REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

UNIVERSITE YAHIA FARES DE MEDEA



Faculté de **T**echnologie

Mémoire de fin d'études de Master

Filière : Génie Civil

Spécialité : Structures

Thème

Etude et Conception d'un Batiment à usage d'habitation en (sous-sol + RDC + 6étages)

Présenté par

SADOUDI Ahmed

DOUDOU ABDEALLAOUI Abdelaziz

Dirigé par

Dr. KHELLADI Mohamed

Promotion Juillet 2021

Remerciement

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

Nous tenons à exprimer notre profonde gratitude à notre promoteur Mr. Khelladi Mohamed pour l'encadrement de ce mémoire pour son aide, sa patience et la confiance qu'il nous a accordé.

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

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

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

Dédicaces

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 et ma grande mère ".

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

" mon père et mon geandes père ".

Á mes frère : Amine, Youcef.

Á ma sœur : Maria

Et toute la famille "DOUDOU ABDEALLAOUI".

Á ma fiancée et tout sa famille

Á mes frère dans le bureau GTR :

Monsieur Abdeallatif, Omar, Younes.

Á mes chers amis:

Hamou, Abdearahmen, Bakir, Slimane, Ismail, Abdelaziz, Rostom, Ishak,Bakir.

Á Tous les enseignants qui m'ont dirigé vers la porte de la réussite.

Á mes chères collègues d'étude Foudil, Mustapha, Younes, Ayoub

à tous mes amis.

Á mon binôme AhMED, et toute la promotion 2021

Abdealaziz

Dédicaces

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.

Pour la personne la plus chère, qui est absente de l'œil, mais qui est à l'intérieur du 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,à l'homme qui a toujours souhaité me voir à la hauteur,

" mon père ".

Á mes frère : Mohamed.

Á mes sœur

Et toute la famille "SADOUDI".

Á mes chers amis:

Bilal, Mahfoud, Amine

Á Tous les enseignants qui m'ont dirigé vers la porte de la réussite.

Á mes chères collègues d'étude Foudil, Mustapha, Younes, Ayoub

à tous mes amis.

Á mon binôme Abdelaziz, et toute la promotion 2021

Ahmed

ملخص

هذا المشروع يهدف إلى دراسة هيكل بناية من الخرسانة المسلحة مكونة من طابق تحت ارضي +طابق أرضي + 6 طوابق) ذات إستعمال سكني و المقرر بناءها في ولاية بومرداس بلدية حمادي المصنفة ضمن المنطقة ذات زلزال قوي (منطقة 3).

مقاومة البناية لكل الحمولات العمودية و الأفقية مضمونة بواسطة نظام العارضات والأعمدة +الجدران المسلحة.

قياس الأبعاد ونتائج كل العناصر المقاومة تم طبقا للمعايير و القوانين المعمول بها في الجزائر:

-القواعد الجزائرية المقاومة للزلازل(RPA 99 version 2003).

-قواعد الخرسانة المسلحة (CBA93).

تمت الدراسة الزلزالية وفق الطريقة الرقمية التي تعتمد أساسا على طريقة العناصر المنتهية بإستعمال تقنية حساب الهياكل بإستعمال برنامج«SAP2000 V20.2.0».

وفي الأخير قمنا بدراسة البنية التحتية وهذا بحساب الأساسات.

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

Résumé

Ce projet consiste à étudier la structure en béton armé d'un bâtiment à usage d'habitation en Sous-sol RDC+ six étages, qui sera implanté à la willaya Boumerdas, commune Hamadi classée comme une zone de forte sismicité (Zone III).

La résistance de la structure aux charges horizontales et verticales est assurée par un système des portiques et des voiles.

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

L'étude sismique a été menée suivant la méthode numérique basée sur la méthode des éléments finis moyennant le logiciel « SAP2000 V20.2.0 »

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

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

Abstract

This project aims to study the reinforced concrete structure, which contains (Under ground+ ground+6), of use for habitation. It will be built in the province of Boumerdas, commune Hamadi which is classified as a seismic zone of a high level (ZONE III).

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

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

-RPA version 2003 and (CBA 93).

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

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

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

Sommaire

Remerciment .....

Dédicases .....

Résumé .....

Liste des matières .....

Liste des figures .....

Liste des tableaux .....

Notations .....

Introdiction générale .....

Liste des matières

Chapitre I : Presentation de l'ouvrage

I.1. Présentationdel'ouvrage 1

I.2. Caractéristiques géométriques de l'ouvrage 1

I.2.1. Dimensions en plan 1

I.2.2. Dimensions en élévation 2

I.3. Conception de la structure 2

I.3.1. Système de contreventement 2

I.3.2. Planchers 2

I.3.3. Maçonnerie 2

I.3.4. Revêtements 3

I.3.5. L'acrotère 3

I.3.6. Escaliers 3

I.3.7. Ascenseur 3

I.3.8. Encorbellements 3

I.3.9. Infrastructure 3
I.4. Caractéristiques mécaniques des matériaux 3
I.4.1. Béton 4
I.4.1.1. Caractéristiques du béton 4
I.4.1.2. Ciment 4
I.4.1.3. Granulats 4
I.4.1.4. Eau de gâchage 4
I.4.2. Béton armé 4
I.4.3. Acier 5
I.4.3.1. Type d'Acier 5
I.4.3.2. Module d'élasticité longitudinale de l'acier [Art A.2.2.1] 5
I.5. Principe de calcul du CBA 93 5

Chapitre II : Prédimensionnement

II.1. Introduction 6
II.2. Pré-dimensionnement des planchers 6
II.2.1. Plancher à corps creux 6
II.2.2. Dalle pleine 7
II.2.2.1. Critère de résistance 7
II.2.2.2. Sécurité contre l'incendie 7
II.3. Évaluation des charges permanentes et surcharges d'exploitations 7
II.3.1. Charges permanentes 7
II.3.1.1. Maçonnerie 7
III.3.1.2. Plancher à corps creux 8
II.3.1.3. Plancher à dalles plaines 9
II.3.2. Charges d'exploitation 10
II.4. Pré-dimensionnement des poutres 10

II.4.1. Vérification vis-à-vis du RPA99 10
II.4.2. Poutres principales 11
II.4.3. Poutres secondaires 11
II.4.4. Conclusion 11
II.5. Pré-dimensionnement des poteaux 11
II.5.1. Etapes de pré dimensionnement 11
II.5.2. Calcul de la longueur de flambement Lf 12
II.5.3. Calcul de l'effort N adm 12
II.5.4. Le choix de poteau le plus sollicité 13
II.5.5. Descente des charges [Art 6.3] 14
II.5.5.1. Surcharges d'exploitation 14
II.5.5.2. Détermination des charges permanentes 14
II.5.6. Vérification selon RPA99 version 2003 [Art 7.4.1] 15
II.6. Pré dimensionnement des voiles [Art 7.7.1] 15
II.7. Conclusion : 16

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

III.1. Introduction 17
III.2. L'acrotère 17
III.3. Plancher à corps creux 18
III.3.1. Les poutrelles 18
III.3.1.1. Avant coulage 19
III.3.1.2. Après coulage 19
III.3.2. Dalle de compression 26
III.4. Dalle pleine 27
III.4.1. Prédimensionnement 28
III.4.2. Déterminations des sollicitations 28

III.4.3. Méthode des lignes de rupture 28
III.4.4. Calcul de ferraillage 29
III.4.4.1. Armature longitudinale 29
III.4.5. Vérification à l'ELS 29
III.4.6. Vérification de l'espacement 30
III.4.7. Vérification de l'effort tranchant a ELU 30
III.4.8. Vérification de la flèche 30
III.5. La dalle machine 30
III.5.1. Introduction 31
III .5.2. Pré dimensionnement 31
III.5.3. Evaluation des charges permanentes et surcharges d'exploitations 32
III.5.3.1. Charges permanentes 32
III.5.3.2. Charges d'exploitations 33
III.5.3.3. Détermination des charges de la dalle 33
III.5.4. Calcul des solicitations 33
III.5.4.1. Méthode des lignes de rupture 33
III.5.5. Le ferraillage (flexion simple) annexe 5 34
III.5.5.1.A l'ELU 34
III.5.5.2. Vérification A l'E.l.S 34
III.5.5.3. Vérification de l'Espacement 34
III.5.5.4 Vérification de l'effort tranchant 35
III.5.5.5. Vérification de la flèche 35
III.5.6. Vérification de non poinçonnement 35
III.6. Escaliers 36
III.6.1. Prédimensionnement 36
III.6.2. Evaluation des charges et surcharges 37
III.6.3. Ferraillage des escaliers à l'ELU 39

III.6.4. Vérification à l'ELS 39
III.6.5. Vérification de la flèche 39
III.6.6. Calcul de la poutre palière 40
III.6.6.1. Prédimensionnement 40
III.6.6.2. Evaluation des charges 41
III.6.6.3. Calcul des efforts internes 41
III.6.6.4. Ferraillage de la poutre palière 42
III.6.6.5. Vérification des contraintes à l'ELS 43
III.6.6.6. Vérification de l'effort tranchant 43
III.6.6.7. Armatures transversales 43
III.6.6.8. Vérification solen RPA 99 V 2003 [Art 7.5.2.1] 43
III.6.6.9. Vérification de compression dans la bielle de béton 44
III.6.6.10. Vérification au voisinage de l'appui 44
III.6.6.11. Vérification de la flèche 44

Chapitre IV : Etude dynamique

IV.1. INTRODUCTION……... 45
IV.2. CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES DE LA STRUCTURE…… 45
IV.2.1. Centre de masse…… 45
IV.2.2. Centre de rigidité…… 45
IV.2.3. Calcul de la rigidité des éléments résistants…… 46
IV.2.3.1. Les poteaux…… 46
IV.2.3.2. Les voiles…….. 46
IV.2.4. Disposition du voile…… 48
IV.2.4.1. Voile périphérique (partie Sous-Sol)……...48
IV.2.4.2. Proposition de la disposition des voiles des contreventements…….. 49
IV.2.4.3. Calcul de centre de masse et centre de torsion……50
IV.2.5. Calcul d'excentricité [Art3.5.1.a]…….. 52
IV.2.5.1. Excentricité admissible……52

IV.2.5.2. Excentricité théorique (statique)…… 52
IV.2.5.3. Excentricité accidentelle : [Art 4.2.7]…….. 53
IV.2.5.4. Effets de la torsion accidentelle : [Art 4.3.7]……... 53
IV.3. Choix de la méthode de calcul…… 54
IV.3.1. Introduction…….. 54
IV.3.2. Méthode dynamique modale spectrale (RPA2003 « Art 4.3.7 »)…… 54
IV.3.2.1. Principe de la méthode…….. 54
IV.3.2.2. Modélisation…… 55
IV.3.2.3. Le spectre de réponse de calcul…… 55
IV.4. Résultatsdel'analyse dynamique…… 58
IV.4.1. Vérification de comportement pour les trois premiers modes…… 59
IV.4.2. Vérification de participation massique…….. 60
IV.4.3. Analyse statique et dynamique…… 61
IV.4.3.1. Stabilité de la structure…….. 61
IV.4.3.2. Vérification des déplacements inter-étage (RPA2003 « Art 4.4.3 »)…… 65
IV.4.3.3. Vérification de l'effet P-Δ. RPA2003 « Art 5.9 »)…… 66
IV.4.3.4. Résistance des éléments……67

Chapitre IV : Ferraillage des éléments résistants

V.1.Introduction..... 71
V.2 Ferraillage des poutres..... 71
V.2.1. Recommendations du RPA99 71
V.2.1.1. Armatures longitudinales 71
V.2.1.2. Ferraillage longitudinal des poutres principales et secondaires 72
V.2.2. Vérification des poutres selon les conditions RPA2003et CBA93..... 72
V.2.3. Vérification des contraintes à l'ELS :..... 73
V.2.4. Calcul des armatures transversales..... 73
V.2.5. Vérification de la flèche..... 74
V.2.6. Schémas des armatures des poutres..... 75
V.3.Les longrines..... 77
V.3.1. Introduction..... 77
V.3.2. Pré dimensionnement 77

V.3.3. Détermination des sollicitations 77
V.3.4. Calcul du ferraillage 78
V.3.5. Recommandation des règlements 78
V.3.6. Vérification des contraintes à l'ELS 78
V.3.7. Vérification de la contrainte de cisaillement 79
V.4.Ferraillage des poteaux 80
V.4.1. Armatures longitudinales 80
V.4.2. Vérification selon le RPA et CBA 82
V.4.3. Vérification des contraintes à l'ELS 82
V.4.4. Calcul des armatures transversales Annexe10 83
V.4.5. Schémas des armatures des poteaux 84
V.5. Ferraillage des voiles 84
V.5.1. Les voiles pleins 85
V.5.1.1. Les armatures verticales 85
V.5.1.2. Vérification des contraintes à l'ELS et à l'ELU 87
V.5.1.3. Armatures horizontales 87
V.5.1.4. Armatures transversales 87
V.5.1.5. Schémas des voiles 88
V.5.2. Les Linteaux 89
V.5.2.1. Recommandations réglementaires 89
V.5.2.2. Ferraillage des linteaux 90
V.5.2.3. Les armatures longitudinales et transversales des linteaux 91
V.6. Conclusion 92

Chapitre VI : Calcul des fondations

VI.1 Introduction 92
VI.2 Types des fondations 92
VI.3 Caractéristiques du sol 92
VI.4 Choix du type de fondations 93
VI.4.1 Semelles isolées sous poteaux 93
VI.4.1.1. Méthode de calcul 93
VI.4.1.2. Vérification du chevauchement entre les bulles de pression sous les semelles 95

VI.4.2. Semelle filante 95
VI.5. Poutre de Libage ou de rigidité 97
VI.5.1. Calcul des armatures longitudinales 98
VI.5.2. Vérification des contraintes à l'ELS 98
VI.5.3. Vérification du cisaillement de la poutre de libage (CBA 91 Art.5.2.4.2) 98
VI.5.4. Armatures transversales 99
VI.6. Etude de voile périphérique 100
VI.6.1. Dimensionnement 100
VI.6.2. Détermination des sollicitations 100
VI.6.3. Méthode de calcul 101
VI.6.4. Calcul des moments 101
VI.6.4.1. Méthode des lignes de rupture 102
VI.6.4.2. Calcul des moments 102
VI.6.5. Calcul du ferraillage 103
VI.6.6. Vérification A l'E.l.S 103
VI.6.7. Vérification de l'Espacement 104
VI.6.8. Vérification de la flèche 104
VI.6.9. Vérification de l'effort tranchant 104

Liste des figures

Chapitre I : Presentation de l'ouvrage

Figure I.1 : Représentation des dimensions en plan et élévation du bâtiment étudié 1

Chapitre II : Prédimensionnement

Figure II.1. Coupe du plancher à corps creux 7

Figure II.2. Mur double cloison (gauche) ; Mur simple cloison (droite). 8

Figure II.3. Représentation du poteau le plus sollicité..... 13

Figure II.4. Coupe de voile en élévation. 16

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

Figure III.1. Dimensions de l'acrotère et son schéma statique équivalent. 18

Figure III.2. Ferraillage de l'acrotère 18

Figure III.3. Schéma statique équivalent des poutrelles avec les dimensions des travées..... 21

Figure III.4. Diagrammes des moments à l'ELU du plancher a) terrasse et b) EC..... 21

Figure III.5. Diagrammes de l'effort tranchant à l'ELU du plancher a) terrasse et b) EC 22

Figure III.6. Diagrammes des moments à ELS du plancher a) terrasse et b) EC..... 23

Figure III.7. Diagrammes des moments à l'ELU du plancher : a) terrasse et b) EC..... 23

Figure III.8. Diagrammes de l'effort tranchant à l'ELU du plancher : a) terrasse et b) EC 24

Figure III.9. Diagrammes des moments à ELS du plancher a) terrasse et b) EC..... 24

Figure III.10 : Les sections considérées pour le calcul du ferraillage des poutrelles 25

Figure III.11 : Ferraillage des poutrelles en travée et aux appuis pour l'étage courant et EC . 27

Figure III.12. Disposition des armatures de la dalle de compression..... 28

Figure III.13. Dalle pleine rectangulaire reposant sur 4 appuis 29

Figure III.14. Dimensions de la dalle machine..... 32

Figure III.15. Poids appliqués sur la dalle machine..... 33

Figure III.16. Vérification de non poinçonnement. 36
Figure III.17. Dimensions de l'escalier..... 37
Figure III.18. Schéma statique équivalent des efforts externes appliqués à l'escalier 39
Figure III.19. Diagrammes des moments fléchissent à l'E.L.U..... 39
Figure III.20. Schéma statique équivalent de la poutre palière 41
Figure III.21. Diagramme de moment (ELU et ELS)..... 42
Figure III.22. Diagramme de l'effort tranchant (ELU)..... 42

Chapitre IV : Etude dynamique

Figure. IV.1. Inerties des voiles et des poteaux..... 46
Figure IV.2. La disposition des voiles périphérique (partie Sous-sol)..... 48
Figure IV.3. 1^{ér} disposition des voiles..... 49
Figure IV.4. 2^{éme} disposition des voiles..... 50
Figure IV.5. 3^{éme} disposition des voiles..... 50
Figure IV.6. La position du centre de masse et centre de torsion..... 51
Figure IV.7. La position du centre de masse et centre de torsion..... 52
Figure IV.8. Spectre de réponse (X) et (Y)..... 59
Figure IV.9. Le comportement des trois premiers modes..... 61
Figure. IV.10. Les forces sismiques selon la hauteur..... 64

Chapitre V : Ferraillage des éléments structuraux

Figure V.1. Disposition des armatures des poutres principales (30x40)..... 75
Figure V.2. Disposition des armatures des poutres secondaires 01 et 02 (30x35)..... 76
Figure V.3. Disposition des armatures des chinages (30x35) 77
Figure V.4. Disposition des armatures des Longrines (30x30)..... 80
Figure V.5.Disposition des armatures dans le poteau..... 84
Figure V.6. Disposition des voiles..... 85

Figure V.7. Les armatures transversales et les épingles des voiles. 88
Figure V.8. Disposition des armatures dans les voiles (15x460) 89
Figure V.9. Disposition des armatures dans les voiles (15x355) 89
Figure V.10. Le ferraillage du linteau. 89
Figure V.11. Armatures de linteaux 90
Figure V.12. Les linteaux 90
Figure V.13. Disposition des armatures dans Les linteaux 92

Chapitre VI : Calcul des fondations

Figure VI.1. Chevauchement des bulles de pression sous certaines semelles 94
Figure VI.2. Schémaprésenté les semelles filantes. 96
Figure VI.3. Ferraillage de la poutre de libage 99
Figure VI.4. Mur de soutènement. 100
Figure VI.5. Les dimensions du panneau le plus sollicité 100
Figure VI.6. Les lignes de ruptures dans le panneau 101

Liste des tableaux

Chapitre I : Presentation de l'ouvrage

Tableau I.1. Les types d'aciers utilisés et leurs nuances 5

Chapitre II : Prédimensionnement

Tableau II.1. Charge permanente des murs intérieurs (simple cloison). 7
Tableau II.2. Charge permanente des murs extérieurs (double cloison). 8

Tableau II.3. Charges permanentes du plancher terrasse inaccessible corps creux. 8
Tableau II.4. Charge permanente du plancher courant corps creux. 9
Tableau II.5. Charges permanentes du plancher terrasse dalles pleines 9
Tableau II.6. Charges permanentes du plancher étage courant dalles pleines. 9
Tableau II.7. Charges d'exploitations du chaque étage de la structure 10
Tableau II.8. Calcul de l'effort N adm 13
Tableau II.9. Détermination des charges d'exploitations 14
Tableau II.10. Détermination des charges permanentes de chaque niveau. 14
Tableau II.11. Détermination de l'effort normal ultime Nu de chaque niveau. 15

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

FigureIII.1. Dimensions de l'acrotère et son schéma statique équivalent. 18
Tableau III.2. Vérification de la flèche pour la poutrelle d'étage courant 19
Tableau.III.3. Calcul du moment et effort tranchant des poutrelles à la terrasse à l'ELU 20
Tableau.III.4. Calcul du moment et effort tranchant des poutrelles à Etage Courant à l'ELU 20
Tableau.III.5. Calcul du moment et effort tranchant des poutrelles à la terrasse à l'ELS 22
Tableau.III.6. Calcul du moment et effort tranchant des poutrelles à EC à l'ELS 22
Tableau.III.7. Calcul du moment et effort tranchant des poutrelles à la terrasse à l'ELU 23
Tableau.III.8. Calcul du moment et effort tranchant des poutrelles à Etage Courant à l'ELU 23
Tableau III.9 : Les moments maximums aux appuis et en travées 24
Figure III.10 : Les sections considérées pour le calcul du ferraillage des poutrelles 25
Tableau III.11 : Vérification de la contrainte du béton à l'ELS 25
Tableau III.12 : Vérification de la contrainte de cisaillement à ELU 26
Tableau III.13 : Vérification de la flèche 26
Tableau III.14 : Combinaisons des charges de la dalle pleine 29
Tableau III.15. Les Travaille interne et externe 29
Tableau III.16. Les efforts internes 29

