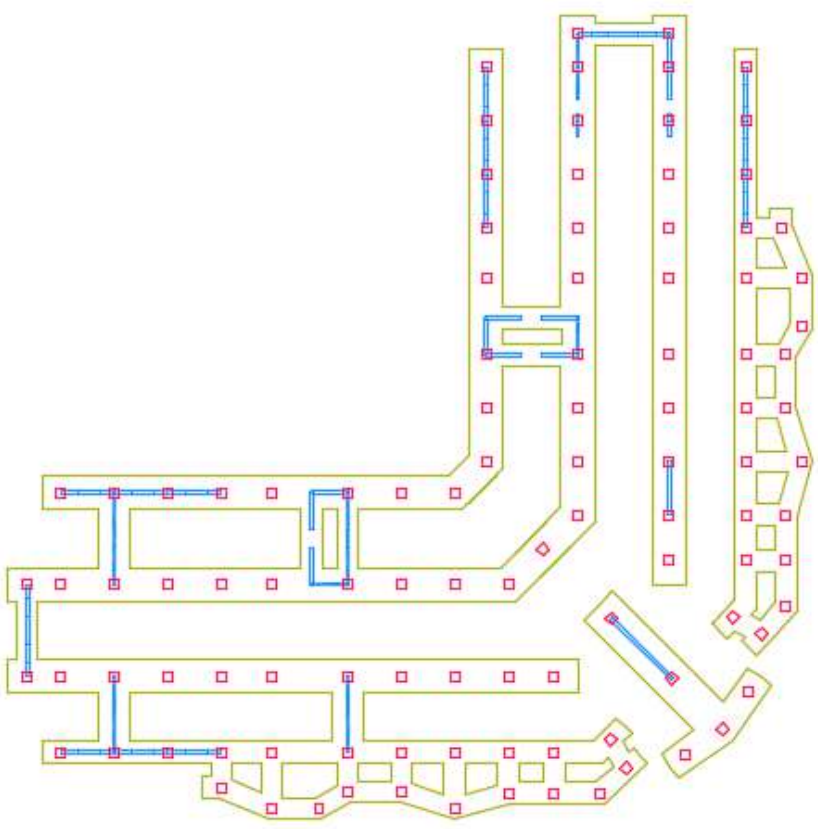


Figure VI.3. *Semelle filante (Sans joint).*

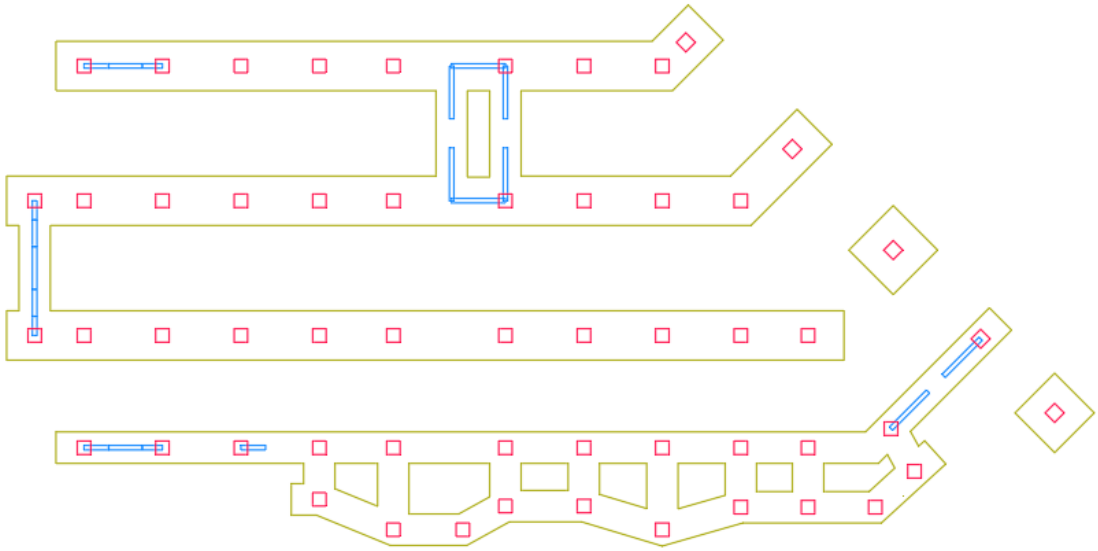


Figure VI.4. *Semelle filante et isolée (Avec joint).*

Tableau VI.5. *Dimensionnement des semelles filantes à l'ELS (Sans joint).*

Semelle	*L(m)*	$\sum N_{ser}\ (kN)$	$B(m)$	$h(cm)$	$B_{ch}(m)$	$h_{ch}(cm)$	$\sigma(Mpa)$	$\overline{\sigma_{sol}}$ (bars)	$\sigma \leq \overline{\sigma_{sol}}$
Semelle Filante 1	72.00	37912.46	1.85	38	2.20	40	2.07	2.50	Vérifiée
Semelle Filante 2	38.50	11184.04	1.12	23	1.40	30	2.07	2.50	Vérifiée
Semelle Filante 3	12.50	8144.215	2.30	55	2.70	60	2.41	2.50	Vérifiée

Tableau VI.6. *Dimensionnement des semelles filantes à l'ELS (Avec joint).*

Semelle	L(m)	$\sum N_{ser}\ (kN)$	$B(m)$	$h(cm)$	$B_{ch}(m)$	$h_{ch}(cm)$	$\sigma(Mpa)$	$\overline{\sigma_{sol}}$ (bars)	$\sigma \leq \overline{\sigma_{sol}}$
Semelle Filante 1	37.45	20174.07	1.85	38.00	2.20	40	2.44	2.50	Vérifiée
Semelle Filante 2	44.16	13975.08	1.25	38.00	1.40	40	2.26	2.50	Vérifiée

Tableau VI.7. *Les Sections choisie et calculée des semelles filantes sous plusieurs poteaux (Sans joint).*

Semelle	N_u (kN/ml)	M_u (kN.m)	A(m)	B(m)	$A_{b.calculée}$ (cm^2)	$A_{b.adoptée}$ (cm^2)	S_{tb} (cm)	$A_{a.rép.cal}$ (cm^2)	$A_{a.rép.adoptée}$ (cm^2)	S_{ta} (cm)
Semelle Filante 1	2889.90	-1.24	3.20	2.20	44.94	30HA14=46.18	10	7.93	12HA10=9.42	20
Semelle Filante 2	2130.85	-20.13	3.30	1.40	23.15	22HA12=24.88	15	2.51	8HA8=4.02	20
Semelle Filante 3	1220.71	-7.87	3.35	2.70	16.28	22HA10=17.28	16	3.32	12HA8=6.03	20

Tableau VI.8. *Les Sections choisie et calculée des semelles filantes sous plusieurs poteaux (Avec joint).*

Semelle	N_u (kN/ml)	M_u (kN.m)	A (m)	B (m)	$A_{b.calculée}$ (cm^2)	$A_{b.adoptée}$ (cm^2)	S_{tb} (cm)	$A_{a.rép.cal}$ (cm^2)	$A_{a.rép.adoptée}$ (cm^2)	S_{ta} (cm)
Semelle Filante 1	2828.10	-96.18	2.20	3.4	45.99	30HA14=46.18	11.00	7.47	12HA10=9.42	20
Semelle Filante 2	2066.25	-18.12	1.40	4.15	16.36	22HA10=17.28	20	1.39	8HA8=4.02	20

Tableau VI.9. *Les Sections choisie et calculée des semelles filantes sous voiles (Sans joint).*

Semelle	N_u (kN/ml)	M_u (kN.m)	A (m)	B (m)	$A_{b.calculée}$ (cm^2)	$A_{b.adoptée}$ (cm^2)	S_{tb} (cm)	$A_{a.rép.cal}$ (cm^2)	$A_{a.rép.adoptée}$ (cm^2)	S_{ta} (cm)
Semelle Filante 1	829.60	-29.47	1	2.20	16.90	11HA14=16.93	9	9.29	12HA10=9.42	18
Semelle Filante 2	480.08	-4.23	1	1.40	7.81	7HA12=7.92	14	2.73	7HA8=3.52	20
Semelle Filante 3	983.16	-51.50	1	2.70	16.40	11HA14=16.93	9	11.07	10HA12=11.31	10

Tableau VI.10. *Les Sections choisie et calculée des semelles filantes sous voile (Avec joint).*

Semelle	N_u (kN/ml)	M_u (kN.m)	A (m)	B (m)	$A_{b.calculée}$ (cm^2)	$A_{b.adoptée}$ (cm^2)	S_{tb} (cm)	$A_{a.rép.cal}$ (cm^2)	$A_{a.rép.adoptée}$ (cm^2)	S_{ta} (cm)
Semelle Filante 1	561.83	0.24	1.00	2.20	10.92	8HA14=12.32	12.5	6.01	12HA8=6.03	18
Semelle Filante 2	619.63	3.19	1.00	1.4	7.30	7HA12=7.92	14	2.56	7HA8=3.52	20

VI.4.3. Poutre de Libage

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

- La semelle continue.
- La poutre de libage.

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

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

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

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

K : raideur du sol (K = 12 kg/cm3) ;

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

hp : la hauteur de la poutre de libage.