Tableau III.17 : Calcul de ferraillage (armatures longitudinales) de la dalle pleine 30
Tableau III.18. Vérification des contraintes à l'ELS. 30
Tableau III.19 : Vérification des contraintes de cisaillement à ELS 31
Tableau III.20. Évaluation des charges permanentes..... 32
Tableau III.21. Poids de la machine 33
Tableau III.22. Détermination des charges de la dalle..... 33
Tableau III.23. Les Travaille interne et externe 34
Tableau III.24. Les efforts internes..... 34
Tableau III.25. Résultats de ferraillage ELU..... 34
Tableau III.26. Vérification des contraintes à l'ELS. 35
Tableau III.27. Evaluation des charges permanentes du palier de repos de l'escalier 37
Tableau III.28. Evaluation des charges permanentes de la paillasse de l'escalier 38
Tableau III.29. Sollicitations obtenues à l'ELU appliquées à l'escalier. 38
Tableau III.30. Sollicitations obtenues à l'ELS appliquées à l'escalier..... 39
Tableau III.31. Calcul des sections d'acier de l'escalier..... 39
Tableau III.32. Vérification à l'E.L.S 40
Tableau III.33. Vérification de la flèche de l'escalier 40
Tableau III.34. Prédimensionnement de la poutre palière. 41
Tableau III.35. Résultats des moments et des efforts tranchants à l'ELU et l'ELS 42
Tableau III.36. Calcul des sections d'armatures de la poutre palière 43
Tableau III.37. Sections d'armatures choisies de la poutre palière 43
Tableau III.38. Vérification à l'ELS de la poutre palière..... 43
Tableau III.39. Vérification de l'effort tranchant..... 44
Tableau III.40. Détermination des Armatures transversales 44

Chapitre IV : Etude dynamique

Tableau IV.1. Calcule le centre de masse et le centre de torsion sans voiles…….. 50

Tableau IV.2. Calcule le centre de masse et le centre de torsion avec voiles…….. 51

Tableau IV.3. Calcule d'excentricité théorique…… 53

Tableau IV.4. Calcul d'excentricité totale…… 54

Tableau IV.5. Justification du coefficient de comportement R suivant X…… 56

Tableau IV.6. Vérification du coefficient de comportement R suivant X en pourcentage…...56

Tableau IV.7. Vérification du coefficient de comportement R suivant Y…… 57

Tableau IV.8. Vérification du coefficient de comportement R suivant Y en pourcentage…...57

Tableau IV.9. Détermination du facteur de qualité Q de la structure. ……..58

Tableau IV.10. Participation des masses modale……..61

Tableau IV.11. Les valeurs de la force sismique…….. 62

Tableau IV.12. Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul…….... 63

Tableau IV.13. Calcul du moment de renversement et la force sismique selon la hauteur…...64

Tableau IV.14. Calcul du moment stabilisant…….. 64

Tableau IV.15. Vérification des déplacements inter étages Sens X……..65

Tableau IV.16. Vérification des déplacements inter-étage suivant Y…… 66

Tableau IV.17. Vérification de l'effet P-Δ……67

Tableau IV.18. Vérification de cisaillement des poutres……..67

Tableau IV.19. Vérification de cisaillement des Poteau……...68

Tableau IV.20. Vérification de cisaillement des voiles suivant X……68

Tableau IV.21. Vérification de cisaillement des voiles suivant Y……69

Tableau IV.22. Vérification de l'effort normal réduit suivant X……..69

Tableau IV.23. Dimensions finales des éléments…….70

Chapitre V : Ferraillage des éléments structuraux

Tableau V.1. Les données de calcul..... 71
Tableau V.2. Ferraillage longitudinal des poutres..... 72
Tableau V.3. Vérification des poutres selon RPA2003 et CBA93..... 73
Tableau V.4. Vérification des contraintes à l'ELS 73
Tableau V.5. Calcul des armatures transversales et leur espacement..... 74
Tableau V.6. Vérification de la flèche des poutres..... 74
Tableau V.7. Vérification préliminaire de la flèche. 75
Tableau V.8. Valeurs de coefficient α 78
Tableau V.9. Ferraillage longitudinal des longrines..... 78
Tableau V.10. Vérification de contrainte à l'ELS des longrines..... 79
Tableau V.11. La section d'armatures des poteaux. 81
Tableau V.12. Ferraillages longitudinaux des poteaux..... 82
Tableau V.13. Vérification des contraintes des poteaux à l'état limite de service. 82
Tableau V.14. Les armatures transversales et leurs espacements..... 83
Tableau V.15. Les données de calcul..... 85
Tableau V.16. La section calculée d'armatures verticales des voiles..... 86
Tableau V.17. La section choisie d'armatures des voiles 86
Tableau V.18. Vérification des contraintes normales des voiles..... 87
Tableau V.19. Les armatures horizontales des voiles..... 87
Tableau V.20. Diamètre des armatures transversales 88
Tableau V.21.Choix de la méthode de calcul. 90
Tableau V.22. La section choisie et calculée d'armatures des linteaux..... 91

Chapitre VI : Calcul des fondations

Tableau VI.1. Dimensionnement des semelles isolées à l'ELS. 94

Tableau VI.2. Dimensionnement des semelles filantes à l'ELS..... 95

TableauVI.3. Les Sections choisie et calculée des semelles filantes..... 96

Tableau VI.4. Dimensionnement de la poutre de libage..... 97

TableauVI.5. Détermination des valeurs de (q) de la poutre de libage..... 97

Tableau VI.6. Détermination des sollicitations de la poutre de libage..... 98

Tableau VI.7. Calcul des armatures longitudinales de la poutre de libage à L'ELU 98

Tableau VI.8. Vérifications des armatures longitudinales de la poutre de libage à l'ELS..... 98

Tableau VI.9. Calcul des armatures transversales de la poutre de libage. 99

Tableau VI.10. Les Travaille interne et externe 102

Tableau VI.11. Les efforts internes 102

Tableau VI.12. Ferraillage du mur de soutènement..... 103

Tableau VI.13. Vérification des contraintes à l'ELS..... 103

Notations

Majuscules romaines

A : Section d'acier tendu.

A' : Section d'acier comprimé.

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

$A_{rép}$: armateur de réparation.

A_t : Section d'acier transversale.

B : Aire d'une section de béton.

B_r : Section réduite du béton d'un poteau.

L_{tot} : longueur totale.

L_f : Longueur de flambement.

L_t : Largeur de la section tendue.

L_C : Largeur de la section comprimée.

E.L.S : Etat Limite de Service.

E.L.U : Etat Limite Ultime.

S.P.C : section partiellement comprimée.

S.E.C : section entièrement comprimée.

S.E.T: section entièrement tendue.

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

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

G : module d'élasticité transversale.

E_s : Module de déformation longitudinale de l'acier.

I : Moment d'inertie.

K: Rigidité.

Z: bras de levier.

M : Moment fléchissant.

M_0 : Moment isostatique.

M_t: Moment fléchissant en travée d'une poutre.

M_a : Moment fléchissant en appui d'une poutre.

M_u: Moment fléchissant à l'E.L.U.

M_{ser}: Moment fléchissant à l'E.L.S

N : Effort normal.

N_{ser} : Effort normal à l'E.L.S.

N_u : Effort normal ultime.

T_u , V_u: Effort tranchant ultime.

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

F : effort de traction.

R_a : Réaction à gauche.

R_b: Réaction à droite.

G : Charge permanente.

Q : Charge d'exploitation.

E,V : Charge sismique.

Minuscules romaines

h: Hauteur de la section du béton.

b : Largeur de la section du béton.

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

c, c' : Enrobage supérieur et inférieur.

d : Hauteur utile d'une section.

f : Flèche.

ep : épaisseur.

e_0 : excentricité.

a : épaisseur du voile.

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

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

f_e : Limite d'élasticité de l'acier.

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

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

i : Rayon de giration.

I_f: Longueur de flambement.

S_t, t : Espacement d'armature transversale.

S_{rep}: Espacement de répartition.

S_{ZN} : Espacement dans la zone nodale.

S_{Zc} : Espacement dans la courant.

ml : Métre linéaire.

Majuscules grecques

Δ : Variation.

Σ : sommation.

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

W : poids.

Minuscules grecques :

α: Coefficient fonction de l'élancement du poteau.

β :bras de levier réduit.

γ : Coefficient de sécurité.

ε: Déformation relative.

η: Coefficient de fissuration.

λ: Élancement mécanique.

μ: Coefficient de frottement.

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

ν: Coefficient de POISSON.

ρ : Rapport de deux dimensions.

σ : Contrainte normale.

σ_m: Contrainte normale.

τ : Contrainte tangentielle.

δ: Déplacement d'un niveau.

ξ: Amortissement.

Autres notations

Acc : Etat accidentel.

BA: Béton armé.

FeE : Nuance de l'acier.

HA : Haut adhérence.

C.V : Condition vérifiée.

C.N.V : Condition non vérifiée.

RDC : Rez-de-chaussée.

EC : Etage courant.

Terr : Terrasse

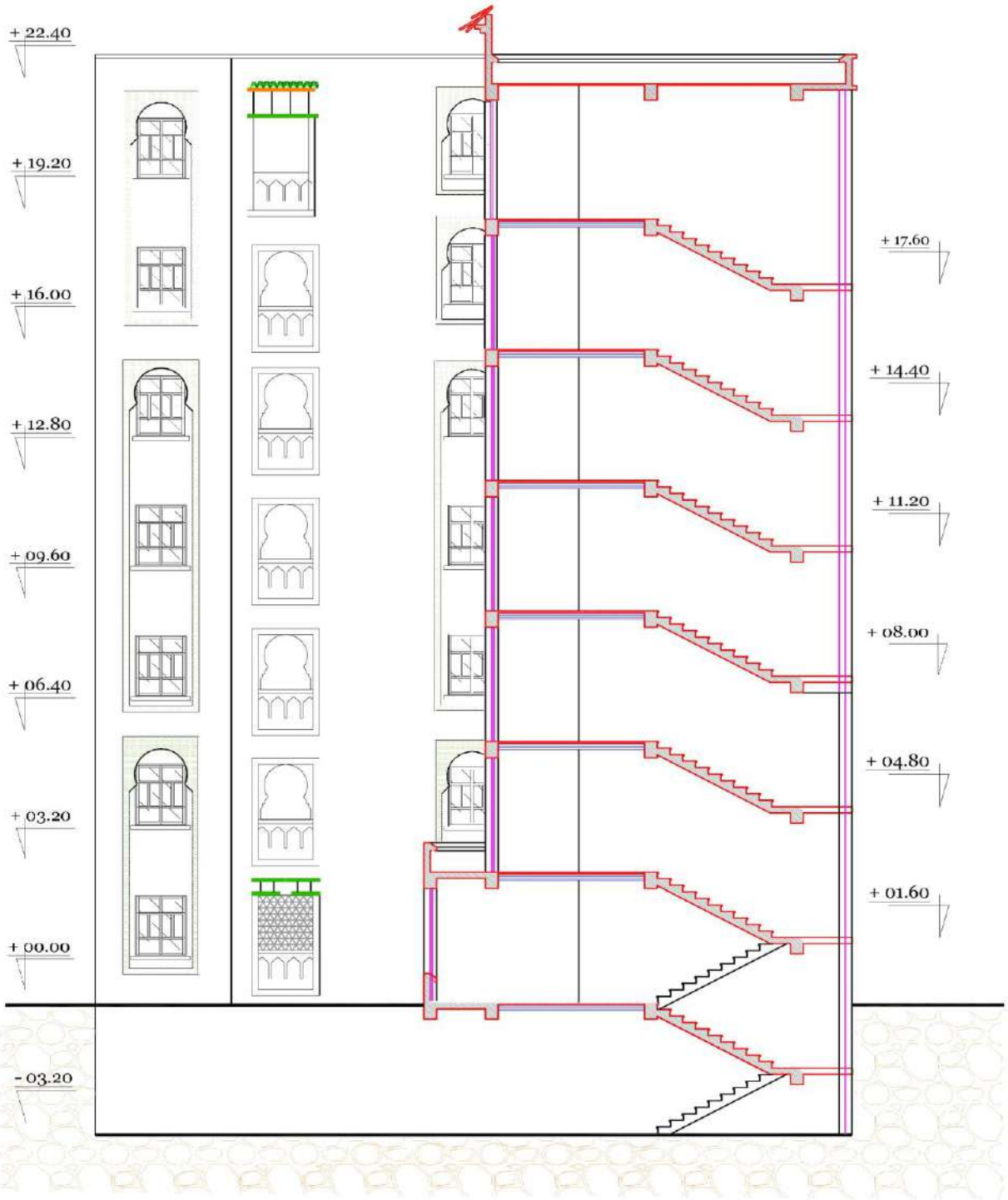
INTRODUCTION GENERALE

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

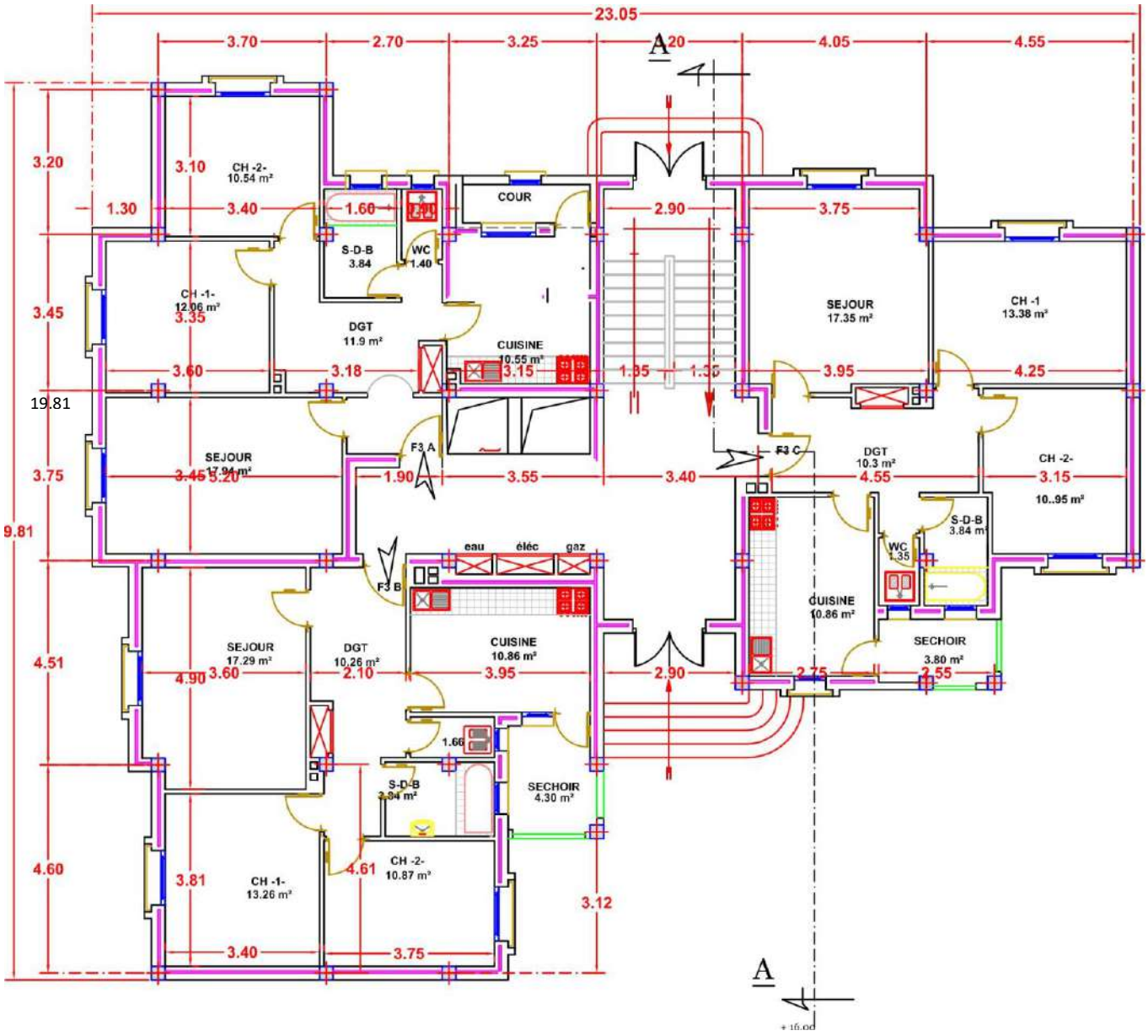
Dans ce projet de fin d'études, on va essayer de mettre en évidence les connaissances acquises durant notre formation en Master - Génie Civil. Après une introduction générale, cette étude se décompose en six chapitres :

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

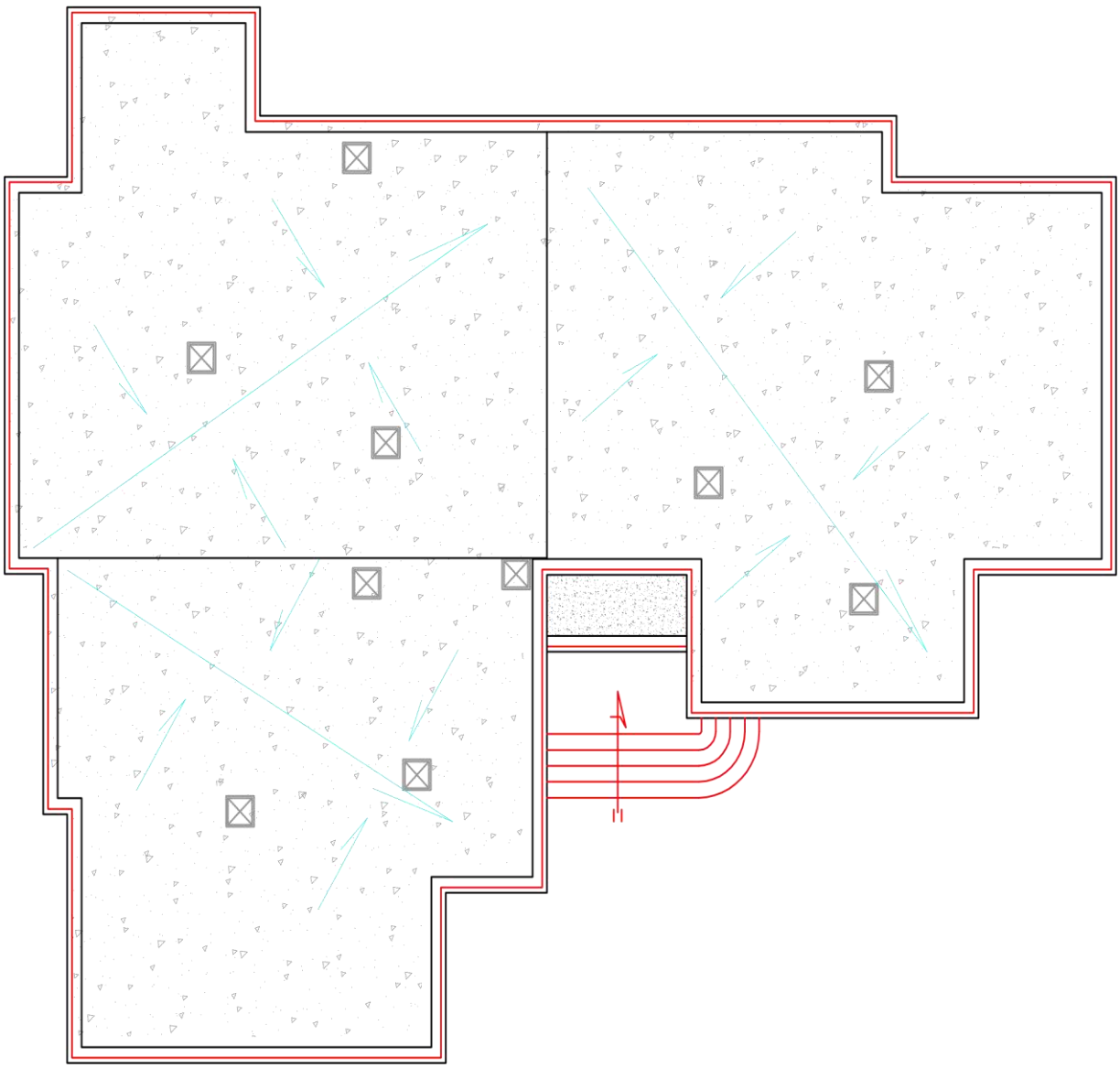
A la fin, nous clôturons ce travail par une conclusion générale en mettant en évidence les éléments et les cas les plus vulnérables trouvés avec la conception parasismique adoptée pour notre bâtiment.