Tableau VI.11. *Dimensionnement de la poutre de libage (Sans joint).*

Elément	b (cm)	L_{max} (m)	$h_{p\ calculé}$ (cm)	$h_{p\ adopté}$ (cm)
PL	70	4.40	88.76	110

Tableau VI.12. *Dimensionnement de la poutre de libage (Avec joint).*

Elément	b (cm)	L_{max} (m)	$h_{p\ calculé}$ (cm)	$h_{p\ adopté}$ (cm)
PL	70	4.40	88.76	100

- ✓ Donc la section de la poutre de libage de (R=3.5 Sans joint) : **70x110 cm².**
- ✓ Et la section de la poutre de libage (R=5 Avec joint) : **70x100 cm².**

Tableau 0.13. *Détermination des valeurs de (q) de la poutre de libage (Sans joint).*

Section (cm^2)	$\sum N_u$ (KN)	$\sum N_s$ (KN)	$L_{semelle}$ (m)	$P_{semelle}$ (KN)	$L_{p.libage}$ (m)	$P_{P.libage}$ (KN)	$P_{P.remblai}$ (KN)	σ_{ser} (MPa)	σ_{adm} (MPa)	q_u (KN/ml)	q_{ser} (KN/ml)
PL (70x110)	26622.39	19454.44	38.00	1539	18.85	230.91	1667	2.23	2.5	822	602

Tableau 0.14. *Détermination des valeurs de (q) de la poutre de libage (Avec joint).*

Section (cm^2)	$\sum N_u$ (KN)	$\sum N_s$ (KN)	$L_{semelle}$ (m)	$P_{semelle}$ (KN)	$L_{p.libage}$ (m)	$P_{P.libage}$ (KN)	$P_{P.remblai}$ (KN)	σ_{ser} (MPa)	σ_{adm} (MPa)	q_u (KN/ml)	q_{ser} (KN/ml)
PL (70x100)	24275.40	17729.35	38.00	836.00	31.70	332.85	1552.25	2.44	2.5	735.49	538.17

Tableau 0.15. *Détermination des sollicitations de la poutre de libage (Sans joint).*

ELU			ELS	
M_a (kN.m)	M_t (kN.m)	T(kN)	M_a (kN.m)	M_t (kN.m)
-1082.66	711.94	1805.16	-792.90	651.75

Tableau 0.16. *Détermination des sollicitations de la poutre de libage (Avec joint).*

ELU			ELS	
M_a (kN.m)	M_t (kN.m)	T(kN)	M_a (kN.m)	M_t (kN.m)
-988.19	629.512	1625.10	-723.08	460.624

VI.4.3.1. Calcul des armatures longitudinales

Tableau 0.17. *Calcul des armatures longitudinales de la poutre de libage à L'ELU (Sans joint).*

Poutre de libage		M_u (kN.m)	A (cm^2)	A'(cm^2)	$A_{adoptée}$ (cm^2)
Semelle filante 1 sur x	**Travée**	711.94	19.77	0,00	5HA16 + 5ChpHA16 = 20.11
	Appuis	-1082.66	30.60	0,00	5HA16 + 11ChpHA16 = 32.17

Tableau 0.18. *Calcul des armatures longitudinales de la poutre de libage à L'ELU (Avec joint).*

Poutre de libage		M_u (kN.m)	A (cm^2)	A'(cm^2)	$A_{adoptée}$ (cm^2)
Semelle filante 1 sur x	**Travée**	629.512	19.33	0,00	5HA16 + 5ChpHA16 = 20.11
	Appuis	-988.19	31.03	0,00	5HA16 + 11Ch HA16 = 32.17

VI.4.3.2. Vérification des contraintes à l'ELS

- ✓ Pour une fissuration préjudiciable :

Tableau 0.19. *Vérifications des armatures longitudinales de la poutre de libage à l'ELS (Sans joint).*

Poutre de libage		M_{ser} (kN.m)	σ_b (MPa)	σ_s (MPa)	σ_s' (MPa)	$\overline{\sigma_b}$ (MPa)	$\overline{\sigma_s}$ (MPa)	$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$	$\sigma_s, \sigma_s' \leq \overline{\sigma_s}$
Semelle filante 1 sur x	**Travée**	651.75	5.46	201,63	70.63	15	201.63	Vérifiée	Vérifiée
	Appuis	-792.90	6.23	201,63	83.79	15	201.63		

Tableau 0.20. *Vérifications des armatures longitudinales de la poutre de libage à l'ELS (Avec joint).*

Poutre de libage		M_{ser} (kN.m)	σ_b (MPa)	σ_s (MPa)	σ_s' (MPa)	$\overline{\sigma_b}$ (MPa)	$\overline{\sigma_s}$ (MPa)	$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$	$\sigma_s, \sigma_s' \leq \overline{\sigma_s}$
Semelle filante 1 sur x	**Travée**	460.624	4.46	201,63	57.08	15	201.63	Vérifiée	Vérifiée
	Appuis	-723.08	6.61	201,63	88.23	15	201.63		

VI.4.3.3. Vérification du cisaillement de la poutre de libage **(CBA 91 Art.5.2.4.2).**

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

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

- **On (R=3.5 Sans joint).**

$$\tau = \frac{1805.16 \times 10^3}{700 \times 1070} = 2.41\ \text{MPa} < \bar{\tau} = 2{,}50\ \text{MPa} \dots\dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

- **On (R=5 Avec joint).**

$$\tau = \frac{1625.10 \times 10^3}{700 \times 970} = 2.39\ \text{MPa} < \bar{\tau} = 2{,}50\ \text{MPa} \dots\dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

VI.4.3.4. Armatures transversales

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

Tableau 0.21. *Calcul des armatures transversales de la poutre de libage (Sans joint).*

Section (cm^2)	T (kN)	τ (MPa)	CBA 93		RPA 99 V2003			$S_{calculée}$ (cm)	$S_{t.adoptée}$		$A_{t.adoptée}$ (cm^2)
			S_t (cm)	A_t (cm^2)	S_{ZN} (cm)	S_{ZC} (cm)	A_t (cm^2)		S_{ZN} (cm)	S_{ZC} (cm)	
70x110	1805.16	2.41	40	2.80	19.20	55	4.03	11.95	15	30	6HA10=4.71

Tableau 0.22. *Calcul des armatures transversales de la poutre de libage (Avec joint).*

Section (cm^2)	T (kN)	τ (MPa)	CBA 93		RPA 99 V2003			$S_{calculée}$ (cm)	$S_{t.adoptée}$		$A_{t.adoptée}$ (cm^2)
			S_t (cm)	A_t (cm^2)	S_{ZN} (cm)	S_{ZC} (cm)	A_t (cm^2)		S_{ZN} (cm)	S_{ZC} (cm)	
70x100	1625.10	2.39	40	2.80	19.20	50	4.03	11.95	15	30	6HA10=4.71

VI.4.3.5. Armatures de peau selon **CBA93 Art.7.3**

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

❖ **On (Sans joint).**

$A_p = 3 \times 1{,}1 = 3{,}3\ cm^2$, donc on adopte $4HA12 = 4{,}52\ cm^2$.

❖ **On (Avec joint).**

$A_p = 3 \times 1.00 = 3.00\ cm^2$, donc on adopte $4HA12 = 4{,}52\ cm^2$.

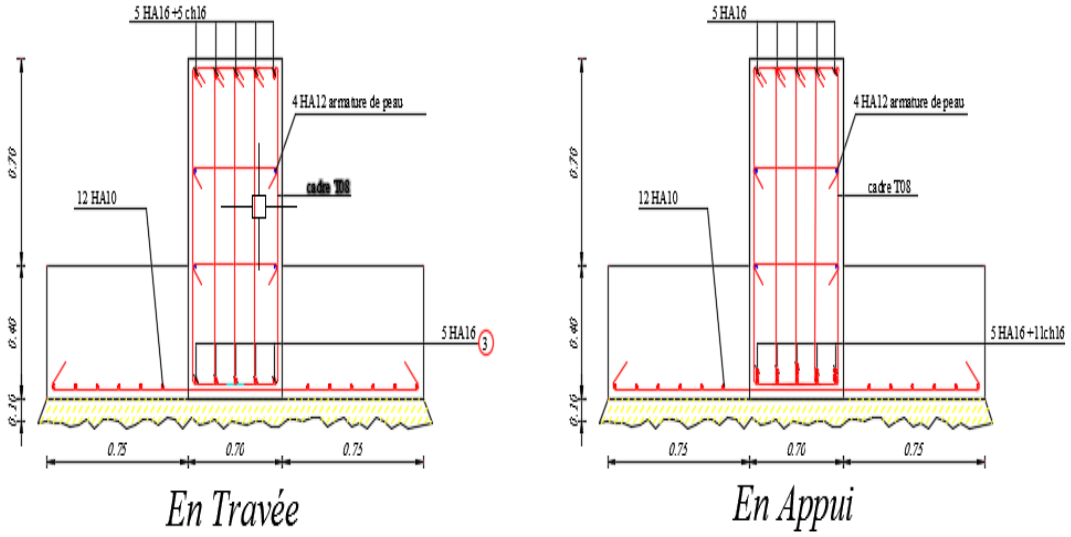


Figure VI.5 *Ferraillage de la semelle filante 1 sur x (Sont joint).*

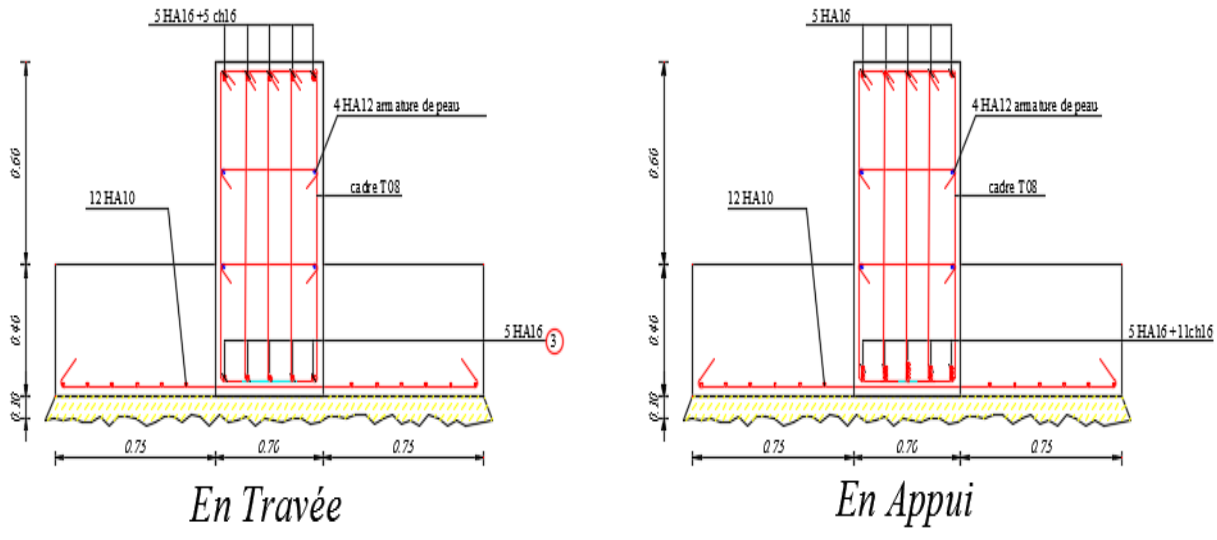


Figure VI.6. *Ferraillage de la semelle filante 1 sur x (Avec joint).*

VI.5. Les longrines

Ferraillage des longrines selon RPA99 Version 2003 Art.10.1.1

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

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

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

La section choisie : $30 \times 30 cm^2$.