+ 22.40
+ 19.20
+ 16.00
+ 12.80
+ 09.60
+ 06.40
+ 03.20
+ 00.00
- 03.20
+ 17.60
+ 14.40
+ 11.20
+ 08.00
+ 04.80
+ 01.60

COUPE AA



Plan d'architecture



PLAN De Terrasse

CHAPITRE I :

PRESENTATION DE L'OUVRAGE

I.1. Présentationdel'ouvrage

Notre projet de fin d'étude consiste à calculer les éléments résistant d'un Bâtiment composé de Sous-sol + RDC+ six étages, à usage multiple (commerce, habitation et dépôt), L'ouvrage sera implanté à la Commune d'Alger classée selon les règles parasismiques algériennes (RPA 99 version 2003) comme une zone de forte sismicité (Zone III). Le RPA en zone III exige un système de contreventement à partir de 8.5m de hauteur pour les bâtiments qu'on va étudier en conséquence.

I.2. Caractéristiques géométriques de l'ouvrage

I.2.1. Dimensions en plan

La structure présente une forme irrégulière, dont les dimensions en plan sont représentées schématiquement sur la figure I.1 :

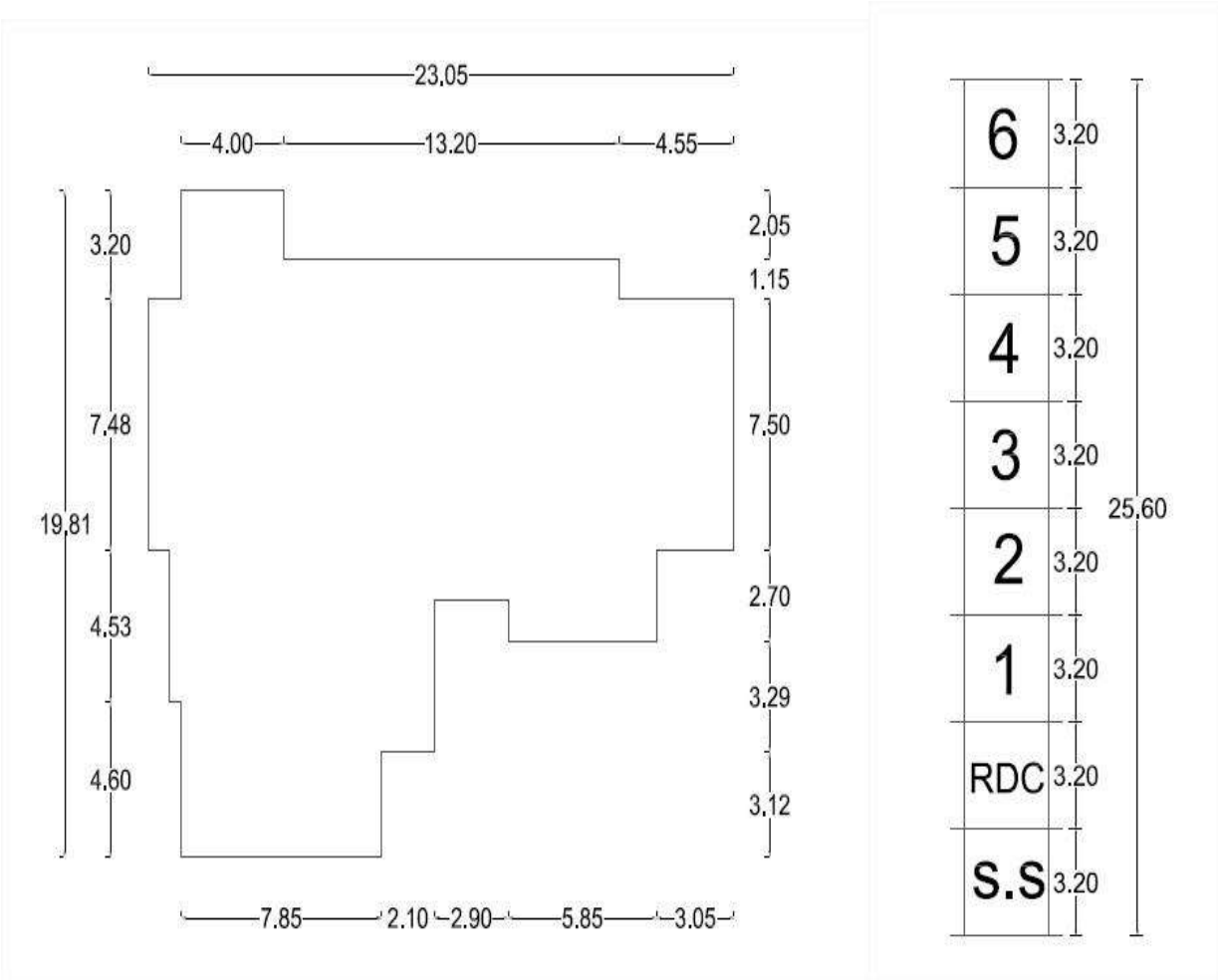


Figure I.1 : Représentation des dimensions en plan et élévation du bâtiment étudié

I.2.2. Dimensions en élévation

Les dimensions du bâtiment en élévation sont les suivantes :

- Hauteur de RDC et des étages courants : **3,20 m**
- Hauteur totale du bâtiment : **25,60 m**

I.3. Conception de la structure

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

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

I.3.1. Système de contreventement

La fonction de l'ossature est d'assurer la stabilité de l'ensemble sollicitée par deux efforts :

1- Les efforts verticaux (poids propre de la construction qui la charge permanente et la surchrge d'exploitation).
2- Les efforts horizontaux dus au séisme.

I.3.2. Planchers

Les planchers sont des éléments portés horizontaux appelés « diaphragme » qui assurent la fonctionnalité de l'ouvrage et qui permettent la transmission des efforts aux éléments porteurs (poteaux et voiles et maçonnerie).

Un plancher doit être résistant aux charges verticales et horizontales. Il doit assurer une isolation thermique et acoustique des différents étages.

Pour notre cas, nous allons adopter deux types de planchers (plancher à corps creux et plancher à dalle pleine).

I.3.3. Maçonnerie

La maçonnerie du bâtiment sera exécutée en briques creuses :

- Murs extérieurs (double cloison) : deux (2) cloisons en briques creuses de 10 cm d'épaisseur séparées par une l'âme d'air de 10 cm.
- Murs intérieurs (simple cloison) : sont des cloisons de séparations de 10 cm d'épaisseur.

I.3.4. Revêtements

Les revêtements de la structure sont constitués par :

Carrelage de 2 cm pour les halls et les escaliers.

Céramique recouvrant tous les murs dans les salles d'eau.

Mortier de ciment pour les murs intérieurs et crépissage des façades extérieurs.

I.3.5. L'acrotère

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

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

I.3.6. Escaliers

Sont des éléments secondaires dans la structure servent à faciliter le déplacement vertical entre les étages.

Pour notre cas, on a 01 types d'escaliers :

- Escalier droite à deux volées.

I.3.7. Ascenseur

L'ascenseur est un appareil élévateur permettant le déplacement vertical et accès aux différents niveaux du bâtiment, il est composé essentiellement de la cabine et de machines

I.3.8. Encorbellements

Les encorbellements Sont les parties saillantes de la structure, ils sont constitués de dalle pleine / corps creux.

I.3.9. Infrastructure

C'est la zone d'interaction structure-sol, qui forme un ensemble rigide assurant l'encastrement de la structure dans le terrain ainsi que la transmission des efforts apportés par la structure au bon sol, de même une transmission de la force sismique du sol à la structure.
Pour notre projet les fondations serons calculées conformément au rapport du 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. Béton

Le béton est un matériau constitué par mélange hétérogène de matériaux inertes appelés granulats (sable et gravier) avec du ciment et de l'eau. Il est caractérisé de point de vue, par sa résistance mécanique à la compression à sept, quatorze vingt et un et vingt-huit jours.

Cette résistance varie en fonction de la granulométrie (essais micro Deval et Los Angeles), le dosage en ciment, la quantité d'eau de gâchage et l'âge du béton.

I.4.1.1. Caractéristiques du béton

- Facile à le fabriquer et à sa mise en œuvre sur chantier.
- Bonne résistance aux actions climatiques.
- Bonne résistance à la compression.
- Faible résistance à la traction

I.4.1.2. Ciment

Le choix du dosage et la classe du ciment doivent être choisis en fonction de
La nature et l'importance de l'ouvrage à construire et du calcul à la résistance du béton,

I.4.1.3. Granulats

Le béton est constitué de deux types de granulats. d/D

- Sable de dimension inférieure à 0/3
- Gravier de dimensions (3/8,8/15 et 15/25)
- Les granulats doivent être bien lavés afin d'assurer une très bonne adhérence

I.4.1.4. Eau de gâchage

L'eau utilisée doit être propre, et ne doit pas contenir des matières organiques qui influent sur le béton.

I.4.2. Béton armé

Le béton armé est un matériau obtenu en enrobant dans le béton des aciers disposés de manière à équilibrer les efforts auxquels le béton résiste mal " effort de traction". Les deux matériaux (béton, acier) n'agissent pas l'un sur l'autre chimiquement et ils ont une bonne adhérence l'un à l'autre.

I.4.3. Acier

L'acier utilisé compense la perte de résistance du béton (se trouvant dans les parties tendues du béton) et se distingue du reste des aciers par sa section ; l'acier utilisé est

sous forme de barre circulaire d'une longueur très considérable par rapport à son diamètre. Sa surface externe (surface de contact avec le béton) présente deux types distincts : une surface lisse et une surface rugueuse (le Tor et le Tontor), chacune ayant sa propre utilité point de vue adhérence au béton.

I.4.3.1. Type d'Acier

Les aciers sont utilisés dans le béton comme des armatures longitudinales et transversales et on utilise généralement les barres à haute adhérence :

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

Nature	Utilisation	Nuance	Diamètre	Fe (MPa)
Barre à haute adhérence (HA)	Armatures longitudinales	FeE400	HA≥8	400
Treillis soudé (T.S)	Dalle de compression	TLE520	0≤ Ø≤6	520

I.4.3.2. Module d'élasticité longitudinale de l'acier [Art A.2.2.1]

Expérimentalement, le règlement (CBA93) prévoit que la valeur du module d'élasticité longitudinale de l'acier est pratiquement constante quel que soit la nuance de l'acier utilisé : $E_s=2.10^5$ MPa. C'est une caractéristique mécanique du béton.

I.5. Principe de calcul du CBA 93

Pour notre projet, les valeurs utilisées sont :

f_{c28}= minimum 25MPa

f_{t28}= 0,6+0,06 f_{c28} = 2,1MPa

E_{i28} = 32164.2MPa

E_{v28} = 1/3 E_{i28} = 10721.4MPa

$\sigma_{bc} = 14.2MPa$ Situation durable.

$\sigma_{bc} = 18.5MPa$ Situation accidentale.

$\tau_u = 3.33MPa$ Fissuration peu nuisible.

$\tau_u = 2.5MPa$ Fissuration préjudiciable ou trés préjudiciable.

σ_{bc} = 15 MPa

*f*eE400, *f*e=400MPa Pour les armatures longitudinales.

*f*eE235, *f*e= 235MPa Pour les armatures transversales.

CHAPITRE II :

PREDIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS STRUCTUREUX

II.1. Introduction

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

Il convient de dimensionner les éléments de la superstructure du bâtiment :

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

II.2. Pré-dimensionnement des planchers

Les planchers sont des aires planes horizontales limitant les étages, ils sont caractérisés par une faible épaisseur par rapport aux dimensions en plan,

Ils ont pour fonction :

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

Pour notre bâtiment, deux types de planchers sont utilisés :

Plancher corps creux.
Plancher dalle pleine.

II.2.1. Plancher à corps creux

Ces planchers sont constitués de poutrelles préfabriquées associées aux corps creux avec une dalle de compression mince en béton armé (treillis soudé).
La hauteur des poutrelles est déterminée par les deux formules empiriques suivantes :

$$(L/25) \leq h_t \leq (L/20)$$

Avec : L : longueur max de poutrelle d'axe en axe.

L = 4.55 m d'où alors $18.2 \text{ cm} \leq h_t \leq 22.75 \text{ cm}$

On adoptera $h_t = 20$ cm telle que : $h_t = d + e$

d =16cm (hauteur de corps creux).

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

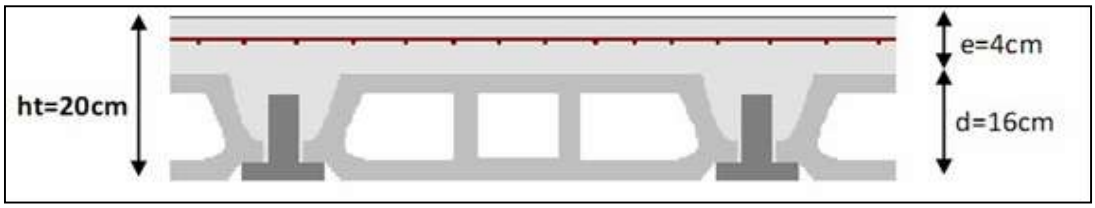


Figure II.1. Coupe du plancher à corps creux

II.2.2. Dalle pleine

Le pré dimensionnement de l'épaisseur des dalles dépend des critères suivants :

II.2.2.1. Critère de résistance

- dalle reposant sur 3 ou 4 appuis :

$$(Lx/40) \leq ep. \leq (L\ x\ /45)$$

L : la plus grande portée mesurée entre axe.

L = 3.75 m d'où alors 9.375 cm $\leq$ ep $\leq$ 8.33 cm

II.2.2.2. Sécurité contre l'incendie

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

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

Condition d'isolation acoustique : ep =15 cm.

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

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

II.3.1. Charges permanentes

II.3.1.1. Maçonnerie

II.3.1.1.1. Murs intérieurs (simple cloison)

Tableau II.1. Charge permanente des murs intérieurs (simple cloison).

N	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m^3)	Poids surfacique (KN/m^2)
1	Enduit en ciment	0,02	18	0,36
2	Brique creuse	0,10	90	0,90
3	Enduit en ciment	0,02	18	0,36
TOTAL				**1,62**

II.3.1.1.2. Murs extérieurs

Tableau II.2. Charge permanente des murs extérieurs (double cloison).

N	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m^3)	Poids surfacique (KN/m^2)
1	Enduit de ciment	0,02	18	0,36
2	Brique creuse	0,10	90	0,90
3	L'âme d'air	0,10	-	-
4	Brique creuse	0,10	90	0,90
5	Enduit en ciment	0,02	18	0,36
TOTAL				**2,52**

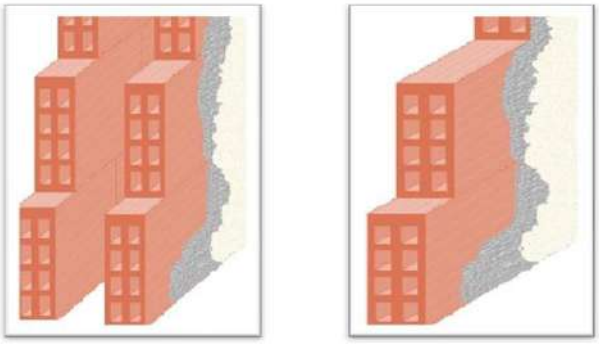


Figure II .2. Mur double cloison (gauche) ; Mur simple cloison (droite).

III.3.1.2. Plancher à corps creux

II.3.1.2.1. Plancher terrasse inaccessible

Tableau II.3. Charges permanentes du plancher terrasse inaccessible corps creux.

N	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m^3)	Poids surfacique (KN/m^2)
1	Gravillon roulé	0,04	20	0,72
2	Etanchéité multicouche	0,02	6	0,12
3	Papier kraft	-	-	0,05
4	Forme de pente	0,10	22	2,20
5	Film polyane	-	-	0,01
6	Isolation thermique	0,04	4	0,16
7	Pare vapeur	0,01	6	0,06
8	Plancher (16+4)	0,16+0,04	-	2,8
9	Enduit plâtre	0,02	10	0,20
TOTAL				**6,32**

II.3.1.2.2. Plancher courant

Tableau II.4. Charge permanente du plancher courant corps creux.

N	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m^3)	Poids surfacique (KN/m^2)
1	Carrelage	0,02	20	0,40
2	Mortier de pose	0,02	20	0,40
3	Lit de sable	0,03	18	0,54
4	Plancher (16+4)	0,16+0,04	-	2,8
5	Enduit en plâtre	0,02	10	0,20
6	Cloison légères	0,10	-	1,62
TOTAL				**6,01**

II.3.1.3. Plancher à dalles plaines

II.3.1.3.1 Plancher Terrasse inaccessible

Tableau II.5. Charges permanentes du plancher terrasse dalles pleines

N	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m^3)	Poids surfacique (KN/m^2)
1	Gravillon roulé	0,04	20	0,80
2	Etanchéité multicouche	0,02	6	0,12
3	Papier kraft	-	-	0,05
4	Forme de pente	0,10	22	2,20
5	Film polyane	-	-	0,01
6	Isolation thermique	0,04	4	0,16
7	Pare vapeur	0,01	6	0,06
8	Plancher (dalle pleine)	0,15	25	3.75
9	Enduit plâtre	0,02	10	0,2
TOTAL				**7.22**

II.3.1.3.2. Planchers étages courants

Tableau II.6. Charges permanentes du plancher étage courant dalles pleines.

N	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m^3)	Poids surfacique (KN/m^2)
1	Carrelage	0,02	20	0,40
2	Mortier de pose	0,02	20	0,40
3	Lit de sable	0,03	18	0,54
4	Plancher (dalle pleine)	0.15	25	3.75
5	Enduit en plâtre	0,02	10	0,20
6	Murs doubles cloison	0,10	-	1,62
TOTAL				**6.91**

II.3.2. Charges d'exploitation

Tableau II.7. Charges d'exploitations du chaque étage de la structure

Usage	Q (KN/m^2)
Inaccessible	**1**
Habitation	**1.5**
Escalier	**2.5**

II.4. Pré-dimensionnement des poutres

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

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

$$\frac{l}{15} \leq h \leq \frac{l}{10}$$

$$0.3 \cdot h \leq b \leq 0.7 \cdot h$$

Avec :

L_{max} : longueur de la poutre ayant la plus grande portée.

h : Hauteur de la poutre.

b : Largeur de la poutre.

Les dimensions minimales des poutres exigées par le Règlement RPA99 Version 2003 en zone (III) sont : **[Art 7.5.1]**

II.4.1. Vérification vis-à-vis du RPA99

$B \geq 20cm$
$H \geq 30cm$
$H/b \leq 4.0$
$Bmax \leq 1.5h+b_1$
Avec $e \leq \max(b_1/2.h_1/2)$

II.4.2. Poutres principales

On a L_{max}= 4.6 m
Alors : 30.66 cm $\leq h \leq$ 46 cm On prend h = 40 cm
Et 12.00 $\leq b \leq$ 28.00 On prend b = 30 cm

Vérification selon le RPA99

NB : Les vérifications seront faites pour le cas le plus défavorable des dimensions.

b = 30 > 20 cm (C.V)
h = 40 > 30 cm (C.V)
h/b = 1.33 ≤ 4.0 (C.V)

Toutes les vérifications de **RPA99** sont satisfaisantes.

II.4.3. Poutres secondaires

On a : L_{max} = 4.55 m

Alors : 30.33 cm ≤ h ≤ 45.5 cm On prend h = 35 cm

et 10.50 ≤ b ≤ 24.50 On prend b = 30 cm

-Vérification selon le RPA99

b = 30 > 20 cm (C.V)
h = 35 > 30 cm (C.V)
h/b = 1.20 ≤ 4 (C.V)

II.4.4. Conclusion

Toutes les vérifications de **RPA99** sont satisfaisantes.

II.5. Pré-dimensionnement des poteaux

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

II.5.1. Etapes de pré dimensionnement

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

Une majoration de 10% des efforts normaux pour les poteaux centraux voisins à des poteaux de rives dans le cas des bâtiments comportant au moins trois travées.