$(Zone\ III, S1)$.

Le ferraillage minimum doit être de 0,6 % de la section avec des cadres dont l'espacement est inférieur à la min (20 cm, 15 (ø1).

La solidarisation par longrines ou dispositif équivalent est toujours exigée sauf dans le cas de semelles ancrées (coulées en pleine fouille) dans un sol rocheux sain, non fracturé (sites de catégorie SI) et dans le cas d'un site de catégorie S2 en zone I. **RPA99 Version 2003 Art.10.1.1 (b) et (c)**

Tableau 0.23. *Ferraillage longitudinal des longrines (Sans joint).*

Section (cm^2)	**A_{min} CBA (cm^2)**	**A_{min} RPA (cm^2)**	**$A_{adoptée}$ (cm^2)**	**Vérification**
30x30	0,90	5,40	6HA12= 6.79	Vérifiée

Tableau 0.24. *Ferraillage longitudinal des longrines (Avec joint).*

Section (cm^2)	**A_{min} CBA (cm^2)**	**A_{min} RPA (cm^2)**	**$A_{adoptée}$ (cm^2)**	**Vérification**
30x30	0,90	5,40	6HA12= 6.79	Vérifiée

Tableau 0.25. *Calcul des armatures transversales des longrines (Sans joint).*

A_t (cm^2)	$S_{t.min}$ (cm)	$S_{t.Zn}$ (cm)	$S_{t.Zc}$ (cm)
2HA8= 1.01	18	18	18

Tableau 0.26. *Calcul des armatures transversales des longrines (Avec joint).*

A_t (cm^2)	$S_{t.min}$ (cm)	$S_{t.Zn}$ (cm)	$S_{t.Zc}$ (cm)
2HA8= 1.01	18	18	18

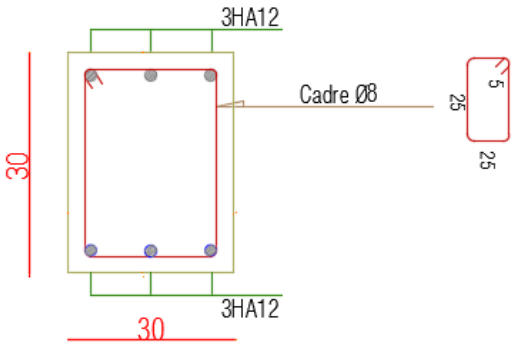


Figure VI.7. Ferraillage de la longrine *(Sans joint)*

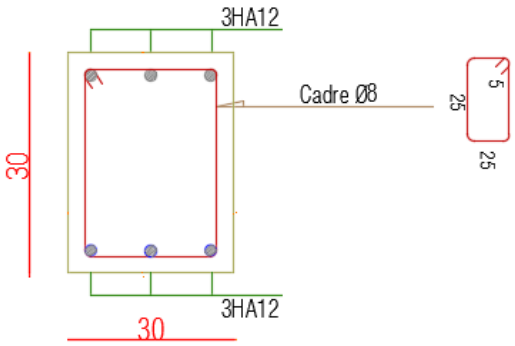


Figure VI.8. *Ferraillage de la longrine (Avec joint).*

CHAPITRE VII

Etude comparative

VII-1-Introduction :

Dans ce chapitre on a effectué le calcul quantitatif de béton et de l'acier des deux cas étudiés, afin de connaitre et de comparer l'influence des deux types de structures (Sans joint et le Avec joint) sur l'aspect technique et économique.

VII-1-Aspect technique :

VII.1.1 Les périodes :

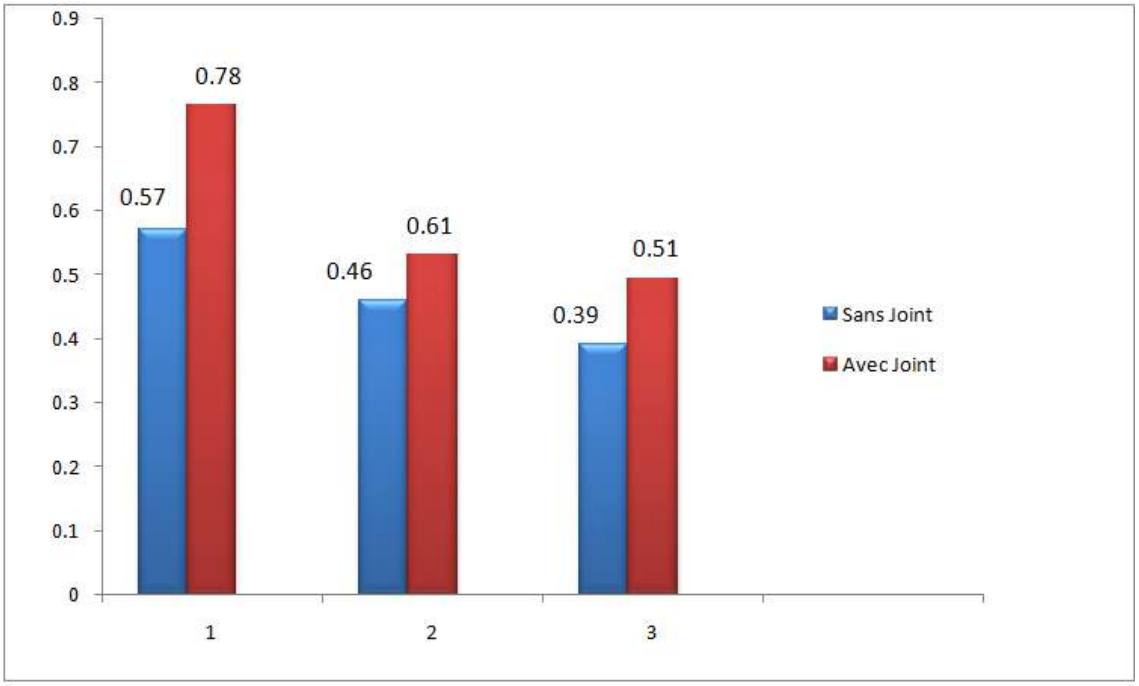


Figure VII.1 *Les périodes de trois premiers modes des deux types.*

La figure VII.1 illustre une comparaison entre les périodes des trois premiers modes de vibration des structures étudiées avec et sans joint de dilatation, d'après cette figure, on remarque une diminution importante des périodes sur le troisième mode par rapport aux premiers modes qui passe de (0.57s à 0.39 s), et de (0.78s à 0.51s) pour les deux cas étudié. On remarque également que les périodes des modes propres de vibration de la structure avec joint sont plus importantes que celles de la structure sans joint, ce résultat peut être attribué principalement a à la forte rigidité de la structure réalisée sans joint de dilatation par rapport a celle réalisée avec joint, de plus il existe une relation inversement proportionnelle entre la masse de la structure et sa rigidité.

$$T=2\pi\sqrt{\frac{m}{k}}$$

VII.1.2 Participation massique :