✓ Vérifier : $$\mathbf{N_{ultime} \leq \left(\frac{B_r f_{c28}}{0.9\gamma_b} + A\frac{f_e}{\gamma_s} \right).\alpha}$$

A : la section d'acier comprimé prise en compte dans le calcul $\mathbf{A} = \frac{\mathbf{B}}{\mathbf{1000}}$

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

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

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

Avec : $\lambda = \frac{\mathbf{L}_f}{\mathbf{i}}$ **:** C'est l'élancement mécanique

$\mathbf{L_f}$**=0.7** $\mathbf{L_0}$ **:** C'est la longueur de flambement.

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

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

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

II.5.2. Calcul de la longueur de flambement Lf

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

0.7*L_0 : si le poteau est à ses extrémités :

Soit encastré dans un massif de fondation ;

Soit assemblé à des poutres de planchers ayant au moins la même raideur que lui dans le sens considéré et le traversant de part en part ;

L0 : dans les autres cas.

Dans ce projet on a : L_f =0.7 * L_0. L_0= 3.20 m Donc : **L_f= 2.24 m**

II.5.3. Calcul de l'effort N_{adm}

On calcul les charges permanentes et les charges d'exploitation reprisent par un poteau intermédiaire le plus sollicité, à chaque niveau, ce qui permet de pouvoir modifier les dimensions du poteau étudié s'il est insuffisant ou surabondant

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

Niveaux	Dimensions (cm^2)	B_r (cm^2)	L_o (m)	L_f (m)	i (m)	λ	B (cm^2)	A_s (cm^2)	N_{adm}
6,5	30x30	784	3.20	2.24	0.087	25.86	900	0.9	1136.09
4,3	35x35	1089	3.20	2.24	0.101	22.17	1225	1.225	1620.64
2,1	40x40	1444	3.20	2.24	0.115	19.39	1600	1.600	2186.51
RDC, S-S	45x45	1849	3.20	2.24	0.130	17.24	2025	2.025	2834.04

II.5.4. Le choix de poteau le plus sollicité

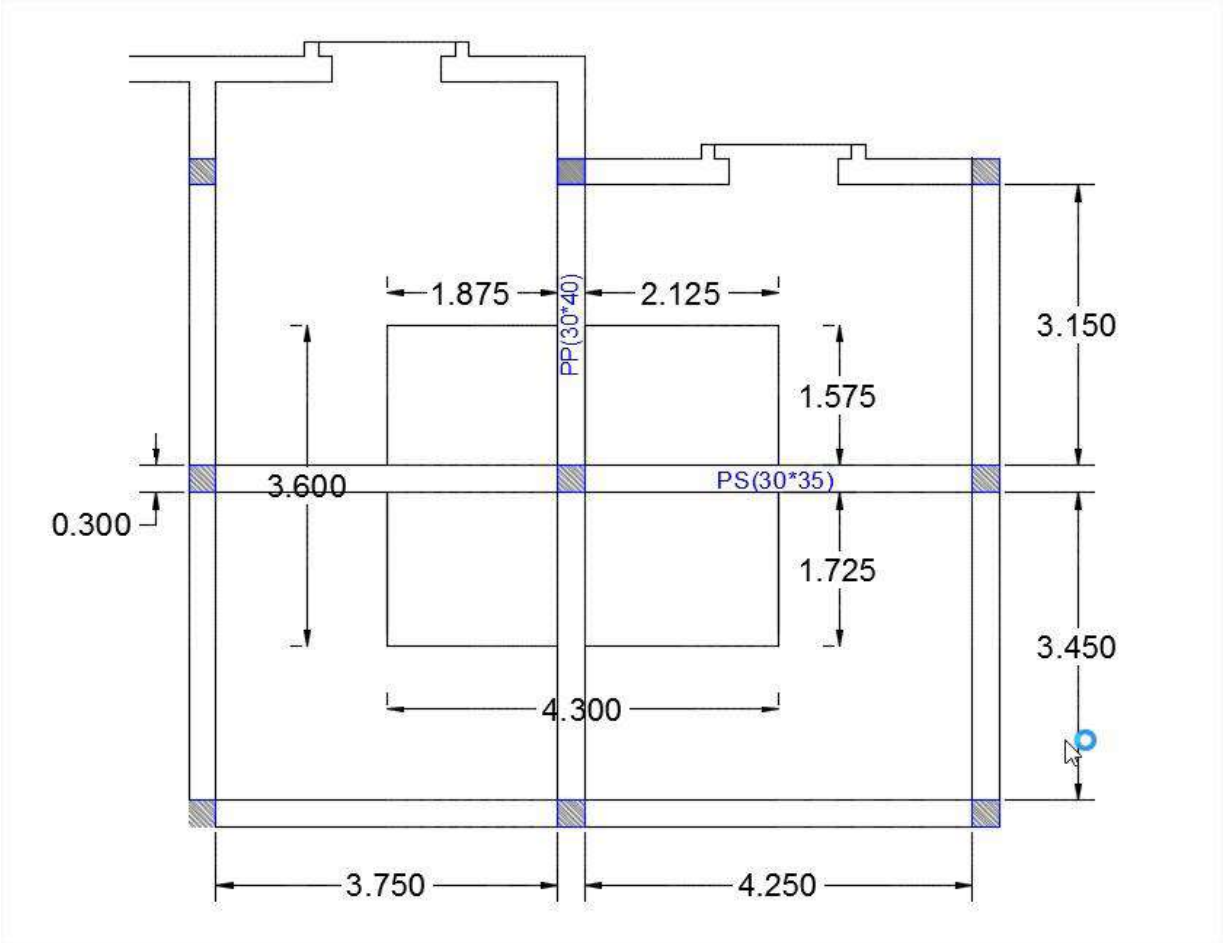


Figure II.3. Représentation du poteau le plus sollicité

❖ Surface du plancher revenant au poteau :

S_p= (4.3-0.30) x (3.6-0.30) $\Rightarrow$ **S_p=13.20 m^2**

❖ Surface totale:

S_t= (4.3x3.6) $\Rightarrow$ **St=15.48 m^2**

II.5.5. Descente des charges [Art 6.3]

On calcule les charges permanentes et les charges d'exploitation reprises par un poteau intermédiaire le plus sollicité, ce qui permet de pouvoir modifier les dimensions du poteau étudié s'il est insuffisant ou surabondant.

II.5.5.1. Surcharges d'exploitation

Comme il est rare que toutes les charges d'exploitation agissent simultanément, on applique pour leur détermination la loi de dégression qui consiste à réduire les charges identiques chaque étage de 10% jusqu'à 0,5Q. Voir **(ANNEXE 1)**

Tableau II.9. Détermination des charges d'exploitations

niveau	Q (KN/m^2)	S_t (m2)	Q (KN)		(3+n)/2*n	Qcum (KN)
6em	1	15.48	Q_0	15.48	/	15.48
5em	1,5		Q_1	23.22	1	38.70
4em	1,5		Q_2	23.22	0.95	59.59
3em	1,5		Q_3	23.22	0.9	78.17
2em	1,5		Q_4	23.22	0.85	94.42
1er	1,5		Q_5	23.22	0.8	108.36
RDC	1,5		Q_6	23.22	0.75	119.97
S sol	1,5 / 5		Q_7	23.22	0.714	131.53

II.5.5.2. Détermination des charges permanentes

Tableau II.10. Détermination des charges permanentes de chaque niveau.

Niveau	Gplancher (KN)	G pot (KN)	Gpp (KN)	Gps (KN)	G (KN)	Gcum (KN)
6	83.424	7.20	9.90	10.50	111.024	111.024
5	79.332	7.20	9.90	10.50	106.932	217.956
4	79.332	9.80	9.90	10.50	109.532	327.488
3	79.332	9.80	9.90	10.50	109.532	437.02
2	79.332	12.80	9.90	10.50	112.532	549.552
1	79.332	12.80	9.90	10.50	112.532	662.084
RDC	79.332	16.20	9.90	10.50	115.932	778.016
SS	79.332	16.20	9.90	10.50	115.932	893.948

Tableau II.11. Détermination de l'effort normal ultime Nu de chaque niveau.

Niveau	Gcum (KN)	Qcum (KN)	NU (KN)	1,1*NU (KN)	N_{adm} (KN)	vérification
Terrasse	111.024	15.48	173.102	190.412	1136.09	cv
5	217.956	38.70	352.290	387.519	1136.09	cv
4	327.488	59.598	531.505	584.655	1620.64	cv
3	437.02	78.174	707.238	777.961	1620.64	cv
2	549.552	94.428	883.537	971.890	2186.51	cv
1	662.084	108.36	1056.35	1161.985	2186.51	cv
RDC	778.016	119.97	1230.27	1353.297	2834.04	cv
SS	893.948	131.53	1404.12	1544.532	2834.04	cv

II.5.6. Vérification selon RPA99 version 2003 [Art 7.4.1]

On doit vérifier les conditions suivantes :

- Min (b_1. h_1) ≥ 30 cm. En zone III
- Min (b_1. h_1) ≥ h_e / 20
- 1/4< b_1 / h_1 < 4

Donc, pour le poteau carré (30x30) on a :

Min (30. 30) = 30 cm ≥ 30 cm. (C.V)

Min (30. 30) =30 cm ≥ 320/20 = 16 cm (C.V)

1/4 < 30/30 = 1 < 4 (C.V)

Toutes les vérifications de RPA99 sont satisfaisantes**.**

II.6. Pré dimensionnement des voiles [Art 7.7.1]

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

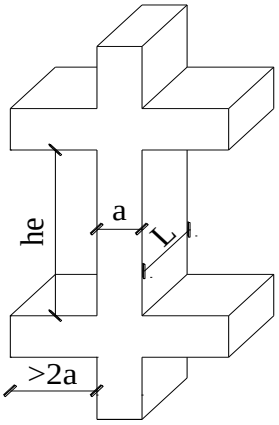


Figure II.4. Coupe de voile en élévation.

Leur épaisseur minimale est 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.

On a: he =h-Ps; L ≥ 4a

h_e = 3,20 – 0.35 = 2.85m.

a ≥ Max (15 cm; he/25; he/22; he/20)

a ≥ Max (15 cm; 11.40cm; 12.95 cm; 14.25 cm)

a ≥15 cm

On adopt: a =15 cm

II.7. Conclusion :

Dans ce chapitre ; et après tous les calculs et leurs vérifications selon les règlements, on conclure que le pré dimensionnements des éléments résistes sont :

Le plancher : (16+4) cm

Dalle pleine : (15) cm

Les poutres principales : (30x40) cm : pour tous les étages

Les poutres secondaires :(30x35) cm pour tous les étages

Les poteaux : (30x30): 6+5 étages
(35x35): 4+3 étages
(40x40): 2+1 étages
(45x45): RDC+S-S

L'épaisseur du voile :

ep : (15) cm.

CHAPITRE III :

CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES

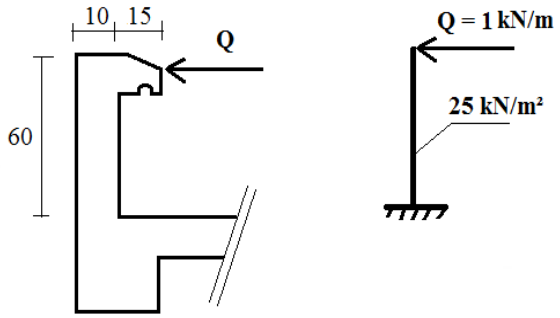
III.1. Introduction

Les éléments secondaires (non structuraux) sont les éléments qui n'ont pas une fonction porteuse ou de contreventement. Le calcul des éléments secondaires se fait généralement sous l'action des charges permanentes et des surcharges d'exploitation, cependant certains doivent être vérifiés sous l'action de la charge sismique (la composant verticale ou horizontale) comme ils doivent répondre aux disposions constructives du règlement parasismique, Dans le présent chapitre on va aborder le calcul des éléments secondaires suivants :

- L'acrotère ;
- Les planchers à corps creux (poutrelles et table de compression) ;
- Les escaliers ;
- Les dalles pleines ;
- La dalle machine.

III.2. L'acrotère

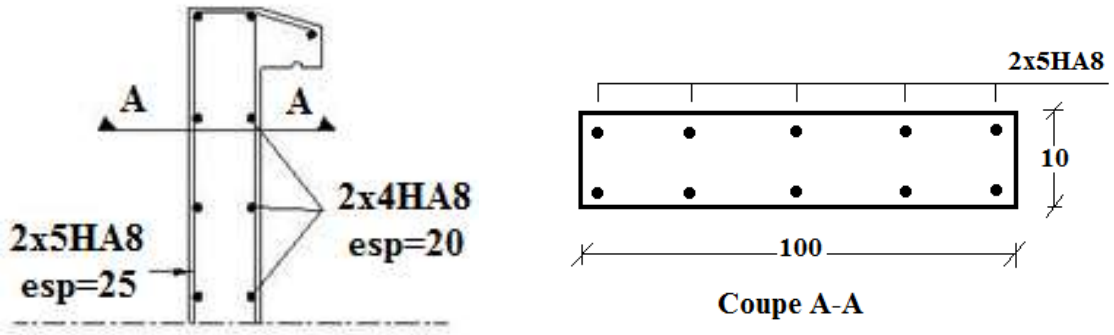
L'acrotère est un élément non structural en béton armé de 10 cm d'épaisseur et de 60 cm de hauteur. Il est assimilé à une console de 100 cm de largeur, encastrée au plancher terrasse et soumise à un effort normal dû à son poids propre et un moment à l'encastrement dû à une charge d'exploitation de 1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



FigureIII.1. Dimensions de l'acrotère et son schéma statique équivalent.

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

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



FigureIII.2. Ferraillage de l'acrotère

III.3. Plancher à corps creux

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

- Poutrelles préfabriquées en BA, disposées parallèlement de 65 cm d'espacement ;
- Corps creux (Entrevous) en béton de forme adaptée aux poutrelles ;
- Une dalle de compression supérieure en béton de 4 cm d'épaisseur.

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

- Les poutrelles ;
- La dalle de compression.

III.3.1. Les poutrelles

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

III.3.1.1. Avant coulage

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

- Son poids propre et le poids du corps creux comme une charge permanente G ;
- Une charge concentrée à son milieu dont l'intensité est la plus grande entre 1 kN, qui représente le poids d'un ouvrier comme une surcharge d'exploitation Q.

Pour avoir le nombre des étaiements nécessaires, on doit vérifier la flèche par la méthode exposée en (annexe 1), Il y a une méthode simplifiée, consiste à calculer la section en BA de 12x4 en flexion simple. Le fait que A'≠0, on rajoute des étaiements jusqu'on obtient $\mu \leq \mu_l$. Dans notre cas, on arrive à une distance égale à 1,00 m entre les étaiements.

III.3.1.2. Après coulage

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

- Poutrelle à 6 travées ;
- Poutrelle à 1 travées.

Pour étudier les poutrelles, on passe d'abord par la méthode forfaitaire (annexe A), Si ses conditions ne sont pas remplies, on fait le calcul par une méthode plus rugueuse, Dans ce cas, il s'agit de la méthode de Caquot **(ANNEXE 3).**

Tableau.III.3. Calcul du moment et effort tranchant des poutrelles à la terrasse à l'ELU

Travées	Qu (KN)	L (m)	L' (m)	M_0 (KN.m)	Mw (KN.m)	M_e (KN.m)	M_t (KN.m	T_w (KN)	T_e (KN)
1-2	6.01	3.70	3.70	10.3	2.06	7.34	5.60	9.71	-12.56
2-3	6.01	2.70	2.16	5.48	7.34	4.11	-0.24	9.32	-6.93
3-4	6.01	3.25	2.60	7.95	4.11	4.71	3.53	9.60	-9.97
4-5	6.01	3.2	2.56	7.70	4.71	6.20	2.25	9.17	-10.10
5-6	6.01	4.05	3.24	12.34	6.20	11.65	3.41	10.84	-13.54
6-7	6.01	4.55	4.55	15.58	11.65	3.12	8.19	15.57	-11.82

Tableau.III.4. Calcul du moment et effort tranchant des poutrelles à Etage Courant à l'ELU

Travées	Qu (KN)	L (m)	L' (m)	M_0 (KN.m)	Mw (KN.m)	M_e (KN.m)	M_t (KN.m	T_w (KN)	T_e (KN)
1-2	6,21	3.7	3.70	10.64	2.13	7.58	5.79	10.03	-12.98
2-3	6,21	2.7	2.16	5.67	7.58	4.25	-0.25	9.63	-7.16
3-4	6,21	3.25	2.60	8.21	4.25	4.87	3.65	9.91	-10.30
4-5	6,21	3.2	2.56	7.96	4.87	6.41	2.32	9.47	-10.43
5-6	6,21	4.05	3.24	12.75	6.41	12.04	3.53	11.20	-13.98
6-7	6,21	4.55	4.55	16.09	12.04	3.22	8.46	16.08	-12.21

- **Type 1 : poutrelle à 6 travées (plancher terrasse et étage courant (EC))**

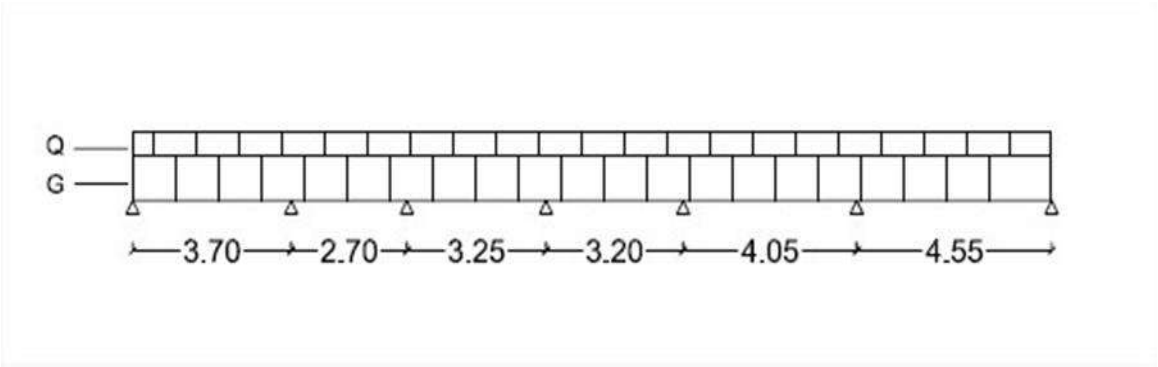
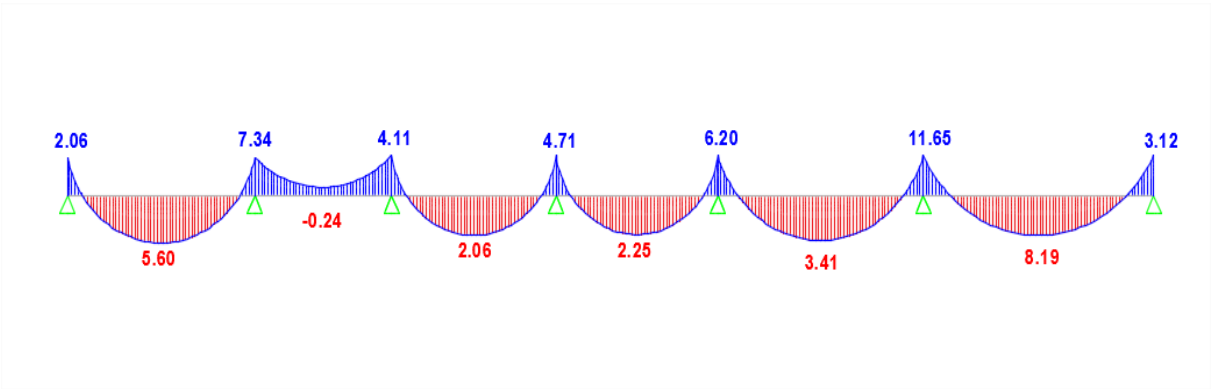
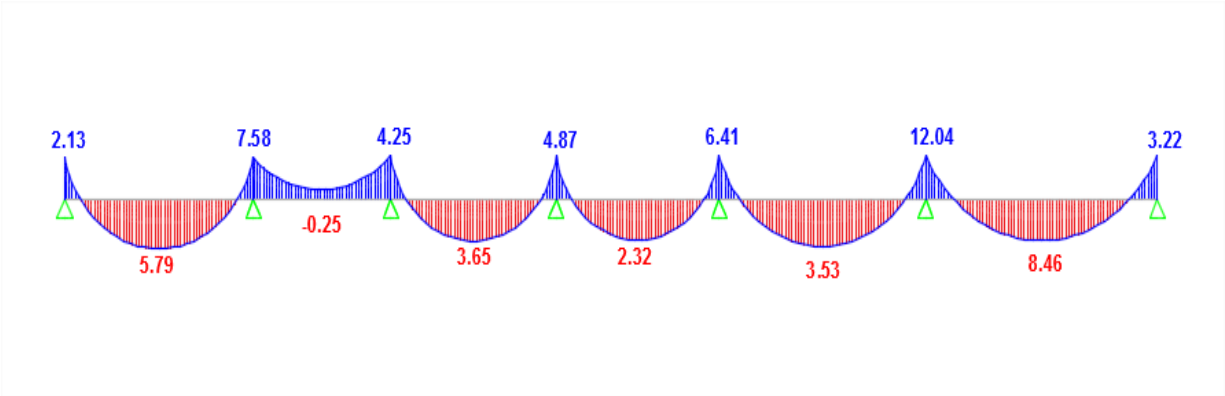