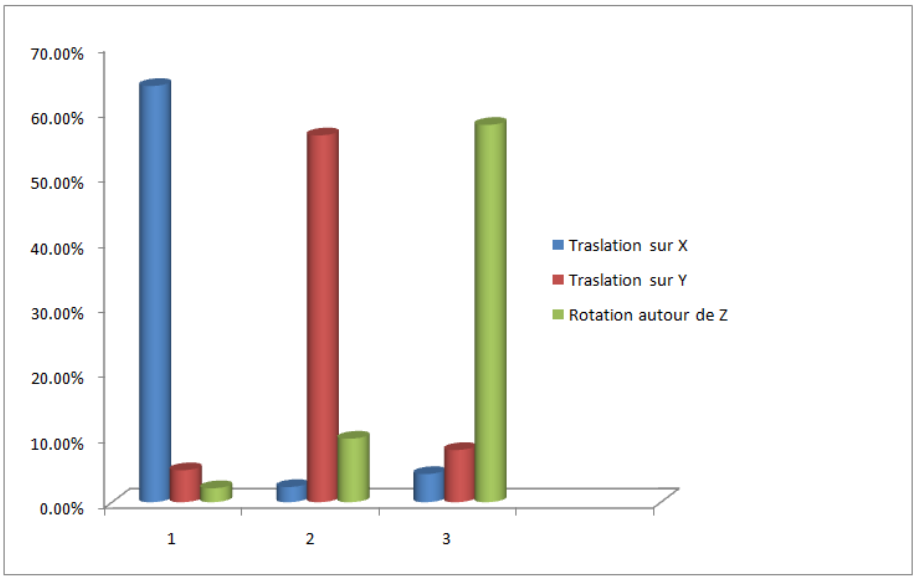


Figure VII.2. *Participation massique de trois premiers modes (Sans joint).*

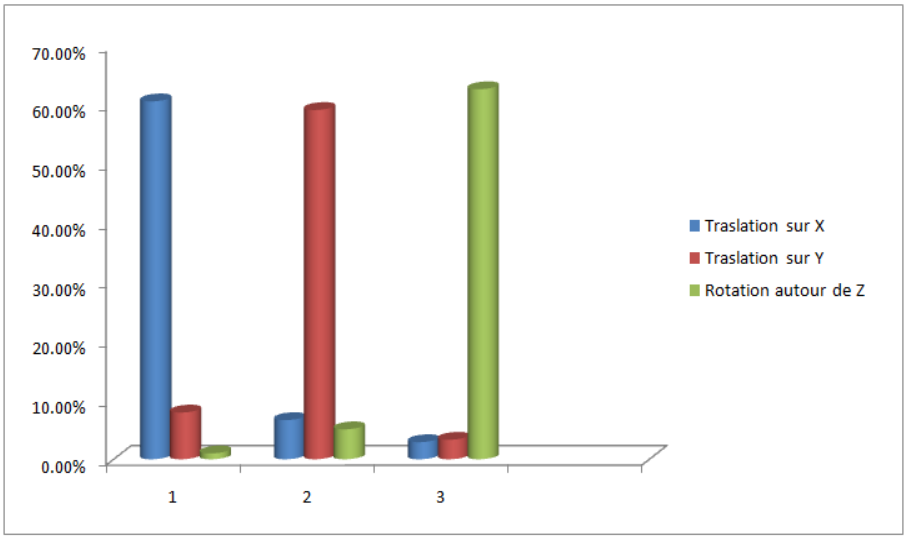


Figure VII.3 *Participation massique de trois premiers modes (Avec joint).*

Tableau VII.1. *Participation massique de trois premiers modes (Avec joint).*

	Sans joint			Avec joint		
1	63.81%	4.89%	2.14%	60.63%	7.92%	1.00%
2	2.33%	56.24%	9.74%	6.64%	59.17%	5.08%
3	4.32%	8.00%	57.84%	2.90%	3.31%	62.68%

Le pourcentage de participation massique des deux structures étudiées sans et avec joint sont représentées sur les figures VII .2 et VII 3 respectivement. On remarque d'âpres ces deux figures un effet négligeable du joint de dilatation vis-à-vis le taux de participation massique des trois premier modes de vibration, le même comportement a été obtenue pour les deux cas, ce résultat pourrait être attribué au fait que la forme de la structure n'a aucun effet sur le taux participation massique.

VII.1.3Le poids totale de la structure :

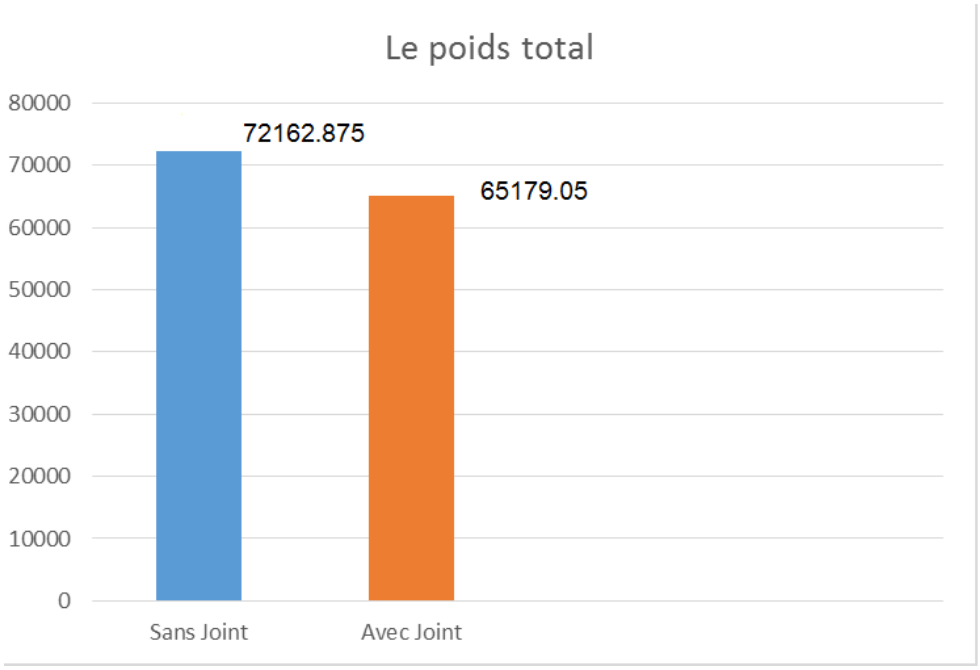


Figure VII.4 *Représentation graphique de la masse des deux structures en KN.*

La figure VII.4 illustre la représentation graphique de la masse des deux structures étudiées en *KN*, d'après cette figure on remarque que le bâtiment étudié sans joint de dilatation présente un poids relativement important (environ 7000 KN) de plus, par rapport a celui du bâtiment étudié en présence de joint de dilatation, cette augmentation est due principalement au nombre important de voiles de contreventement mis en place de la structure réalisée en absence de joint de dilatation.

VII.1.4 Force sismique :

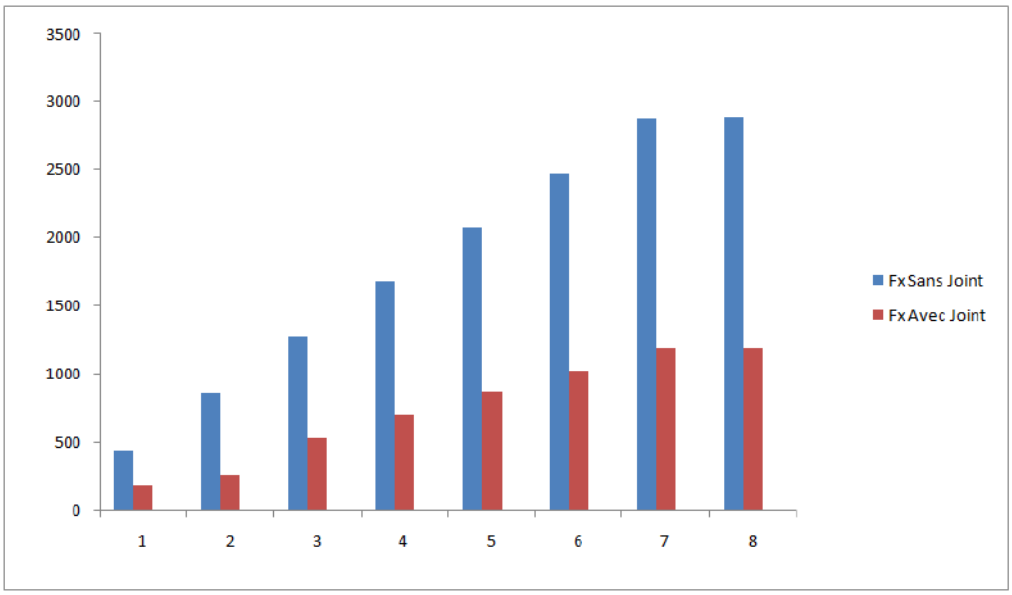


Figure VII.5 *Force sismique aux étages suivant l'axe X.*

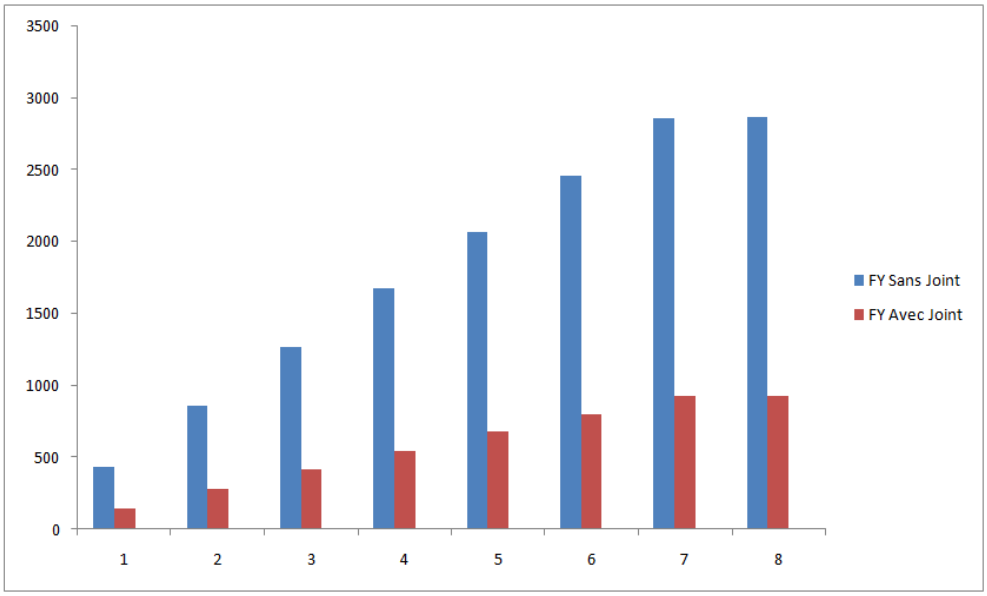


Figure VII.6 *Force sismique aux étages suivant l'axe Y.*

Tableau VII.2. *Force sismique aux étages suivant l'axe X.*

étage	**Fx** Sans Joint	**Fx** Avec Joint
1	435.04	181.26
2	859.67	257.79
3	1274.31	529.69
4	1680.97	697.61
5	2076.95	861.37
6	2466.54	1021.91
7	2872.71	1186.26
8	2878.08	1181.37

Tableau VII.3. *Force sismique aux étages suivant l'axe Y.*

étage	**FY** Sans Joint	**FY** Avec Joint
1	432.63	142.13
2	854.9	280.54
3	1267.23	415.33
4	1670.74	546.99
5	2065.42	675.39
6	2452.85	801.27
7	2856.76	930.13
8	2862.11	926.3

La répartition des forces sismique sur les niveaux, suivant les deux axes X et Y sont représentés sur les Figures VII.5 et VII.6 respectivement. D'après ces figures en remarque clairement que la force sismique augmente proportionnellement avec la hauteur d'étage pour les deux cas étudiés et suivant les deux axes. Tandis que, la présence d'un joint de dilation dans une construction a fortement diminué l'instancié des forces sismiques reparties sur les niveaux par rapport a la structure réalisé sans joint pour tous les niveaux, du moment que les deux constructions présentent les mêmes hauteurs d'étages, ce résultats pourrait êtres la conséquence des différents poids des planchers des deux types de structure.

VII.3. Aspect économique :

Tableau VII.4. *Le calcul quantitatif du béton de superstructure (Sans joint).*

L'élément	b (m)	h (m)	L total (m)	e (m)	Surface (m^2)	Volume total (m^3)	Poids (kN)
Ps (30x35)	0.30	0.35	2338.320	/	/	245.523	6138.075
Pp (30x50)	0.30	0.50	3132.680	/	/	469.902	11747.550
CH (30x30)	0.30	0.30	210.880	/	/	18.979	474.475
Long (30x30)	0.30	0.30	676.530	/	/	60.887	1522.175
PPalier (30x35)	0.30	0.35	38.760	/	/	4.069	101.725
POT (60X60)	0.60	0.60	720.800	/	/	259.488	6487.200
POT (55X55)	0.55	0.55	720.800	/	/	218.042	5451.050
POT (50X50)	0.50	0.50	720.800	/	/	180.200	4505.00
POT (45X45)	0.45	0.45	720.800	/	/	145.962	3649.050
Voile 20	/	/	/	0.20	3180.080	636.016	15900.400
DP 15	/	/	/	0.15	1271.759	190.763	4769.075
DM 25	/	/	/	0.25	28.800	7.200	180.00
Plancher 24	/	/	/	0.04	9773.550	390.942	9773.55
Escalier 20	/	/	/	0.20	292.710	58.542	1463.550
						2886.515	72162.875

Tableau VII.5. *Le calcul quantitatif du béton de superstructure (Avec joint).*

L'élément	b (m)	h (m)	L total (m)	e (m)	Surface (m^2)	Volume total (m^3)	Poids (kN)
Ps (30x35)	0.30	0.35	2338.320	/	/	245.523	6138.075
Pp (30x50)	0.30	0.50	3299.96	/	/	494.994	12374.850
CH (30x30)	0.30	0.30	210.880	/	/	18.979	474.475
Long (30x30)	0.30	0.30	697.88	/	/	62.809	1570.225
PPalier (30x35)	0.30	0.35	38.760	/	/	4.069	101.725
POT (60X60)	0.60	0.60	748.00	/	/	269.280	6732.00
POT (55X55)	0.55	0.55	748.00	/	/	226.270	5656.750
POT (50X50)	0.50	0.50	748.00	/	/	187.00	4675.00
POT (45X45)	0.45	0.45	748.00	/	/	151.470	3786.75
Voile 20	/	/	/	0.20	1496.560	299.321	7483.025
DP 15	/	/	/	0.15	1271.759	190.763	4769.075
DM 25	/	/	/	0.25	28.800	7.200	180.00
Plancher 24	/	/	/	0.04	9773.550	390.942	9773.55
Escalier 20	/	/	/	0.20	292.710	58.542	1463.55
						2607.189	65179.05

Tableau VII.6. *Le prix total de superstructure.*

Type	Volume total (m^3)	Poids (kN)	Prix (DA)	Prix total (DA)
Sans joint	2886.515	72162.875	30000.00	86595450
Avec joint	2607.189	65179.05	30000.00	78215670
			Différence du prix (DA)	8379780

Tableau VII.7. *Le calcul quantitatif du béton de l'infrastructure (Sans joint).*

Semelle	b (m)	h (m)	L total (m)	Volume total (m^3)	Poids (kN)
Semelle Filante 1	2.20	0.40	224.40	197.472	4936.80
Semelle Filante 2	1.40	0.30	184.80	77.616	1940.40
Semelle Filante 3	2.70	0.60	10.30	16.686	417.15
Poutre de Libage	0.70	1.10 - $h_{semelle}$	268.80	140.00	3500.00
				431.774	10794.35

Tableau VII.8. *Le calcul quantitatif du béton de l'infrastructure (Avec joint).*

Semelle	b (m)	h (m)	L total(m)	Volume total (m^3)	Poids (kN)
2 Semelle Isolée sous joint	2.70	1.30	6.40	44.928	1123.20
Semelle Filante 1	2.20	0.40	205.50	180.84	4521.00
Semelle Filante 2	1.40	0.40	190.45	106.652	2666.30
Poutre de Libage	0.70	1.00 - $h_{semelle}$	291.50	146.874	3671.85
				479.294	11982.35

Tableau VII.9. *Le prix total de l'infrastructure*

Type	Volume total (m^3)	Poids (kN)	Prix (DA)	Prix total (DA)
Sans joint	431.774	10794.35	30000.00	12953220
Avec joint	479.294	11982.35	30000.00	14378820
			Différence du prix (DA)	1425600

Tableau VII.10. *Déférence total du prix de béton*

Type	Prix de l'infrastructure (DA)	Prix de superstructure (DA)	Prix total (DA)
Sans joint	12953220	86595450	99548670
Avec joint	14378820	78215670	92594490
		Différence du prix (DA)	6954180

VII.3.1 volume du béton :

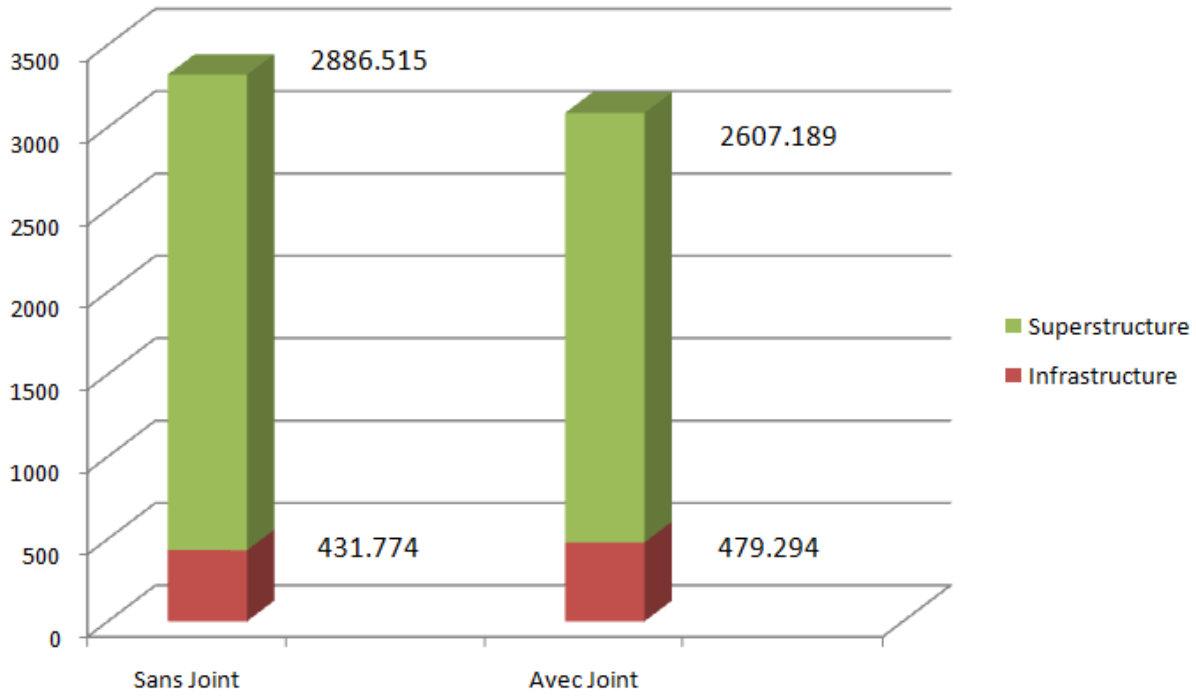


Figure VII.7 *Le volume de béton de superstructure et infrastructure des deux cas étudiés.*

Figure VII.7 présente le volume de béton des éléments structuraux des deux cas étudiés, d'après cette figure on remarque, que le volume du béton de la structure étudiée avec joint de dilatation est inferieure par rapport au volume de béton de la structure réalisée sans joint, un gain d'environ 280 m^3 de béton a été obtenu. Tandis qu'au niveau de l'infrastructure, le volume du béton dans la structure avec joint est légèrement supérieur par rapport au volume du béton de la structure sans joint, cela est dû au type de fondation utilisé pour chaque cas.