Figure III.3. Schéma statique équivalent des poutrelles avec les dimensions des travées

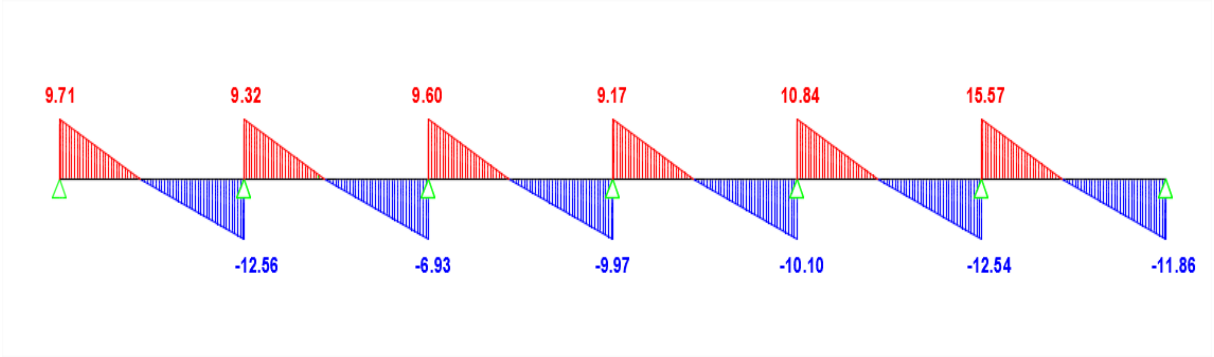


a)

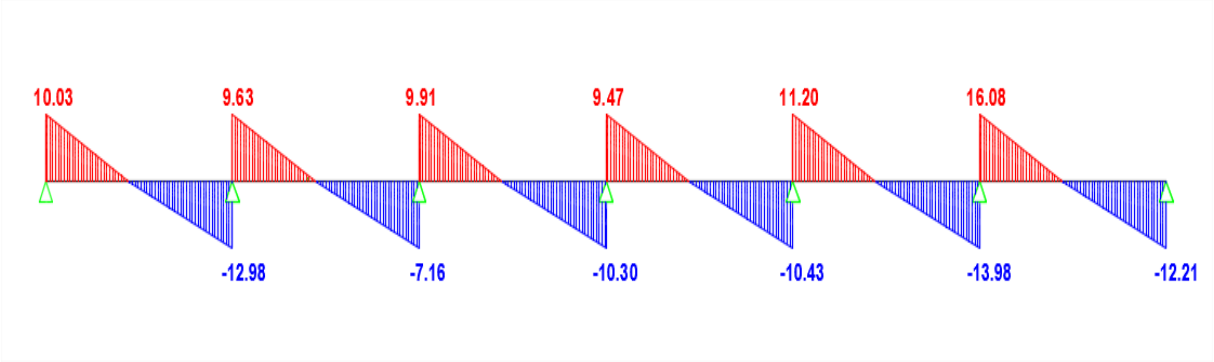


b)

Figure III.4. Diagrammes des moments à l'ELU du plancher a) terrasse et b) EC



a)



b)

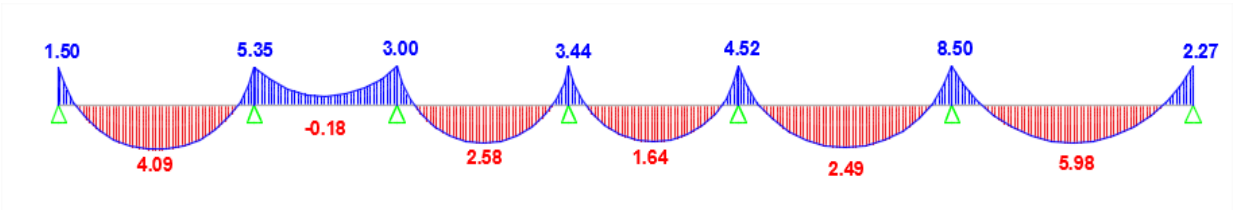
Figure III.5. Diagrammes de l'effort tranchant à l'ELU du plancher a) terrasse et b) EC

Tableau.III.5. Calcul du moment et effort tranchant des poutrelles à la terrasse à l'ELS

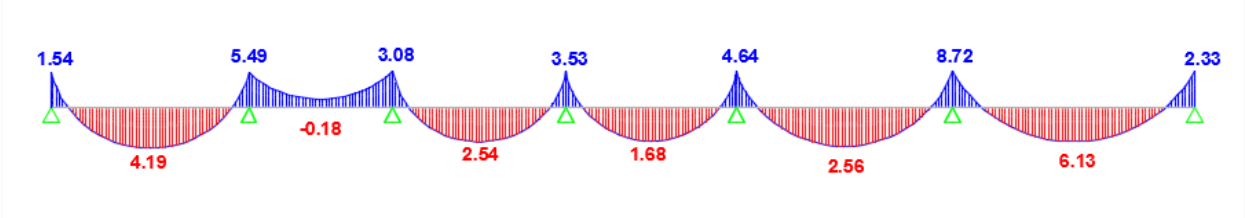
Travées	Qser (KN)	L (m)	L' (m)	M_0 (KN.m)	Mw (KN.m)	M_e (KN.m)	M_t (KN.m)
1-2	4.39	3.70	3.70	7.52	1.50	5.35	4.09
2-3	4.39	2.70	2.16	4.00	5.35	3.00	-0.18
3-4	4.39	3.25	2.60	5.80	3.00	3.44	2.58
4-5	4.39	3.20	2.56	5.62	3.44	4.52	1.64
5-6	4.39	4.05	3.24	9.00	4.52	8.50	2.49
6-7	4.39	4.55	4.55	11.37	8.50	2.27	5.98

Tableau.III.6. Calcul du moment et effort tranchant des poutrelles à EC à l'ELS

Travées	Qser (KN)	L (m)	L'(m)	M_0 (KN.m)	Mw (KN.m)	M_e (KN.m)	M_t (KN.m)
1-2	4,39	3.70	3.70	7.71	1.54	5.49	4.19
2-3	4,39	2.70	2.16	4.11	5.49	3.08	-0.18
3-4	4,39	3.25	2.60	5.95	3.08	3.53	2.64
4-5	4,39	3.20	2.56	5.77	3.53	4.64	1.68
5-6	4,39	4.05	3.24	9.24	4.64	8.72	2.56
6-7	4,39	4.55	4.55	11.66	8.72	2.33	6.13



a)



b)

Figure III.6. Diagrammes des moments à ELS du plancher a) terrasse et b) EC

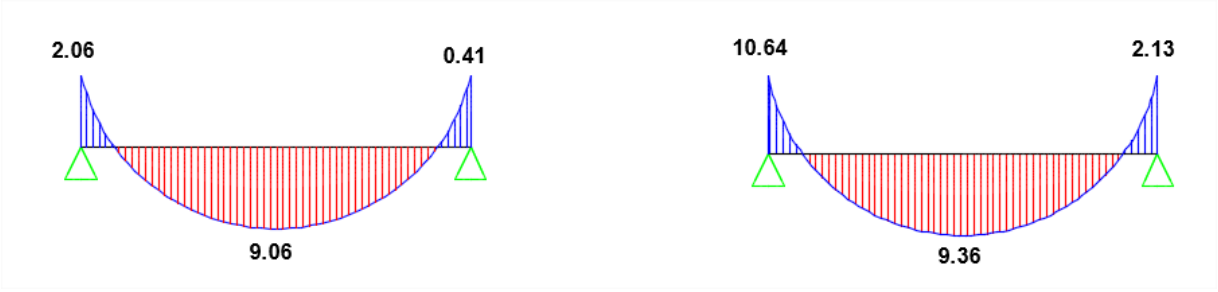
- **Type 2 : poutrelle à 1 travées (plancher terrasse et étage courant (EC))**

Tableau.III.7. Calcul du moment et effort tranchant des poutrelles à la terrasse à l'ELU

Travées	Qu (KN)	L(m)	L'(m)	M_0 (KN.m)	Mw (KN.m)	M_e (KN.m)	M_t	T_w	T_e
1-2	6.01	3.7	3.7	10.3	2.06	0.41	9.06	11.58	-10.96

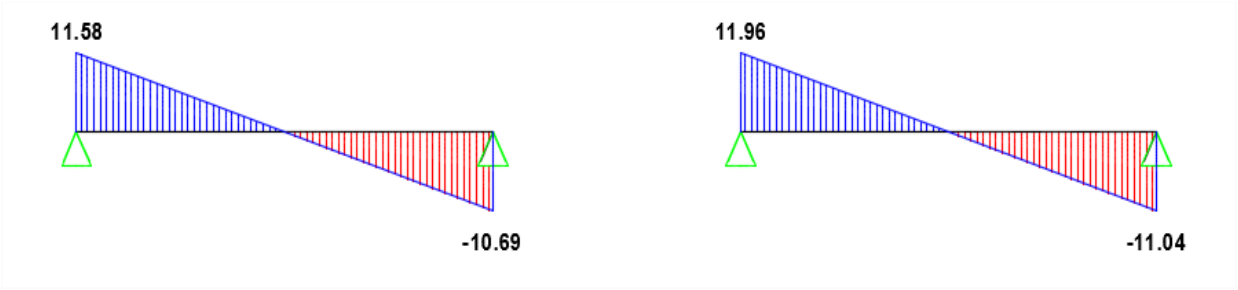
Tableau.III.8. Calcul du moment et effort tranchant des poutrelles à Etage Courant à l'ELU

Travées	Qu (KN)	L(m)	L'(m)	M_0 (KN.m)	Mw (KN.m)	M_e (KN.m)	M_t	T_w	T_e
1-2	6.21	3.7	3.7	10.64	2.13	0.43	9.36	11.96	-11.04



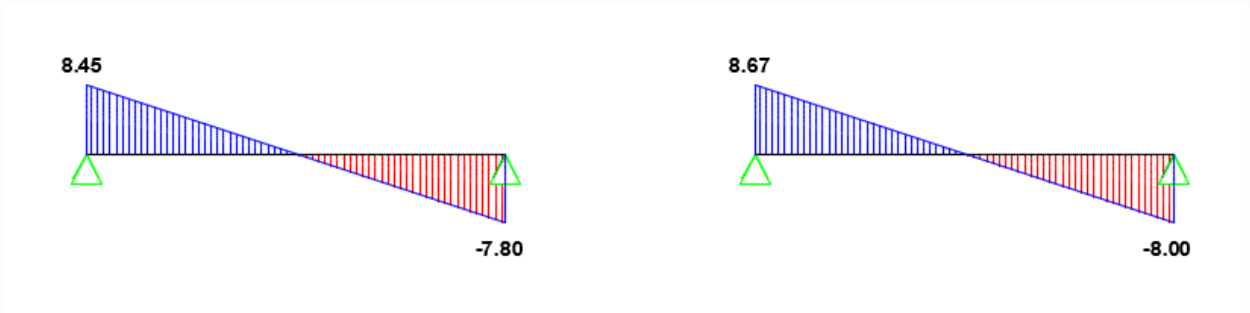
a) b)

Figure III.7. Diagrammes des moments à l'ELU du plancher : a) terrasse et b) EC



a) b)

Figure III.8. Diagrammes de l'effort tranchant à l'ELU du plancher : a) terrasse et b) EC



a) b)

Figure III.9. Diagrammes des moments à ELS du plancher a) terrasse et b) EC

D'après ce qui précède, les sollicitations maximales aux appuis et en travées sont données par le tableau III.4, et III.8 à l'étage courant et à la terrasse :

Tableau III.9 : Les moments maximums aux appuis et en travées

Etage	Moment Max aux appuis		Moment Max en travées	
	ELU (kN.m)	ELS (kN.m)	ELU (kN.m)	ELS (kN.m)
Terrasse	11,65	8,50	9,06	6,61
EC	12,04	8,72	9,36	6,79

III.3.1.2.1. Calcul du ferraillage

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

- Pour le moment négatif (aux appuis) la section de calcul sera la section rectangulaire.
- Pour le moment positif (en travée) la section transversale de calcul sera la section en T dont les dimensions sont représentées sur la figure III.10.
- la figure III.11 présente le schéma de ferraillage longitudinal et transversal, avec leurs espacements.
-

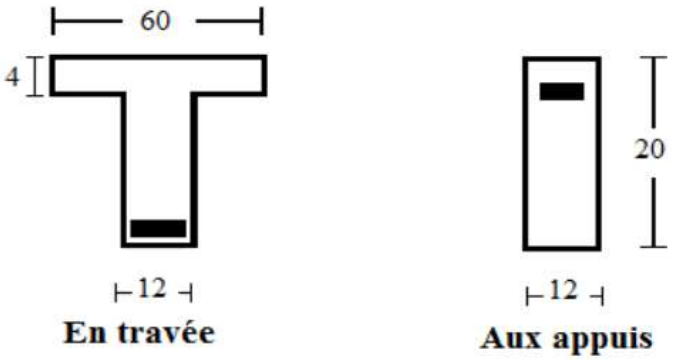


Figure III.10 : Les sections considérées pour le calcul du ferraillage des poutrelles

Tableau III.10 : Calcul du ferraillage des poutrelles aux appuis et en travée

Position	Etages	M_{max} (kN. m)	$A_{calculée}$ (cm^2)	$A_{choisie}$ (cm^2)
Aux appuis	Terrasse	11,65	2.00	1HA12+1HA12 = 2.26
	EC	12,04	2.10	1HA12+1HA12 =2.26
En travée	Terrasse	9,06	1.60	2HA10+1HA8 = 2.07
	EC	9,36	1.60	2HA10+1HA8 =2.07

III.3.1.2.2. Vérification à ELS

Il suffit de vérifier : $\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$ (Voir tableau III.11)

Tableau III.11 : Vérification de la contrainte du béton à l'ELS

Etages	Sollicitation à l'ELS(kN. m)		Contraintes (MPa)		Contraintes admissible	Vérification
	Mt_{max}	Ma_{max}	$\sigma_{btravée}$	σ_{bappui}	$\overline{\sigma_b}$	
Terrasse	6,28	7,14	8,20	9,32	15	CV
EC	5,77	6,56	7,53	8,56	15	CV

III.3.1.2.3. Vérification des contraintes de cisaillement à ELU

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

Tableau III.12 : Vérification de la contrainte de cisaillement à ELU

Etages	T_u (kN. m)	$\tau_u(MPa)$	$\overline{\tau_u}(MPa)$	Vérification
Terrasse	15,73	0,72	3,33	CV
Courant	14,54	0,67	3,33	CV

III.3.1.2.4. Vérification de la flèche

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les trois inégalités de la méthode forfaitaire sont vérifiées **(Voir ANNEXE 2),** Tant qu'une inégalité n'est pas vérifiée dans notre cas, on doit vérifier alors la flèche selon la méthode montrée en **(ANNEXE 7),** dont les résultats sont présentés dans le tableau III.13.

Tableau III.13 : Vérification de la flèche

A (cm²)	M_{ser}(kN. m)	$\rho(\%)$	σ_s(MPa)	μ	y (cm)	$I_0(cm^4)$
1,57	7,14	0,007	180,36	0,70	11,3	21207.7
$l_{fi}(cm^4)$	$l_{fv}(cm^4)$	$f_i(mm)$	$f_v(mm)$	$\Delta f(mm)$	$\bar{f}(mm)$	$\Delta f \leq \bar{f}$
7663.7	12824.9	8,09	14,38	6,30	9,80	CV

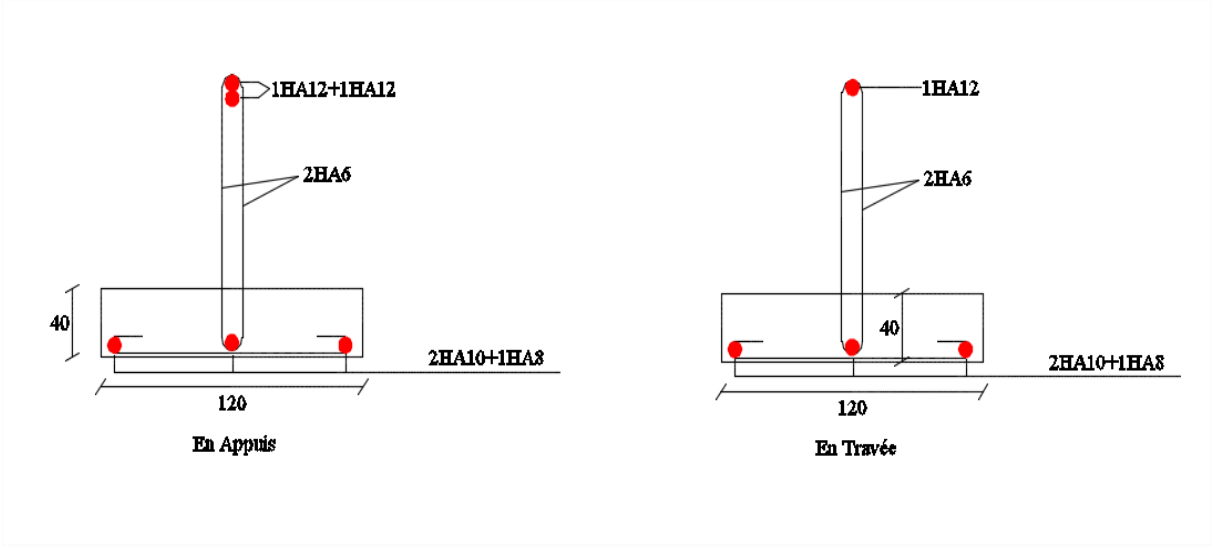


Fig.III.11 : Ferraillage des poutrelles en travée et aux appuis pour l'étage courant et EC

III.3.2. Dalle de compression

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

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

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

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

Avec :

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

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

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

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

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

$$A_{t2} = \frac{A_{t1}}{2} = \frac{0{,}5}{2} = 0{,}25cm^2/ml$$

On choisira : $A_{t1} = 5\ \emptyset\ 4{,}5 = 0{,}98cm^2$ avec un éspacement de 15cm.

$A_{t2} = 4\ \emptyset\ 4{,}5 = 0{,}78cm^2$ avec un éspacement de 15cm.

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

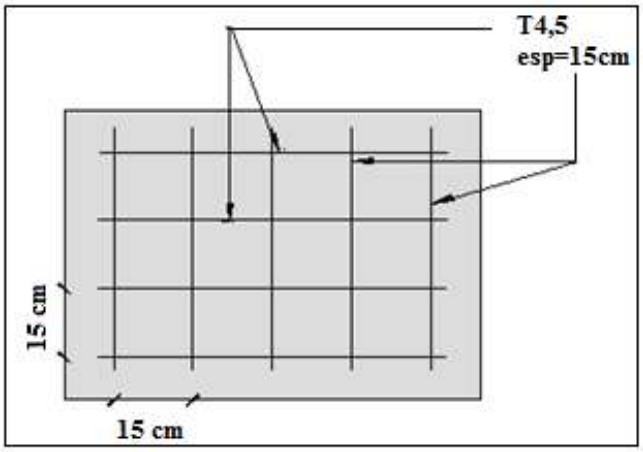


Figure III.12. Disposition des armatures de la dalle de compression

III.4. Dalle pleine

La dalle pleine est un plancher en BA coulé sur un coffrage plat. Le diamètre des armatures incorporées et leur nombre varient suivant les dimensions de la dalle et l'importance des charges qu'elle supporte. Le calcul fait en flexion simple **(Voir ANNEXE 5),** Ce type de plancher est très utilisé dans les structures, notamment pour les formes irrégulières.