VII.3.2 Section d'acier :

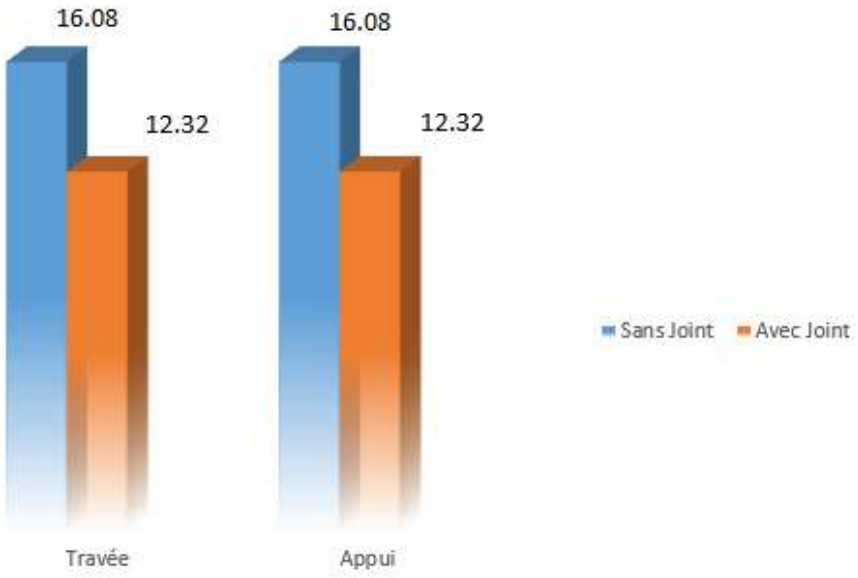


Figure VII.8 *Quantité d'acier des poutres principales*.

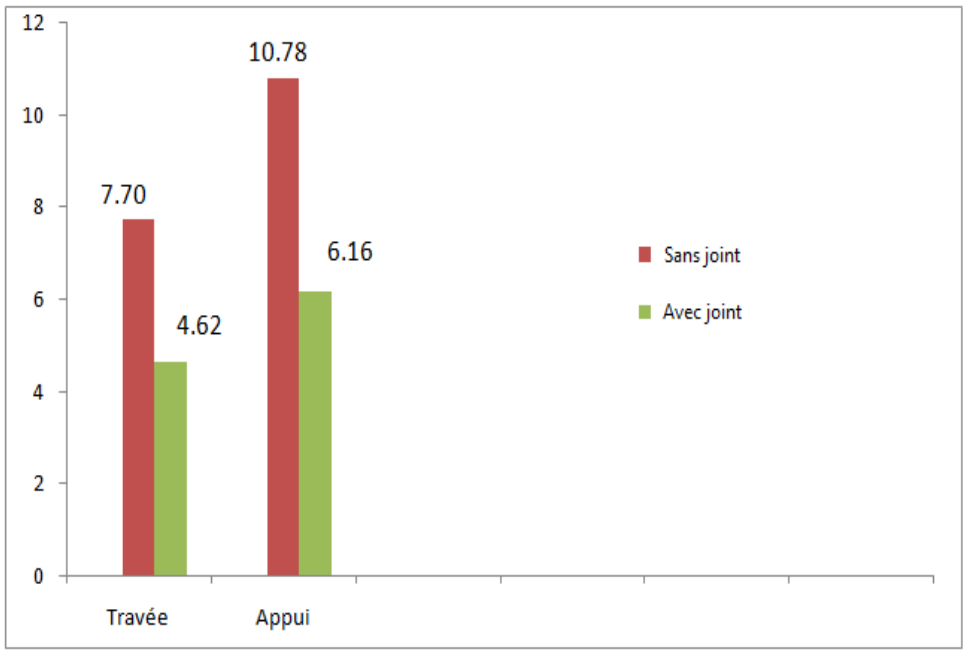


Figure VII.9 *Quantité d'acier des poutres secondaires.*

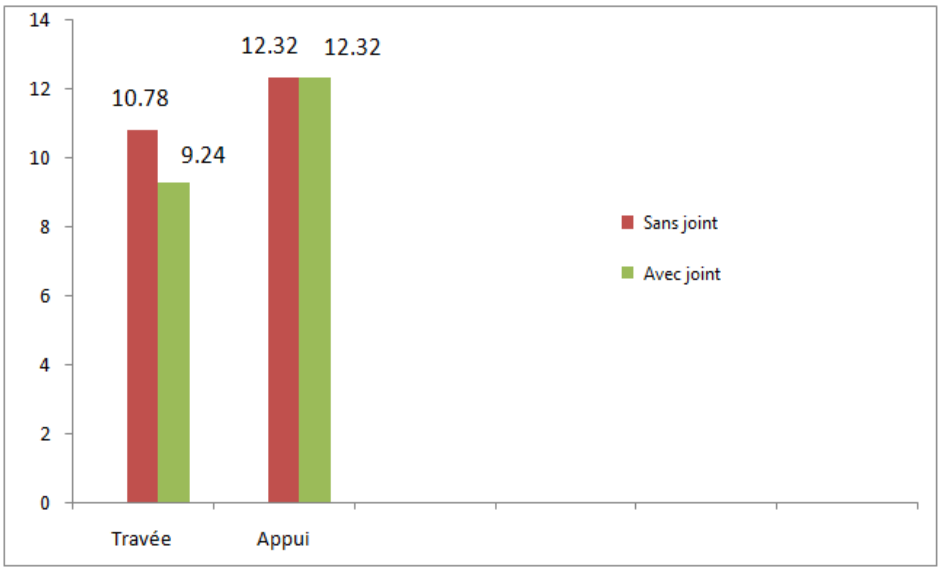


Figure VII.10 *Quantité d'acier des poutres secondaire à l'effet de la charge thermique*.

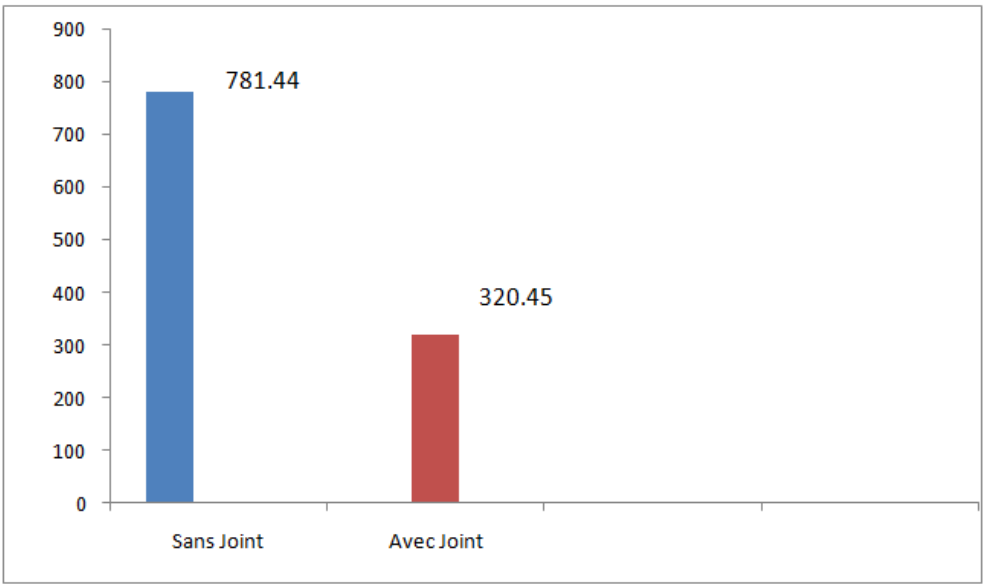


Figure VII.11 *Quantité d'acier des voiles.*

Les figures VII.8 à VII.11 illustrent la quantité d'acier des éléments structuraux des deux cas étudiés, d'après ces figures on remarque, que les quantités d'acier nécessaire pour la réalisation de la structure avec joint de dilatation est nettement inferieure par rapport a celle de la structure sans joint de dilatation particulièrement celle de voile, ce résultats est due principalement a la l'intensité de la force sismique qui nécessite une section importante de ferraillage pour reprendre les efforts.

Conclusion :

A la fin de ce chapitre, on peut conclure qu'un joint de dilation offre a la structure plusieurs avantages techniques et économiques, il réduit de façon considérable les quantités de matériaux utilisés, ainsi que la diminution de l'intensité de la force sismique induisant par conséquent une stabilité de la structure réalisée.

Conclusion générale

L'objectif principal de ce travail était donc d'étudier l'effet du joint de dilatation d'un bâtiment de forme géométrique irrégulière sur le comportement dynamique de la structure. A cet effet une étude a été menée sur une structure composée de sept étages, implantée dans une zone de forte sismicité.

Suite à cette étude, nous avons pu tirer un certain nombre de conclusions relatives au comportement dynamique des structures de formes régulière ou irrégulière. La présence d'un joint de dilatation dans une structure en béton armé offre plusieurs avantages techniques et économiques.

Parmi ces résultats on peut citer :

1. L'absence de joint de dilatation conduit à une excentricité importante ce qui augmente la probabilité d'avoir une torsion considérable de la structure.
2. La structure réalisée sans joint de dilation, présente une rigidité plus importante par rapport à celle réalisée avec joint.
3. Un nombre important de voile de plus (14 voiles), devraient être mis en places afin de stabiliser une structure sans joint, par rapport a celle réalisée avec joint.
4. La présence d'un joint de dilatation réduit la quantité de ferraillage nécessaire des éléments de contreventement d'un bâtiment.
5. Une réduction du coup de réalisation, de la structure réalisée avec joint de dilatation, par rapport a celle sans joint, un gain d'environ de sept cent millions de dinars (700.000,000 DA) a été obtenue.

D'après l'étude réalisée, il faut souligner que pour une bonne conception antisismique, il est très important de prendre en compte tous les paramètres qui affectent la stabilité des structures. De plus, l'ingénieur civil et l'architecte doivent travailler en collaboration, en tenant compte de toutes les contraintes engendrées sur la structure, afin d'arriver a un bon produit et sans surcoût supplémentaire.

A la fin, Cette étude nous a permis de mettre en pratique toutes nos connaissances théoriques acquises durant la formation universitaire. Cependant, les travaux dans le cadre de ce mémoire ont été limités à l'étude de l'effet de joint de dilatation sur le comportement dynamique de structure. Par conséquent, nous recommandons, pour de futurs travaux d'élargir des études sur l'effet d'autres paramètres sur les structure en béton armé.

Annexe 1

la loi de dégression

$Q_0 + \frac{3+n}{2n}(Q1 + Q_2 + \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots + Q_n)$

Avec :

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

Q0 : La charge d'exploitation sur la terrasse.

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

On utilise le $\frac{3+n}{2n}$ à partir du cinquième étage (on démarre de haut en bas).

Charge d'exploitation : Q_{total}

$Q_{total} = Q \times S_t = 1 \times 17.63$ ……**Q_{total} = 17.63 KN**

Plancher terrasse : $Q_0 = Q_{terrasse} * St$

9^{eme} : $Q_0 + Q_1$;

$8^{éme}$: $Q_0 + 0.95*(Q_1 + Q_2)$;

$7^{éme}$: $Q_0 + 0.90*(Q_1 + Q_2 + Q_3)$;

$6^{éme}$: $Q_0 + 0.85*(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$;

$5^{éme}$: $Q_0 + 0.80*(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5)$;

$4^{éme}$: $Q_0 + 0.75*(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6)$;

$3^{éme}$: $Q_0 + 0.714*(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7)$;

$2^{éme}$: $Q_0 + 0.688*(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8)$;

$1^{éme}$: $Q_0 + 0.667*(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9)$;

RDC: $Q_0 + 0.650*(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9 + Q10)$;

S-S: $Q_0 + 0.636*(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9 + Q_{10} + Q_{11})$;

Annexe 2

Pour les poutrelles (Avant coulage)

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

-Son poids propre.

-Le poids de corps creux (entrevous).

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

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

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

Les charges revenantes à la poutrelle avant coulage

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

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

Calcul de μ

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

$\mu_l = 0.392$

Pour les poutres et bandes de dalles

On peut admettre que $I_f$est défini par la relation:

$$I_f = 1{,}1\frac{I_0}{1 + (\lambda\,.\,\mu)}$$

Dans laquelle les coefficients λ et μ sont égaux à :

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

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

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

Dans ces expressions :

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

avec:

n=15;

f_{t28}:la résistance caractéristique du béton à la traction exprimée en MPa;

σ_s:la contrainte de traction effective de l'armature correspondant au cas de charge considéré;

ρ: Le pourcentage ou rapport de l'aire A de la section de l'armature tendue à l'aire de la section utile de la nervure;

$$\rho = \frac{A}{b_0.d}$$

b_0:la largeur de la nervure et b celle de la table de compression.

Les courbures de la nervure $\frac{1}{r_i}$ et $\frac{1}{r_v}$ sont évaluées en prenant en compte respectivement les moments d'inertie I_{fi} et I_{fv} correspondant a λ_i et λ_v et les modules de déformation longitudinale correspondants E_i et $E_v = \frac{1}{3} E_i$.

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

M étant le moment fléchissant qui sollicite la section considérée sous la combinaison d'état limite de service envisagé.

Adéfaut d'une justification basée sur l'évaluation des déformations à partie des valeurs des courbures,on peut admettre que les flèches$f_i$et f_v sont égales à:

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

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

Annexe 3

la méthode forfaitaire: (pour les poutres)

-Méthode de calcul :

On utilise la méthode forfaitaire puisque les conditions d'application sont vérifiées.

Pour calculer les poutrelles on utilise la méthode forfaitaire ou la méthode de Caquot, on vérifie si la méthode forfaitaire est applicable si non on passe à méthode de Caquot.

Les conditions du la méthode forfaitaire sont :

1- La surcharge d'exploitation Q ne doit pas dépasser max entre le double des charges permanentes ou bien 5 KN/m^2.

$Q \leq$ Max [2 G et 5 KN/m^2]

2- Le rapport entre les travées successives doit être compris entre 0 ,8 et 1,25.

$0.8 \leq Li / L_i + 1 \leq 1.25$

3- Dans les différentes travées en continuité.
4- Les moments d'inertie des sections transversales sont les même.
5- La fissuration est peu nuisible.

-Exposé de la méthode :

- $\alpha = \frac{Q}{G+Q}$
- $M_t = [\frac{1.2+0.3\alpha}{2}] M_0$ pour travée de rive

  $M_t = [\frac{1+0.3\alpha}{2}] M_0$ pour travée intermédiaire.
- $M_t + \frac{M_e+M_w}{2} \geq$ Max [1.05 M_0 et (1+0.3 α) M_0]

-Moment sur appuis :

- M = 0,2M0……appuis de rive
- M = 0,6M0……pour une poutre à deux travées
- M = 0,5M0……pour les appuis voisins des appuis de rives d'une poutre a plus de deux travée
- M = 0,4M0……pour les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de deux travées.

Avec :

- ✓ M_0 : Moment isostatique. - $M_0 = \frac{P_u L^2}{8}$ (ELU)

- $M_0 = \frac{P_S L^2}{8}$ (ELS)

- ✓ M_w : Moment max sur l'appui gauche.
- ✓ M_e : Moment max sur l'appui droit.
- ✓ M_t : Moment en travée.
- ✓ Le calcul des moments pour les poutrelles d'une seule travée est :

$M_t = 0.85\ M_0$

$M_A = M_B = -\ 0.5\ M_0$

- les efforts tranchants :

$T_w = \frac{P\ L}{2} + \frac{Me + M\ w}{L}$

$T_e = -\frac{P\ L}{2} + \frac{Me + M\ w}{L}$

Avec :

T_w : effort tranchant à gauche de la travée.

T_e : effort tranchant à droite de la travée.

Annexe 4

Méthode de Caquot : (pour les poutres)

• **Exposé de la méthode**

Cette méthode est applicable pour les charges élevées et quand la méthode forfaitaire n'est pas
applicable.
Elle consiste à calculer les moments aux appuis sous l'effet des charges (uniformes et concentrées) appliquées aux travées voisines de l'appui, puis de déterminer les moments en travée.

• **portée fictive**

Pour toutes les travées on déterminera la longueur fictive

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

•Coefficient de rigidité

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

Où :

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

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

•Cas particulier

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

• Le coefficient de rigidité

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

• Le moment aux appuis

$M_{app}=0,2M_0$……Appuis de rives

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

• Le moment en travée

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

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

Annexe 5

Ferraillage des armatures longitudinales :

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_{bc}.b.d^2}$$

Détermination de :

$\mu \langle \mu_l = 0{,}392$ $\Rightarrow A_s' = 0$ (armatures de compression)

ß = 0.5+√(1-2u) /2

$$At = \frac{M_u}{\beta.d.\sigma_s}$$

On choisira : A^t_{ch}

Annexe 6

Vérification de l'effort tranchant :

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

$\overline{\tau_u}$=Min$\left[\frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b} ; 4MPa\right]$= 2.5 MPa ……la fissuration est prujuduciable

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

Calcul des armatures transversales :

On a: $\phi \leq \text{Min}\left[\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_l\right]$

$a_t = \frac{\pi \phi^2}{4}$; $n_t = 2$; $A_t = a_t.n_t$

- **Escapement:**

$S_t \leq min[0.9\,d\,, 40\,cm]$

Selon le R.P.A 99 [Art A.7.5.2.2]

$A_{t\,min} \leq 0.003\, S_t.b$

- **Vérifications nécessaires :**

Section d'armatures transversales (F_eE400).

$$\frac{A_t}{b_0 \cdot S_t} \geq \frac{\gamma_s(\tau_u - 0.3\, f_{t28}.k)}{0.9.\, f_e.(\cos\alpha + \sin\alpha)}$$

Avec:

K=1 flexion simple et la (fissuration est peu nuisible)

$$\frac{A_t \cdot f_e}{b_0 \cdot S_t} \geq 0.4\,\text{MPa}$$

Ferraillage transversal des poutres

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

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

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

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

Annexe 7

Condition de la flèche de la méthode forfaitaire

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

-Pour les Poutres

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

-Pour les Poutrelles

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

-Pour les Dalles Pleines

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

Avec

$M_t = k \times M_0 k$: est un coefficient rédacteur $(0{,}75 \leq k \leq 0{,}85)$.

Calcul de la flèche :

$\rho = \dfrac{A}{b_0 \cdot d} \Rightarrow \beta_1$ (Tableau).

$\sigma_s = \dfrac{M_{ser} \cdot 10^6}{\beta_1 \cdot d \cdot A}$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \cdot f_{c28}}{\left(2 + 3 \cdot \frac{b_0}{b}\right)\rho}$$

$\lambda_v = \frac{2}{5}\lambda_i$

$$\mu = 1 - \frac{1.75 \cdot f_{t28}}{4 \cdot \rho\sigma_s + f_{t28}} \Rightarrow$$

- **Détermination de l'axe neutre :**

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

- **Moment d'inertie de la section totale :**

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

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

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

$E_i = 11000\sqrt[3]{f_{c28}}$; $E_v = \frac{1}{3}E_i$

$$f_i = \frac{M_{ser} \cdot L^2}{10E_i I_{fi}}$$

$$f_v = \frac{M_{ser} \cdot L^2}{10E_v I_{fv}}$$

$\Delta f = f_v - f_i$

Il faut avoir : $\Delta f < \bar{f}$

Avec: $\bar{f} = 5cm + \frac{L}{1000}$

Annexe 8

Méthode des lignes de rupture

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 le long du support.

Principe de calcule :

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

a) travail externe :

Il est fonction de la charge, les dimensions du panneau de la dalle, et de la flèche maximale. $T_{ext} = q. S. f$

Avec :

P : Charge totale

S: Surface de répartition de la charge

f : flèche du centre de gravité de S.

f= f/3 : triangulaire.

f= f/2 : rectangulaire.

b) Travail interne :

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

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

M : Moment de flexion.