III.4.1. Prédimensionnement

On a une dalle encastrée à quatre cotés (**Figure III.14**) dont le prédimensionnement est donné par la relation suivante :

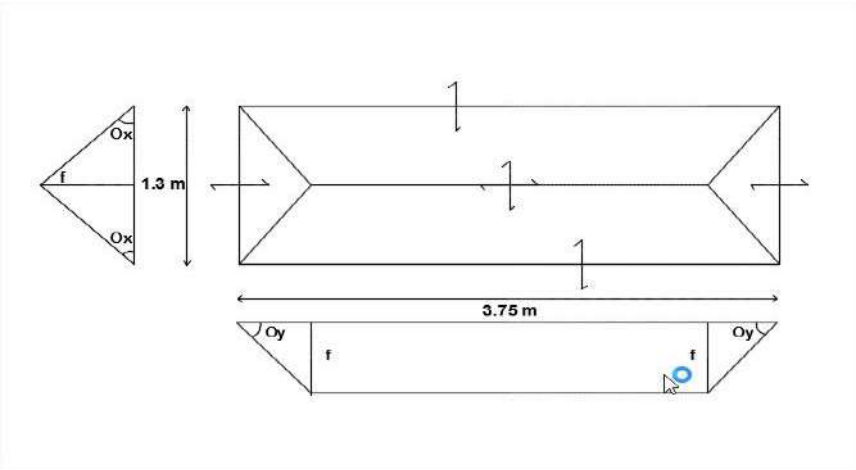


Figure III.13. Dalle pleine rectangulaire reposant sur 4 appuis

- Détermination de l'épaisseur de la dalle pleine :

$$\frac{l}{35} \leq e \leq \frac{l}{30} \Rightarrow \frac{375}{35} = 10.71cm \leq e \leq \frac{375}{30} = 12.5cm \Rightarrow \text{ on adopte } e = 15cm$$

III.4.2. Déterminations des sollicitations

Tableau III.14 : Combinaisons des charges de la dalle pleine

Etage	G(kN/m^2)	Q(kN/m^2)	P_u(kN/m^2)	P_s(kN/m^2)
Terrasse	7,35	1	11,42	8,35
EC	6,91	1,5	11,57	8,41

On choisit la sollicitation la plus défavorable, celle étage courante.

III.4.3. Méthode des lignes de rupture (Voir ANNEXE 8),

Tableau III.15. Les Travaille interne et externe

Travail externe: $T_{ext} = q\ f\ \ S$	**Travail interne :** $T_{int} = M_i\ L_i \theta_i$
$\Sigma T_{ext} = (2.43 - 0.43y)\ q\ f$	$\Sigma T_{int} = M\ f\ (\frac{2.6}{y} + 11.53)$

Tableau III.16. Les efforts internes

E.L.U	E.L.S	
$q= M\left(\frac{\frac{2.6}{y}+11.53}{2.43-0.43y}\right)$	$M_x = \mu_x P_s L^2_x$ $M_y = \mu_y M_x$	
q_u = 11.57 KN/m	P_s = 8.41 KN/m^2	
y = 0.91m	ρ = 0.34	μ_x = 0.112 μ_y = 0.285
Mu = 0.141 q	M_x = 0.112x 8.41 $(1.30)^2$ = 1.593 KN.m M_y= 0.285 x 1.59 = 0.454 KN.m	
Mux = Muy =0.14x11.57=1. 63KN.m Max = May = -0.5*1.63 = -0.816 KN.m	M_{tx} = 0.85 x 1.59 = 1. 35KN.m M_{ty} = 0.85 x 0.45 =0.38 KN.m M_{ax}= M_{ay} = - 0.3 x 1.59 = --0.47 KN.m.m M_{ax}= M_{ay} = - 0.5 x 1.59 = -0.79 KN.m.m	

III.4.4. Calcul de ferraillage

III.4.4.1. Armature longitudinale

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

Tableau III.17 : Calcul de ferraillage (armatures longitudinales) de la dalle pleine

		M (KN.m)	μ	ß	$\mu \leq \mu_l$	A' (cm^2)	A (cm^2)	A_{min} (cm^2)	$A \geq A_{min}$
En Travée	**X**	1.632	0.007	0.99	C.V	0	0.37	1.5	C.N.V
	Y	1.632	0.007	0.99	C.V	0	0.37	1.5	C.N.V
En Appuis	**X**	- 0.816	0.003	0.99	C.V	0	0.18	1.5	C.N.V
	Y	- 0.816	0.003	0.99	C.V	0	0.18	1.5	C.N.V

Condition de non fragilité

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

En travée et aux appuis : $A = 3{,}14(cm^2) \geq A_{min} = \frac{B}{1000} = \frac{15 * 100}{1000} = 1{,}5(cm^2) \Rightarrow$ cv

III.4.5. Vérification à l'ELS

Il suffit de vérifier : $\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$ $avec$ $\overline{\sigma_b} = 0.6x25 \Rightarrow \overline{\sigma_b} = 15MPa$

Tableau III.18. Vérification des contraintes à l'ELS.

		M (KN.m)	A (cm^2)	A' (cm^2)	Y (cm)	I (cm^4)	σ_b (MPa)	$\overline{\sigma_b}$	$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$	A choisi (cm^2)
En Travée	**X**	1.354	3.14	0	2.99	$5.2x10^5$	0.77	**15**	**CV**	4HA10 = 3.14
	Y	0.386	3.14	0	2.85	$4.3x10^5$	0.25		**CV**	4HA10 = 3.14
En Appuis	**X**	- 0.478	3.14	0	2.99	$5.2x10^5$	0.27	**15**	**CV**	4HA10 = 3.14
	Y	- 0.797	3.14	0	2.85	$4.3x10^5$	0.32		**CV**	4HA10 = 3.14

III.4.6. Vérification de l'espacement

$St = \frac{100}{4} = 25\ cm \leq Min(3h = 45cm ; 33cm) = 33cm$ ..... **cv**

$St = \frac{100}{4} = 25\ cm \leq Min(4h = 60cm ; 45cm) = 33cm$ ..... **cv**

III.4.7. Vérification de l'effort tranchant a ELU

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

Tableau III.19 : Vérification des contraintes de cisaillement à ELS

section	T(kN)	$\tau(MPa)$	$\bar{\tau}(MPa)$	$\tau \leq \bar{\tau}$
100 *15	6,415	0,051	1,17	cv

III.4.8. Vérification de la flèche

$$\frac{h}{lx} = 0.115 \geq \frac{Mt}{20M0} = \frac{1.35}{20 * 1.59} = 0.042\ cm$$ ..... **CV**

$$\frac{Ax}{b.dx} = \frac{3.14}{100 * 12.5} = 0.003 < \frac{2}{FeE} = 0.005$$ ..... **CV**

$$\frac{Ay}{b.dY} = \frac{3.14}{100 * 12.5} = 0.003 < \frac{2}{FeE} = 0.005$$ ..... **CV**

La flèche est vérifiée

III.5. La dalle machine

III.5.1. 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=**4.425m^2.**

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.

II.5.2. Pré dimensionnement

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

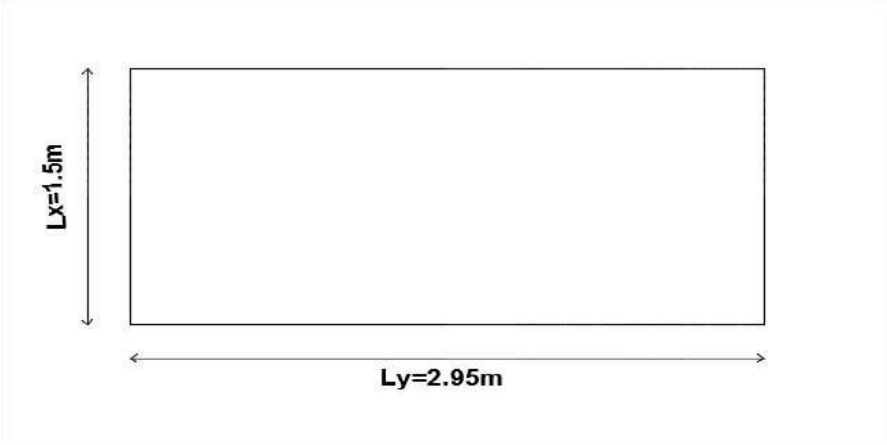


Figure III.14. Dimensions de la dalle machine

On doit vérifier deux conditions :

1) Résistance à la flexion

$$\frac{\text{Lx}}{45} \leq \text{ep} \leq \frac{\text{Lx}}{40} \Rightarrow \frac{150}{45} = 6.55cm \leq \text{e} \leq \frac{150}{40} = 7.375cm \Rightarrow \text{ on prendre ep} = 7cm$$

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=25cm.**

III.5.3. Evaluation des charges permanentes et surcharges d'exploitations

III.5.3.1. Charges permanentes

Tableau III.20. 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.

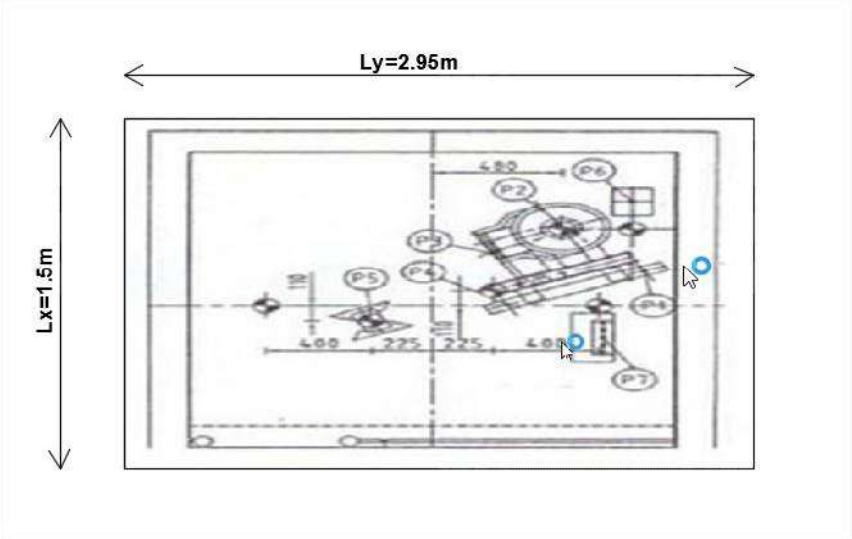


Figure.III.15. Poids appliqués sur la dalle machine.

Tableau III.21. Poids de la machine

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

$q = \frac{\sum pi}{s} = 110.282\ KN/m^2$ $G_{tot} = 6.25 + 110.282 = 116.532\ KN/m^2$

III.5.3.2. 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.5.3.3. Détermination des charges de la dalle

Tableau III.22. Détermination des charges de la dalle

G (KN/m^2)	Q (KN/m^2)	P_u (KN/m^2)	P_s (KN/m^2)
116.532	5	164.818	121.532

III.5.4. Calcul des solicitations

Méthode de calcul **:** Les étapes de calcule dans **ANNEXE 8** et **ANNEXE 9**

$\rho=\frac{Lx}{Ly}=\frac{1.3}{2.95}=0.51>0.4$ donc: la dalle travaillant suivant deux direction

III.5.4.1. Méthode des lignes de rupture

Tableau III.23. Les Travaille interne et externe

Travail externe: $T_{ext} = q\ f\ \ S$	**Travail interne :** $T_{int} = M_i\ L_i \theta_i$
$\Sigma T_{ext} = (2.21 - 0.5y)\ q\ f$	$\Sigma T_{int} = M\ f\ (\frac{3}{y} + 7.86)$

Tableau III.24. Les efforts internes

E.L.U	**E.L.S**	
$q= M\ (\frac{\frac{3}{y}+7.86}{2.21-0.5y})$	$M_x = \mu_x\ P_s\ L^2_x$ $M_y = \mu_y\ M_x$	
q_u = 164.81 KN/m	P_s = 121.532 KN/m^2	
y = 0.97m	ρ = 0.51	μ_x = 0.098 μ_y = 0.375
Mu = 0.158 q	$M_x = 0.098x\ 121.53\ (1.50)^2 = 26.98$ KN.m M_y= 0.375 x 26.98= 10. 14KN.m	
Mux = Muy =0.158x164.818=26.041KN.m Max = May = -0.5*26.041= -13.021 KN.m	M_{tx} = 0.75 x 26.989 = 20. 24KN.m M_{ty} = 0.75 x 10.14 =7.60 KN.m $M_{ax}= M_{ay}$ = - 0.5 x 26.98 = -13.49 KN.m.m	

III.5.5. Le ferraillage (flexion simple) (ANNEXE 5)

III.5.5.1.A l'ELU

b =100cm, c= c'= 2.5cm, h=ep= 25cm, σ_b = 14.2MPa, σ_s = 348MPa, Fe= 400MPa ;

Tableau III.25. Résultats de ferraillage ELU

		M (KN.m)	μ	ß	μ ≤ μl	A' (cm^2)	A (cm^2)	Amin (cm^2)	A ≥ Amin
En Travée	**X**	26.041	0.036	0.982	CV	0	3.29	2.5	CV
	Y	26.041	0.036	0.982	CV	0	3.29	2.5	CV
En Appuis	**X**	-13.021	0.018	0.991	CV	0	2.83	2.5	CV
	Y	-13.021	0.018	0.991	CV	0	2.83	2.5	CV

III.5.5.2. Vérification A l'E.l.S

On considère la fissuration est non préjudiciable :

Tableau III.26. Vérification des contraintes à l'ELS.

		M (KN.m)	A (cm^2)	A' (cm^2)	Y (cm)	I (cm^4)	σb (MPa)	$\overline{\sigma_b}$	σb≤ $\overline{\sigma_b}$	A choisi (cm^2)
En Travée	**X**	20.242	3.93	0	4.59	22132.69	3.59	**15**	**C.V**	**5HA10 = 3.93**
	Y	7.607	3.93	0	4.48	19099.94	1.57		**C.V**	**5HA10 = 3.93**
En Appuis	**X**	-13.41	3.93	0	4.52	22132.69	2.38	**15**	**C.V**	**5HA10 = 3.93**
	Y	-13.41	3.93	0	4.48	19099.94	2.75		**C.V**	**5HA10 = 3.93**

III.5.5.3. Vérification de l'Espacement

$St = \frac{100}{6} = 16.66\ cm \leq Min(3h = 75cm ; 33cm) = 33cm$ ..... **cv**

$Sa = \frac{100}{5} = 20\ cm \leq Min(4h = 100cm ; 45cm) = 45cm$ ..... **cv**

III.5.5.4 Vérification de l'effort tranchant

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

- **Suivant Lx :** $\tau ux = \frac{Vux}{b0dx} \leq \bar{\bar{\tau u}} = \frac{0.07\, fc28}{\gamma b} = \frac{0.07\, fc28}{1.5} = 1.17 MPa$

$$Vux = \frac{PuLxLy}{2\,Ly + Lx} = 98.56\ KN$$

$\tau ux = 0.438$ MPa $\leq \bar{\tau u} = 1.17$MPa …… **CV**

- **Suivant Ly :** $\tau ux = \frac{Vux}{b0dx} \leq \bar{\bar{\tau u}} = \frac{0.07\, fc28}{\gamma b} = \frac{0.07\, fc28}{1.5} = 1.17 MPa$

$$Vux = \frac{PuLxLy}{2\,Ly + Lx} = 82.409\ KN$$

$\tau ux = 0.366$ MPa $\leq \bar{\bar{\tau u}} = 1.17$MPa …… **CV**

III.5.5.5. Vérification de la flèche

$\frac{h}{lx} = 0.16 \geq \frac{Mt}{20M0} = \frac{20.142}{20 * 26.98} = 0.037$ cm …… **CV**

$\frac{Ax}{b.dx} = \frac{3.93}{100 * 22.5} = 0.0017 < \frac{2}{FeE} = 0.005$ …… **CV**

$\frac{Ay}{b.dY} = \frac{3.93}{100 * 22.5} = 0.0017 < \frac{2}{FeE} = 0.005$ …… **CV**

Lorsque les conditions sont vérifiées ; donc La vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

Conclusion : La flèche est vérifiée

III.5.6. Vérification de non poinçonnement

$$Pu \leq 0.045\, Uc.h.\frac{fc28}{\gamma b}$$

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 : $U_c = 4h = 100$cm

$P_u = 125KN \leq 0.045\,(1000)\,(250).25/1.5 = 187.5$ KN ……**CV**

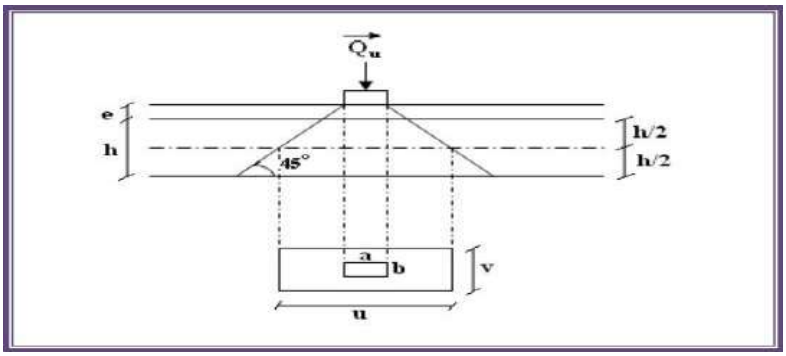


Figure.III.16. Vérification de non poinçonnement.

III.6. Escaliers

Un escalier est une suite de plans horizontaux disposés en gradins, afin de permettre de se déplacer à pied d'un niveau à un autre (Figure III.18).

III.6.1. Prédimensionnement

Les caractéristiques de notre escalier sont :

- Le nombre de contre marche égale à 20.
- Hauteur du palier : H = 1,60m

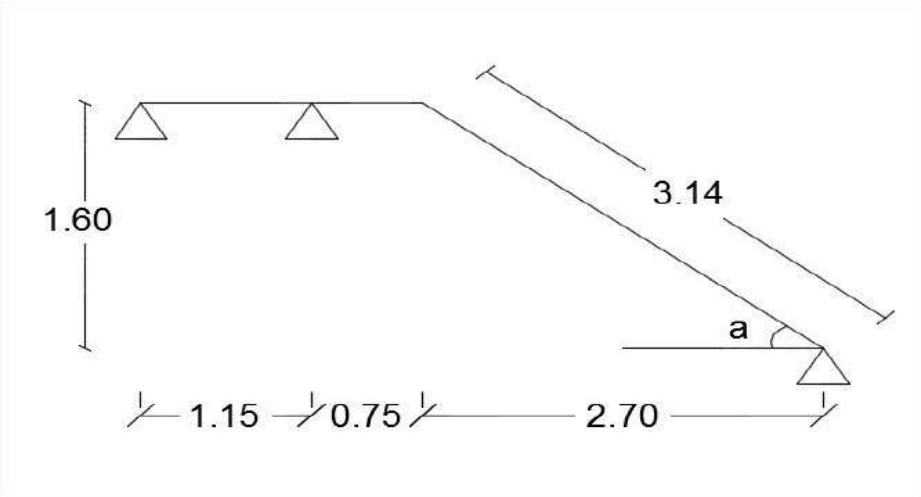


Figure III.17. Dimensions de l'escalier

- Hauteur du contre marche :
- $h = \frac{3,20}{20} = 16cm$
- Largeur de la marche : g = 30cm

❖ **Vérification de la formule de Blondel**

60cm ≤ g+ 2h ≤64cm ⟹ g+ 2h =62cm (CV)

❖ **Détermination de l'épaisseur de l'escalier**

tag α = H / L = 1,6/2,70= 0,592 D'où alors : **α =30,65°**

L_0=H/sin α=1,6/sin (30,65) »» L_0=3,14 m

L_{tot} =L_0+H = (3,14+1,6) =4,74 m

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

$\frac{L_{tot}}{35} \le e \le \frac{L_{tot}}{30} \Rightarrow$ $13,50 \le e \le 15,80$ ⟹ **e=15cm**

III.6.2. Evaluation des charges et surcharges

L'évaluation des charges permanentes du palier de repos et de la paillasse de l'escalier est donnée respectivement par les tableaux III.17et III.18.

Tableau III.27. Evaluation des charges permanentes du palier de repos de l'escalier

N	Composantes	Epaisseur	Poids volumique (KN/m^3)	Poids surfacique (KN/m^2)
1	Carrelage	0.02	20	0.4
2	Mortier de pose	0.02	20	0.4
3	Lit de sable	0.03	18	0.54
4	Poids propre du palier	0.15	25	3.75
5	Enduite en ciment	0.02	18	0.36
TOTAL				**5.45**

Tableau III.28. Evaluation des charges permanentes de la paillasse de l'escalier

N	Composantes	Epaisseur	Poids volumique (KN/m^3)	Poids surfacique (KN/m^2)
1	Carrelage	0.02	20	0.4
2	Mortier de pose	0.02	20	0.4
3	Lit de sable	0.03	18	0.54
4	Poids propre de la marche	0.17 / 2	25	2.13
5	Poids propre de la palliasse	0.15/Cos α	25	4.35
6	Enduite en ciment	0.02	18	0.36
TOTAL				**8.18**

Selon le DTR [4] charges et surcharge d'exploitation, pour un escalier dans un immeuble à usage d'habitation, on aura : Q =2,5kN/m² (pour le palier et la paillasse).

Le calcul de ce genre d'escalier s'effectue en flexion simple pour une bande de 1,0 m de largeur, simplement appuyée sur les poutres et soumise à deux types de charges G et Q, sous la combinaison à l'ELU et la vérification se fait sous la combinaison à l'ELS. A cet effet, on aura les sollicitation sillustrées dans les tableaux29 et30 ainsi que les figures III.18- III.19.

Tableau III.29. Sollicitations obtenues à l'ELU appliquées à l'escalier.

	G (kN/m^2)	Q (kN/m^2)	P_u (kN/m^2)	Réactions (kN)	M_0 (kN.m)	Travée	Appuis
						0,85.M_0(kN.m)	0,50.M_0(kN.m)
Palier	5,45	2,5	11,11	R_A=20,88	37,02	13,03	18,51
Paillasse	8,18	2,5	14,79	R_B=51,51 Rc=9,19			

Tableau III.30. Sollicitations obtenues à l'ELS appliquées à l'escalier.

	G (kN/m^2)	Q (kN/m^2)	P_{ser} (kN/m^2)	Réactions (kN)	M_0(kN.m)	Travée	Appuis
						0,85.M_0(kN.m)	0,50.M_0(kN.m)
Palier	5,45	2,50	7,95	R_A=23,97	23,50	9,52	13,33
Paillasse	8,18	2,50	10,68	R_B=26,09 Rc=26,09			

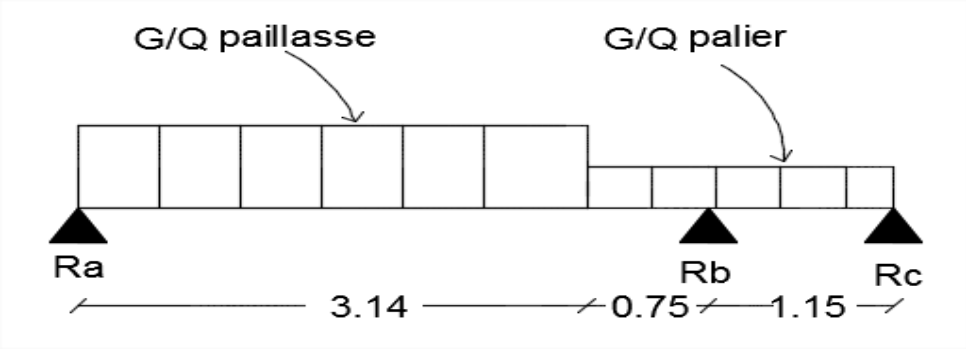


Figure III.18. Schéma statique équivalent des efforts externes appliqués à l'escalier

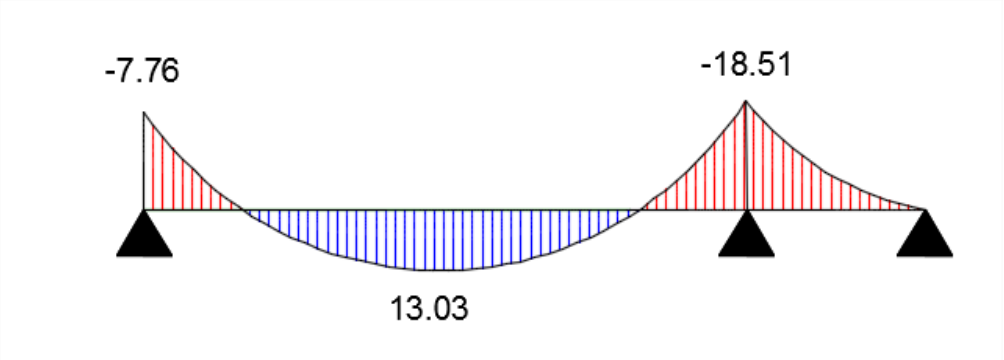


Figure III.19. Diagrammes des moments fléchissent à l'E.L.U

III.6.3. Ferraillage des escaliers à l'ELU

Les résultats du ferraillage en flexion simple d'une bande de 1,0 m sont résumés sur le tableau III.31. Cependant, les vérifications nécessaires selon le CBA sont données par la suite.

Tableau III.31. Calcul des sections d'acier de l'escalier

	M_u (kN.m)	$A_{calculée}$ (cm²)	A' (cm²)	A_{min} (Cm²) (CBA)	$A_{adoptée}$ (Cm²)	$A_{rép}$ $\frac{A}{4}$ (Cm²)	$A_{adoptée}$ (Cm²)
En travée	13,03	3,08	0,00	1,50	7HA10 = 5,49	3,92	5 HA 10 = 2,01
En appuis	18,51	4,45	0,00		7HA10 =5,49	3,92	5 HA 10 = 2,01

III.6.4. Vérification à l'ELS

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

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

	En travées	Aux appuis
A (cm²)	5,49	5,49
M_{ser} (kN.m)	9,52	13,33
$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I}.y$ (MPa)	4,460	6,237
$\sigma_b \leq \overline{\sigma}_b$ =15 (MPa)	CV	CV

III.6.5. Vérification de la flèche

$$\frac{h}{l} = 0.0306 \geq \frac{Mt}{20M0} = \frac{9.52}{20 * 11.2} = 0.042 \text{ cm} \ \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \mathbf{CNV}$$

$$\frac{A}{b.d} = \frac{5.48}{100 * 12.5} = 0.0043 < \frac{2}{FeE} = 0.005 \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \mathbf{CV}$$

Donc la vérification de la fléche est nécessaire

Tableau III.33. Vérification de la flèche de l'escalier

M (KN.m)	A(cm^2)	λi	ρ	λv	μ
9,52	5,49	4.88	0,0043	1.95	0,181
L(m)	f_i (mm)	f_v (mm)	Δ_f(mm)	f_{adm}(mm)	$\Delta f<f_{adm}$
4.9	4,03	9,55	5,52	9,8	C.V

Donc, on garde l'épaisseur de l'escalier choisie en prédimensionnement : e=15cm.

III.6.6. Calcul de la poutre palière

La poutre palière a pour rôle de supporter le poids d'escalier, elle sera calculée en flexion simple. Ainsi, toutes les vérifications nécessaires pour les poutres porteuses exigées par les règlements en vigueur, en l'occurrence CBA 93 et RPA99, de prédimensionnement jusqu'au ferraillage devront être remplies.

III.6.6.1. Prédimensionnement

Le prédimensionnement de la poutre palière (Figure III.21) et les vérifications nécessaires sont donnés par le tableau III.35:

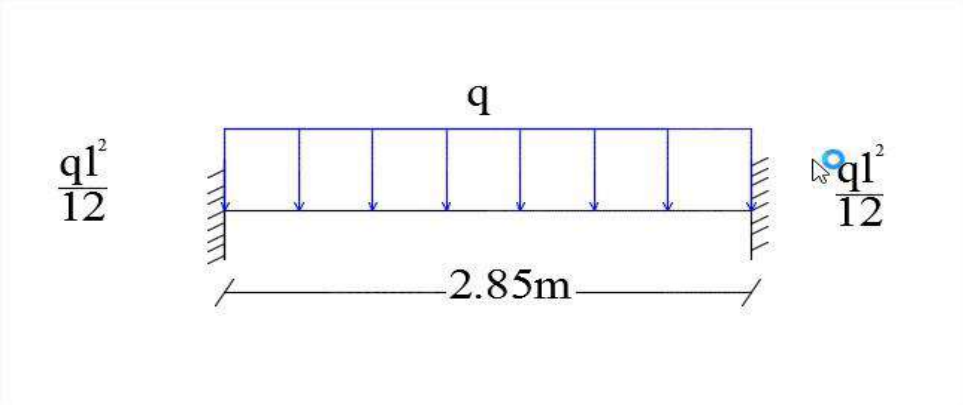


Figure III.20. Schéma statique équivalent de la poutre palière

Tableau III.34. Prédimensionnement de la poutre palière.

Conditions de résistance	L_{max}= 2,85 m ⇒19 ≤ h≤28.5cm.On adopte : h = 35 cm ⇒ 10,5≤ b ≤24,5cm.On adopte : b = 30 cm
Vérification selon le RPA 99	h=35cm≥30cm ; b=30cm≥20cm ; h/b=1,16
Condition de rigidité (h/L ≥ 1/16)	(h/L=0,122) ≥ (1/16=0,0625) (CV)
Conclusion	h = 35cm ; b = 30cm

III.6.6.2. Evaluation des charges

Poids propre de la poutre : G_{poutre}=0,35 ×0,30×25=2,625 kN/ml

Charge due aux réactions : R_u=51,51kN, Rser=37,05kN

qu=2* R_u/l=2*51,51/2,85=36,14 kN/m

qs=2* R_s/l=2*37,05/2,85=26 kN/m

III.6.6.3. Calcul des efforts internes

Le calcul s'effectue comme pour une poutre parfaitement encastrée sur les deux côtés, la méthode R.D.M. donne les efforts internes illustrés dans le tableau III.36 :

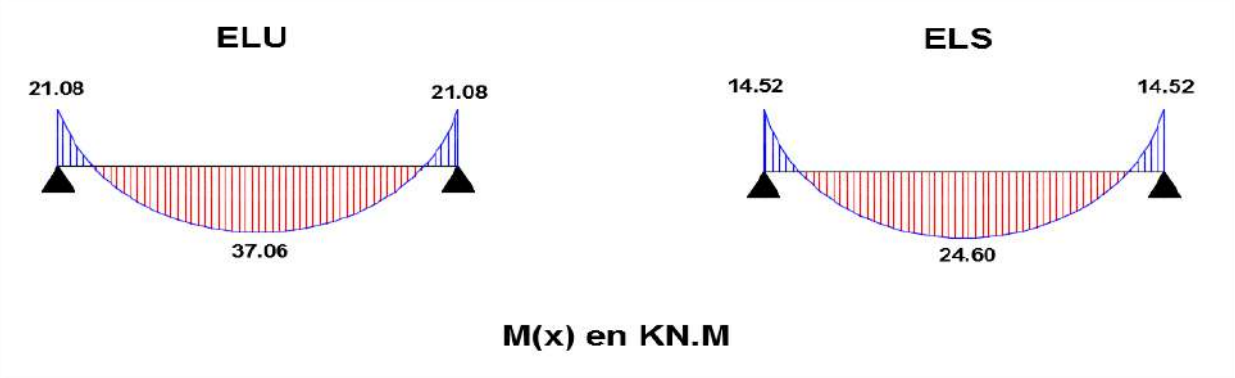


Figure III.21. Diagramme de moment (ELU et ELS)

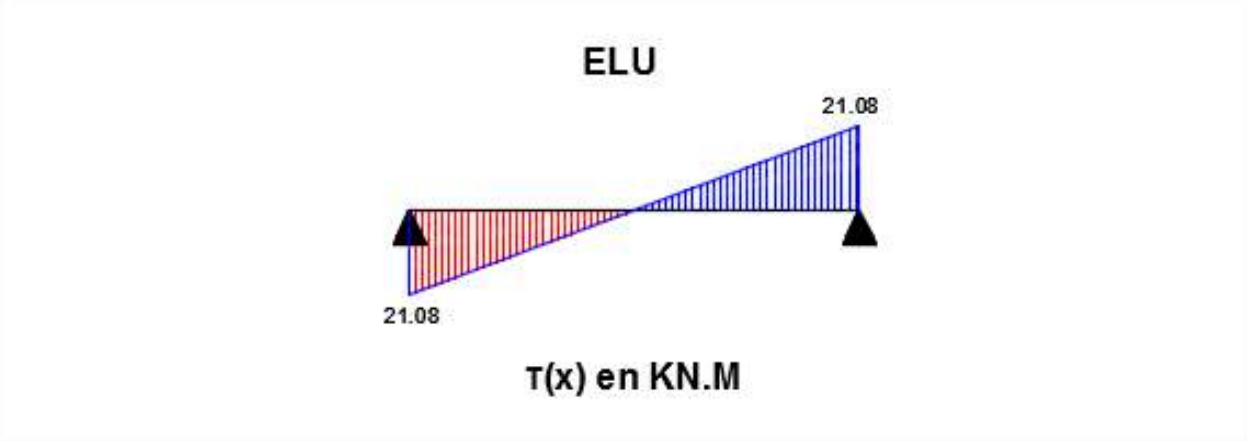


Figure III.22. Diagramme de l'effort tranchant (ELU)

III.6.6.4. Ferraillage de la poutre palière

Le calcul des armatures longitudinales s'effectue en flexion simple à l'état limite ultime. Une démonstration de calcul du ferraillage en détail avec toutes les vérifications nécessaires à l'ELU et à l'ELS d'une poutre porteuse selon les règlements en vigueur [1, 2] sera donnée en

(ANNEXE 5), Par contre, on va présenter des tableaux récapitulatifs suivants, les résultats obtenus.

Tableau III.35. Résultats des moments et des efforts tranchants à l'ELU et l'ELS

	$\mathbf{M_t}$ (KN.m)	$\mathbf{M_a}$(KN.m)	T (KN)
ELU	37,06	21,08	55,64
ELS	24,60	14,52	-

Tableau III.36. Calcul des sections d'armatures de la poutre palière

h	b	M travée	Atendu	Acompr	M appui	Atendu	Acompr
[cm]	[cm]	[KN.m]	[cm^2]	[cm^2]	[KN.m]	[cm^2]	[cm^2]
35	30	37,06	3,37	0.00	21,08	1.88	0.00

Tableau III.37. Sections d'armatures choisies de la poutre palière

Escalier			Sections d'armatures choisies			
h	b	Amin	Atendu	Acompr	Atendu	Acompr
[cm]	[cm]	[cm^2]	[cm^2]	[cm^2]	[cm^2]	[cm^2]
35	30	1.05	4HA12	4HA12	2HA12	2HA12
			4,52	4,52	2,26	2,26

III.6.6.5. Vérification des contraintes à l'ELS

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

Tableau III.38. Vérification à l'ELS de la poutre palière

	A (cm^2)	Y (cm)	I (cm^4)	M_{ser} (KN.m)	K (KN/m^3)	σ_b (MPa)	σ_s (MPa)	σ'_s (MPa)	$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$ $\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$
En travée	4,52	6,98	$4,9x10^4$	24,60	0.05	2,26	19,24	3,36	vérifiée
En appui	2,26	4,48	$2,8x10^4$	14,52	0.05	1.17	21,57	1,54	vérifiée

Commentaire

Les armatures déterminées à l'état limite ultime conviennent

III.6.6.6. Vérification de l'effort tranchant

Les étapes de calcules dans **(ANNEXE 6)**

Tableau III.39. Vérification de l'effort tranchant

section	T(kN)	τ	$\bar{\tau}$	$\tau \leq \bar{\tau}$
30X35	55.64	0.57	2.5	Oui

III.6.6.7. Armatures transversales

a. Diamètre des armatures transversales ϕt : [Art A.6.4.2]

Les étapes de calcule dans **(ANNEXE 6)**

Tableau III.40. Détermination des Armatures transversales

$Tu(kN)$	τu(Mpa)	$\bar{\tau}u$(Mpa)	*Vérification*	S_{tn}	S_{tc}	$\overline{S_{tn}}$	$\overline{S_{tc}}$	ϕt	A_t
55.64	0.35	2.5	CV	7	15	8.75	29.25	10	3HA8=1.51

III.6.6.8. Vérification solen RPA 99 V 2003 [Art 7.5.2.1]

A_{min} =0.5%*b*h

A_{max} = 4%*b*h……. Zone courante.

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

A_{min} =0.5%*30*35 = 5.25cm^2≤ ΣA = 6.78 cm^2 ≤ A_{max} = 4%*30*35 = 42 cm^2 ……**CV**

III.6.6.9. Vérification de compression dans la bielle de béton

$Vu \leq 0.4 \left(\frac{Fc28}{\gamma b}\right) b_0.a$

a = min [b-c-2 = 25.5; 0.9*d =29.25] = 25.5cm

Vu = 34.08KN ≤ $0.4 \left(\frac{25}{1.5}\right)$ 300*255 = 510 Kn ……..... **CV**

As =3.39 cm² ≥ $\frac{Vu*\gamma s}{fe} = \frac{55.64*10\text{^}3*1.15}{400} = 1.6\ cm^2$…..... **CV**

III.6.6.10. Vérification au voisinage de l'appui

$\sigma_m = \frac{2*Vu}{a*b0} = \frac{2*55.64*10\text{^}3}{300*255} = 1.64$ Mpa

$\overline{\sigma_m} = 0.8\frac{Fc28}{\gamma s} = \frac{0.8*25}{1.15} = 17.39$ Mpa

$\sigma_m = 1.64$MPa $\leq \overline{\sigma_m} = 17.39$ MPa …….....**CV**

❖ **Appui intermédiaire**

Mu = 37.06 kN.m > 0,9Vud= 16.27 KN.m..... **(CV)**

Aucun prolongement à faire.

III.6.6.11. Vérification de la flèche

$\frac{h}{l} = \frac{35}{285} = 0.123 \geq \frac{1}{16} = 0.0625$ cm ……… **CV**

$\frac{h}{l} = \frac{35}{285} = 0.123 \geq \frac{1}{10} * \frac{Mt}{M0} = \frac{24.6}{10 * 28.94} = 0.085$ ……. **CV**

$\frac{A}{b.d} = \frac{4.52}{30 * 32.5} = 0.00435 < \frac{4.2}{400} = 0.0105$ ……… **CV**

CHAPITRE IV :
ETUDE DYNAMIQUE

IV.1. INTRODUCTION

Un phénomène d'origine dynamique se caractérise par une sollicitation variant à la fois dans le temps et dans l'espace, dans lequel les forces d'inertie, produit de la masse par l'accélération, jouent un rôle significatif dans la réponse.

On rappelle brièvement qu'une sollicitation sismique provient d'une rupture s'initiant dans le manteau terrestre ; cette rupture donne naissance à des ondes qui se propagent dans le milieu et atteignent éventuellement la surface du sol où elles se manifestent par une vibration ressentie dans les trois directions de l'espace. Les appareils enregistreurs, les sismographes, recueillent ces vibrations sous la forme d'accélérations du sol en fonction du temps.

IV.2. CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES DE LA STRUCTURE

Les caractéristiques géométriques qui interviennent dans l'évaluation des efforts horizontaux d'origine sismique sont : Le centre de Masse et le centre de Torsion qui sont détaillés sur l'annexe

IV.2.1. Centre de masse

(Ou de gravité) c'est le point d'application de la résultante des forces horizontales d'un niveau donné.

On détermine pour chaque niveau le centre de masse, de ses éléments constitutifs, qui ont une influence sur la stabilité du bâtiment (poteaux, poutres, murs, escaliers, voiles…), par la formule suivante :

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

W_i: poids propre de l'élément " i " du niveau considéré.

X_i, Y_i: coordonnées du centre de gravité de l'élément " i " par rapport au repère choisi.

X_G, Y_G: coordonnées du centre de masse du niveau considéré

IV.2.2. Centre de rigidité

C'est le centre de rigidité de la structure. Pour ce dernier, on aura visé la position la plus proche de celle de centre de masse.

NB : Notre bâtiment comporte une 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 des portiques contreventés par des voiles.

Le calcul du centre de torsion se fait à l'aide des formules suivantes :

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

X_R, Y_R: coordonnées du centre de torsion du niveau " j ".

X_i, Y_i: coordonnées de l'élément " i " par rapport au repère choisi.

R(y), R(x) : la rigidité de la section transversale par rapport à "ox , oy" respectivement.

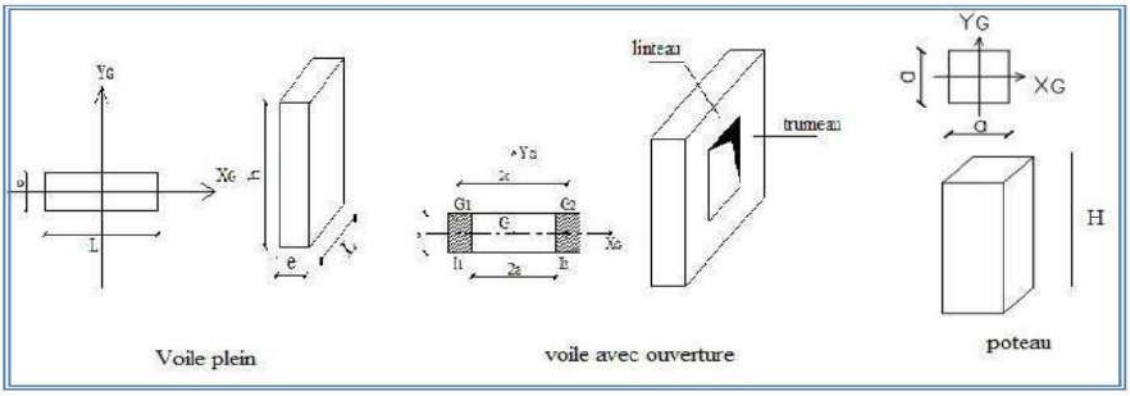


Figure. IV.1. Inerties des voiles et des poteaux.