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

θ: Angle de rotation.

Le principe de l'état d'équilibre consiste à poser :

Travail extérieur = Travail intérieur ($\sum T_{ext} = \sum T_{int}$).

Travail extérieur : en fonction de (charge, portée).

Travail intérieur : en fonction du moment.

Hypothèses du calcul :

Pour pouvoir déterminer les fissures (lignes de rupture) dans la dalle, on se base sur les hypothèses de calcules suivantes :

1) La ligne de rupture divise la dalle en plusieurs régions appelées régions rigides et elles sont supposées rester planes après déformation.
2) Les lignes de rupture sont des lignes droites et se terminent toujours sur le pourtour de la dalle.
3) la ligne de rupture entre 2 régions rigides doit passer par l'intersection des axes de rotation de ces régions.
4) L'axe de rotation se trouve toujours le long du support (appuis).
5) On schématise :

- Un côté libre par trait continu.

- Un appui simple par un trait continu contenant des hachures.

- Un encastrement par un trait continu contenant des doubles hachures.

6) on appelle :

* Ligne de rupture (+) la fissure provoquée par un moment (+).

* Ligne de rupture (-) la fissure provoquée par un moment (-).

* La ligne de rupture (+) est schématisée par un trait continu de zigzag.

* La ligne de rupture (-) est schématisée par un trait discontinu

Annexe 9

Méthode de forfaitaire pour les dalles

Une dalle est considérée comme travaillante suivant deux directions si $\rho = \frac{L_x}{L_y} \geq 0.4$ et la dalle est uniformément chargée.

Nous commencerons par déterminer les moments M_x suivant L_x et M_y suivant L_y

Dans le sens de la petite portée L_x : $M_x = \mu_x P L_x$

Dans le sens de la grande portée L_y : $M_y = \mu_y M_x$

Les valeurs des coefficients μ_x et μ_y sont données en fonction du rapport $\rho = \frac{L_x}{L_y}$ et du coefficient de poisson ν avec :

$$\begin{cases} \nu = 0 & \text{Pour l'état limite ultime} \\ \nu = 0.2 & \text{Pour l'état limite de service} \end{cases}$$

Lorsque la dalle fait partie d'un hourdis continu, ou lorsqu'elle est liée à des appuis permettant un encastrement partiel, on réduit les valeurs obtenues sur les appuis. On adopte les valeurs suivantes pour les planchers :

- Panneaux de dalle de rive :

Moment en travée : $M_{tx} = 0.85\ M_x$

$M_{ty} = 0.85\ M_y$

Moment en appuis : $M_{ax} = M_{ay} = -\ 0.3\ M_x$ (appuis de rive)

$M_{ax} = M_{ax} = -\ 0.5\ M_x$ (appuis d'intermédiaire)

- Panneau de dalle intermédiaire :

Moment en travée : $M_{tx} = 0.75\ M_x$

$M_{ty} = 0.75\ M_y$

Moment en appuis : $M_{ax} = M_{ax} = -\ 0.5\ M_x$ (appuis d'intermédiaire)

Vérification de l'effort tranchant :

Suivant L_x: $\tau_{ux} = \frac{V_{ux}}{b_0 d_x} \leq \overline{\tau_u} = \frac{0.07\ f_{c28}}{\gamma_b}$

$V_{ux} = \frac{P_u L_x L_y}{2\ L_y + L_x}$ $\tau_{ux} = \frac{V_{ux}}{b_0 d_x}$

Suivant L_y: $\tau_{uy} = \frac{V_{uy}}{b_0 d_y} \leq \overline{\tau_u} = \frac{0.07\, f_{c28}}{\gamma_b}$

$V_{uy} = \frac{P_u L_x L_y}{3\, L_y} \tau_{uy} = \frac{V_{uy}}{b_0 d_y}$

Annexe 10

Recommandations selon les règlements en Ferraillage des poteaux

Selon le CBA93

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

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

Selon le RPA verion2003 Art 7.4.2.1:

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

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

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

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

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

h_e : la hauteur d'étage.

Sollicitations extrêmes pour le ferraillage

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

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

- $M_{max}\ et\ M_{correspendant}\ et\ N_{correspendent}$

Etat limite de stabilité de forme

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

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

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

Avec :

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

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

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

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

l_f : Longueur de flambement.

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

e_2 : Excentricité additionnelle, due aux imperfections géométriques.

e_2 : Longueur libre.

Les armatures transversales des poteaux

- **Selon le CBA93 : [Art A.5.1.2.3]**

Les armatures transversales doivent entourer les barres longitudinales, leurs Φt est donnée par la relation suivante **:**

$\emptyset_t \leq \min(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \emptyset_l)$

Avec :$\emptyset_t$: étant le plus petit diamètre des armatures longitudinales.

$A_t = n_t \times a_t$: avec est n_t le nombre des barres transversales

Leur espacement doit satisfaire l'inégalité suivante **:**

St ≤ Min [0.9d ; 40cm].

$\frac{A_t \times f_e}{b_0 \times S_t} \geq 0.4$ MPa et $S_t \leq \frac{0.9 \times A_t \times \frac{f_e}{\gamma_s}}{b_0(\tau_u - 0.3 \times f_{t28} \times K)}$

Dans le cas de la flexion composée **:** k = 1+3× $\frac{N_u}{B \times f_{c28}}$

Avec : A_t:Section d'armatures transversales.

b:Largeur de la section droite.

h:Hauteur de la section droite.

S_t: Espacement des armatures transversales.

On prend : f_e=400 MPa.

Selon le RPA99 version 2003 :[Art.7.4.2.2]

Les armatures transversales des poteaux

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

T_u : Effort tranchant.

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

2.50 si : $\lambda \geq 5$

3.75 si : $\lambda < 5$

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

t : est l'espacement des armatures transversales

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

$\emptyset_l$: Diamètre minimal des armatures longitudinales.

h_1 : La hauteur totale de la section brute.

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

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

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

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

Annexe 11

Les armatures verticales

Section minimales et maximales

- **Selon le RPA2003 Art 7.7.4.1**

$A_v = 0.2\%\ B_t$: La section horizontale tendue de voile.

$A_v = 0.15\%\ B$ B: La section globale de voile.

$A_v = 0.1\%\ B_c$: La section horizontale courante.

- **Selon le CBA93 Art B.6.4**

$$0.1\% \leq \frac{2 * A_v}{a * B_t} \leq 0.5\%$$

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

a) Selon le CBA93

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

$\emptyset_h$: Diamètre d'armatures horizontales.

$\emptyset_v$: Diamètre d'armatures verticales.

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

b) Selon le RPA2003

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

Annexe 12

Vérification des contraintes à l'ELS et à l'ELU

Il faut vérifier :

- Pour la fissuration peu nuisible : $\sigma_b \leq [\sigma_b] = 0.6.f_{c28} = 15MPa$
- Pour la fissuration préjudiciable: $\sigma_b \leq [\sigma_b] = 0.6.f_{c28} = 15MPa$ Et $\sigma_s \leq [\sigma_s] = 202MPa$
- La vérification de la résistance des voiles au cisaillement se fait avec la valeur de l'effort tranchant à la base du voile majoré de 40%.

  La contrainte de cisaillement est : $\tau_u = \frac{1,4 \times \bar{v}}{b_0\ d}$

  Avec : T : l'effort tranchant à la base du voile.

b_0 : épaisseur du voile.

d : hauteur utile. d = 0.9h.

h : hauteur total de la section brute

La contrainte limite est : $\overline{\tau_u} = 0.2\, f_{c28}$, il faut vérifier la condition suivante : $\tau_u \leq \overline{\tau_u}$

Annexe 13

Les armatures horizontales des voiles

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

- **Selon le CBA93**

$\emptyset_h$: Diamètre d'armatures horizontales. $\emptyset_h \leq Min\left[\frac{h}{35}; \frac{a}{10}; \emptyset_v\right]$

$\emptyset_v$: Diamètre d'armatures verticales.

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

- **Selon le RPA2003**

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

Annexe 14

Ferraillage des linteaux

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

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

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

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

On devra disposer

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

a) Aciers longitudinaux

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

b) Aciers transversaux

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

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

Linteau long

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

S : Espacement des cours d'armatures transversales.

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

$Z = h - 2d'$

$\bar{V} = 1.4V_u$

Linteau court :

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

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

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

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

$$M_c = V_l * f_e * Z$$

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

Aciers diagonales :

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

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

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

Ferraillage minimal (RPA v2003 Art.7.7.3.3)

a) Armatures longitudinales

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

b) Armatures transversales

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

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

s : Espacement entre les cadres

c) Armatures de peau

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

Annexe 15

LES CHARGES THERMIQUES CBA93 [ART A .3.1.3.3]

$= E * \mathcal{E} \delta_t$

$\mathcal{E} = \frac{\Delta L}{L}$

$= \frac{N_t}{S} = E * \mathcal{E}$ Avec $N_t = \mathcal{E} * S * \Delta T * \theta \delta_t$

$$\Delta T = [\ T_{min} - T_{max}\ ]$$

$\mathcal{E} = \Delta T * L * \theta$

Références bibliographiques

Documents techniques règlementaires :

- Règles de conception et de calcul des structures en béton armé (CBA93) : D.T.R-B.C.2.41
- Règlements Parasismiques Algériennes (RPA99 version2003) : D.T.R-B.C.2.48
- Charges permanentes et charges d'exploitation : D.T.R-B.C.2.2
- Précis de calcul de Béton Armé H.RENAUD.

Logiciels :

- SAP2000 version 20.2.0
- Robot EXPERT 2010
- AutoCAD 2020
- Microsoft office 2016