IV.2.3. Calcul de la rigidité des éléments résistants

IV.2.3.1. Les poteaux

Un poteau est un élément résistant dans la structure, il est considéré comme un élément élancé, Donc, la rigidité du poteau sera calculée à l'aide de la formule suivante :

$$K = \frac{12E.I_{x,y}}{H^3}$$

$I_{x,y}$: moment d'inertie de la section transversale par rapport à " ox " et / ou " oy ".

E : module de YOUNG.

L : longueur du poteau.

$$\text{Poteau carré:} \qquad I_x = I_y = \frac{a^4}{12}$$

IV.2.3.2. Les voiles

Un refend est un élément structural résistant, il reprend les efforts horizontaux et verticaux conformément à son inertie que l'on peut déterminer en (%), il a un grand rôle d'augmenté la rigidité de la structure, donc une grande marge de stabilité de la structure.

Le refend est un poteau de grande inertie transversale, et d'épaisseur moins faible que le poteau, comme le refend est supposé encastré à sa base, sa rigidité est égale à :

$$K_{x,y} = \frac{12E.I_{x,y}}{H^3}$$

$K_{x,y}$: La rigidité du refend suivant la direction " ox " et / ou" oy ".

E : module de YOUNG.

H : hauteur de refend.

$I_{x,y}$: Moment d'inertie de la section transversale du refend / à "ox " ou / "oy".

- **Moment d'inertie**
  - **Les Voiles pleins**

$$I_x = \frac{L.e^3}{12} \text{ par rapport à " XG ".}$$

$$I_Y = \frac{L.e^3}{12} \text{ par rapport à " YG ".}$$

  - **Les Voiles avec ouverture**

$$\mathbf{Ie} = \frac{\mathbf{a_n\, I}}{\frac{\mathbf{60}}{\mathbf{11}}\left(\frac{\mathbf{2mc}}{\mathbf{I1+I2}}\right)\frac{\mathbf{A0(\alpha.\varepsilon)}}{\boldsymbol{\alpha}^2} + \mathbf{1}}$$

Avec $\mathbf{a_n}$ **:** coefficient qui dépend du nombre de niveaux.

$$\mathbf{a_n} = \left(\frac{11}{20} + \frac{8}{20n} - \frac{1}{30n^2} - \frac{1}{30n^3}\right)\frac{20}{11} \cdots\cdots\cdots \text{Si } n \leq 11$$

$$\mathbf{a_n} = 1 \cdots\cdots\cdots \text{Si } n > 1$$

I : Inertie totale du refend.

E : Module d'élasticité du matériau constituant le refend.

m : Moment statique de chacun des trumeaux par rapport au centre de gravité à l'ensemble.

$$m = \frac{2C}{\frac{1}{A1}+\frac{1}{A2}}$$

I_i : Moment d'inertie des trumeaux.

A_i : Aire des éléments du refend.

2c : Distance entre les deux centers de gravité des trumeaux

a : Demi portée de l'ouverture.

α = w H_0 (Coefficient du monolithisme des voiles)

H_0 : Hauteur totale du refend

$w^2 = \frac{3\,i\,l\,C}{I_0\ m\ a^3 H}$: voile à une seule file d'ouverteure.

$w^2 = \frac{G}{I_0\ m\ H}\left[2\left(\frac{1\ c^2}{a^3}\right)\right]$: voile à deux file d'ouverteure

$A_{0(\alpha,\varepsilon)}$: est une fonction de (α, ε) qui vaut :

$$\varepsilon = \frac{X}{H}$$

$$A0\ (\boldsymbol{\alpha}, \boldsymbol{\varepsilon}) = \left(\frac{2}{3} + \frac{2-\alpha^2}{\alpha^3} - \frac{sh\alpha}{ch\alpha} - \frac{2}{\alpha^2\, ch\alpha}\right) \cdots\cdots\cdots\cdots \text{Si } \varepsilon = 0$$

$$A0\ (\boldsymbol{\alpha}, \boldsymbol{\varepsilon}) = \frac{1}{3}(2 - 3\varepsilon + \varepsilon^3)\frac{2}{\alpha^2}\varepsilon + \frac{2-\alpha^2}{\alpha^3 ch\alpha} \cdot sh\alpha(1-\varepsilon) - \frac{2}{\alpha^2}\frac{ch\alpha\varepsilon}{ch\alpha} \cdots\cdots\cdots\cdots \text{Si } 0 < \varepsilon < 1$$

NB : Si $\alpha > 10$ on peut dire que le linteau est très rigide, l'ouverture est très petite, le voile considéré comme en étant plein.

IV.2.4. Disposition des voiles

IV.2.4.1. Voile périphérique (partie Sous-Sol)

La structure que nous proposons de modéliser est un bâtiment qui comporte un voile périphérique au niveau de sous-sol

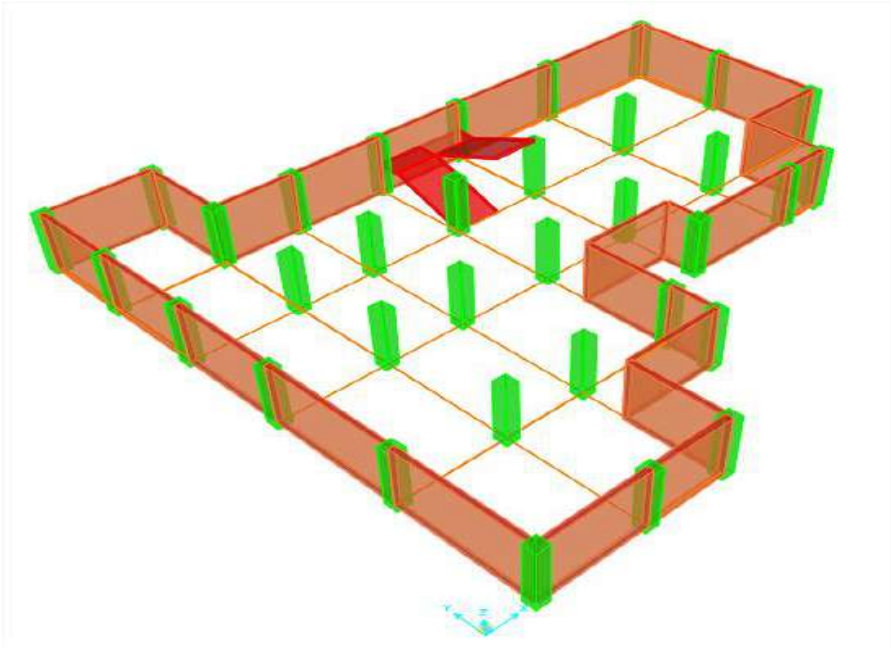


Figure IV.2. La disposition des voiles périphérique (partie Sous-sol)

IV.2.4.2. Proposition de la disposition des voiles des contreventements

1ér disposition

Les modes	1ér mode	2éme mode	3éme mode
Période (sec)	0.62	0.53	0.37
Rotation (%)	7.02	0.02	52.57

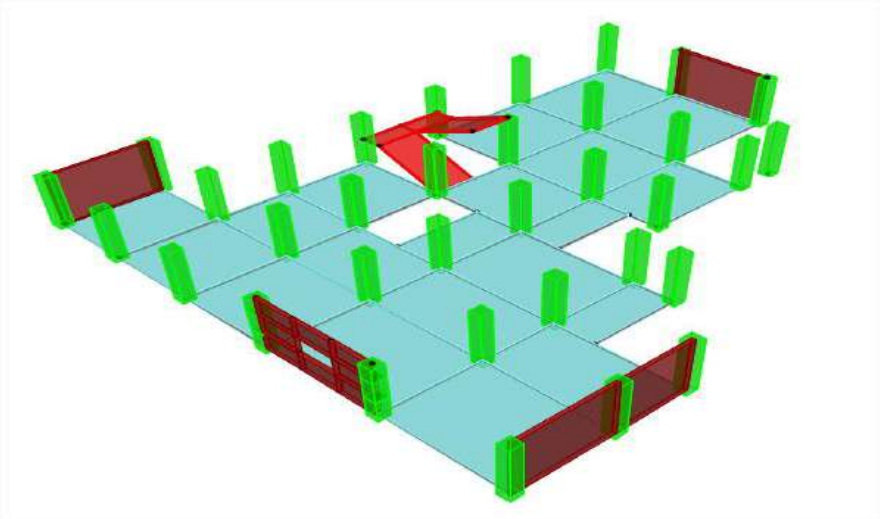


Figure IV.3. 1ér disposition des voiles

2éme disposition

Les modes	1ér mode	2éme mode	3éme mode
Période (sec)	0.74	0.54	0.47
Rotation (%)	0.01	0.93	58.16

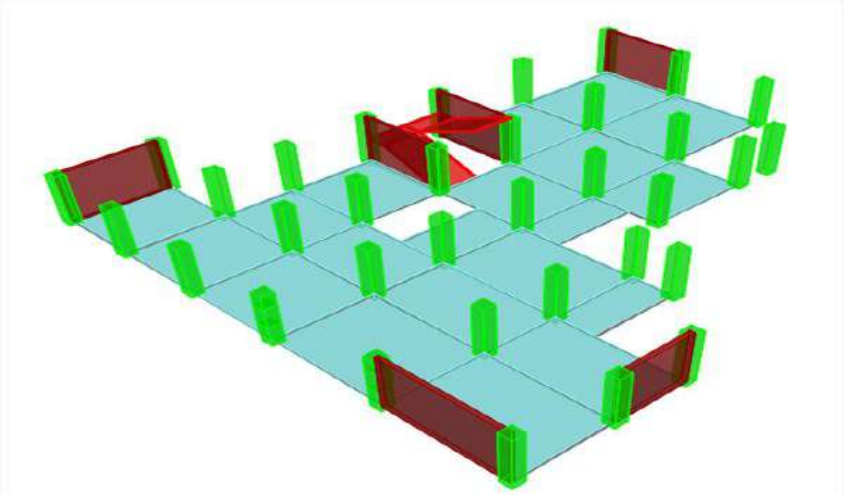


Figure IV.4. 2éme disposition des voiles

3éme disposition

Les modes	1ér mode	2éme mode	3éme mode
Période (sec)	0.54	0.32	0.22
Rotation (%)	0.48	0.16	62.25

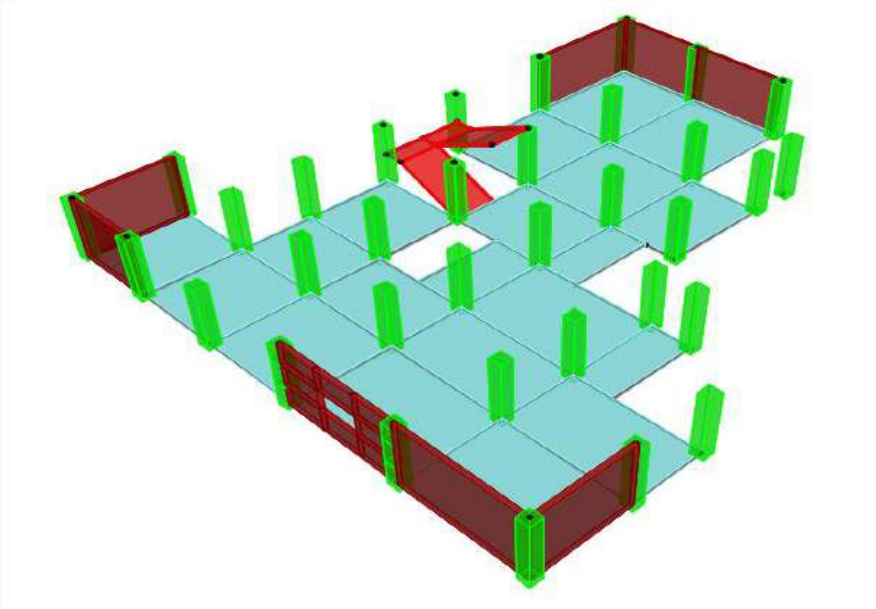


Figure IV.5. 3éme disposition des voiles

Remarque : On adopte pour cette disposition et la disposition finale vu sa période.

IV.2.4.3. Calcul de centre de masse et centre de torsion

A- La position de centre de masse et centre de torsion Sans voiles

Tableau IV.1. Calcule le centre de masse et le centre de torsion sans voiles

Niveau		Centre de Masse		Centre d'inertie	
Niveau	Poids (kN)	XG (m)	YG (m)	XT (m)	YT (m)
3.20	3271,29	10.28	10.13	2,71	12,52
6.40	2781,19	9.90	10.29	6,59	11,30
9.60	2728,57	9.88	10.29	6,80	11,29
12.8	2680,52	9.87	10.29	6,88	11,20
16.00	2632,35	9.85	10.29	6,86	11,20
19.20	2590,70	9.84	10.29	6,86	11,20
22.40	2535,59	9.86	10.33	6,84	11,20
25.60	2787,53	9.88	10.50	6,82	11,21

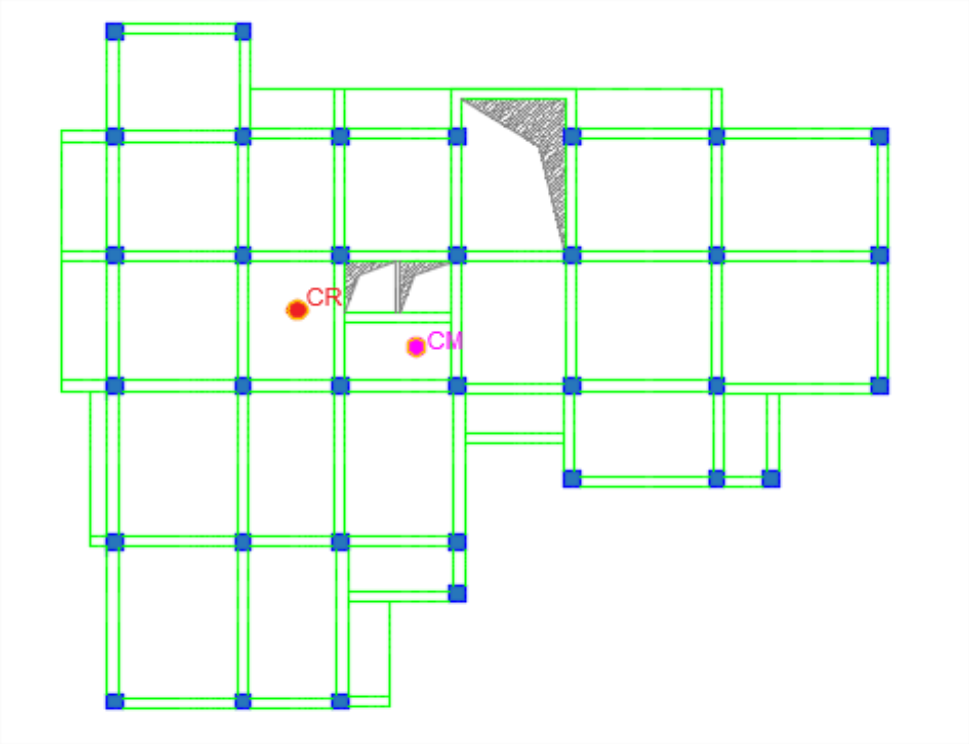


Figure IV.6. La position du centre de masse et centre de torsion

B- La position de centre de masse et centre de torsion avec voiles

Tableau IV.2. Calcule le centre de masse et le centre de torsion avec voiles

Niveau		Centre de Masse		Centre d'inertie	
Niveau	Poids (kN)	XG (m)	YG (m)	XT (m)	YT (m)
3.20	3437,284	10,297	10,181	8,626	9,538
6.40	3105,849	9,99	10,386	10,124	10,049
9.60	3056,561	9,962	10,381	10,472	10,069
12.8	3008,509	9,95	10,381	10,548	9,995
16.00	2960,334	9,938	10,381	10,561	9,9
19.20	2918,688	9,927	10,382	10,547	9,799
22.40	2896,574	9,946	10,423	10,523	9,704
25.60	2953,551	9,917	10,535	10,488	9,619

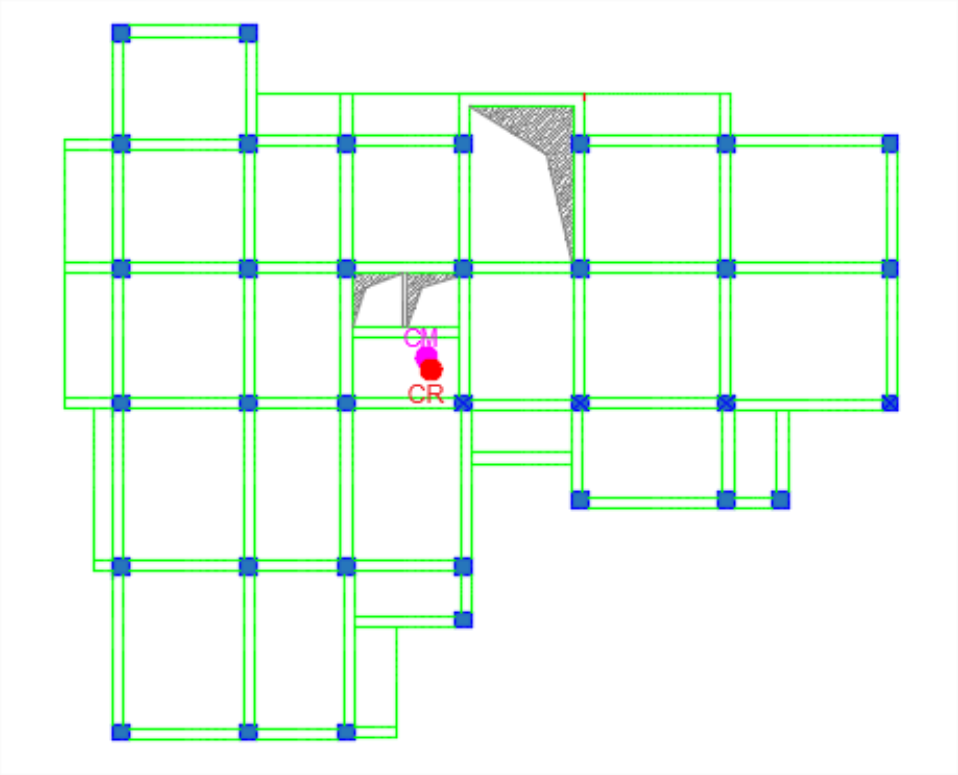


Figure IV.7. La position du centre de masse et centre de torsion

IV.2.5. Calcul d'excentricité [Art3.5.1.a]

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

Dimensions du bâtiment

Longueur du bâtiment = 23.05 m

Largeur du bâtiment = 19.81 m

IV.2.5.1. Excentricité admissible

Excentricité suivant Lx = 15 %. Lx = 3.45 m

Excentricité suivant Ly = 15 %. Ly = 2.97 m

IV.2.5.2. Excentricité théorique (statique)

C'est la distance entre le centre de masse et le centre de torsion suivant les deux axes, elle est calculée comme suit : $e_x = |X_T - X_G|$ $e_y = |Y_T - Y_G|$

Tableau IV.3. Calcule d'excentricité théorique

Niveau (m)	e_x (m)	e_y (m)	Excentricité admissible		Vérification	
			15% Lx	15% Ly	e x ≤ 15% Lx	e y ≤ 15% Ly
3.20	1.671	0.643	3.45	2.97	OK	OK
6.40	0.134	0.337	3.45	2.97	Ok	Ok
9.60	0.510	0.312	3.45	2.97	Ok	Ok
12.8	0.598	0.386	3.45	2.97	Ok	Ok
16.00	0.623	0.481	3.45	2.97	Ok	Ok
19.20	0.620	0.583	3.45	2.97	Ok	Ok
22.40	0.577	0.719	3.45	2.97	Ok	Ok
25.60	0.571	0.916	3.45	2.97	Ok	Ok

IV.2.5.3. Excentricité accidentelle : [Art 4.2.7]

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

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

EX = 0.05 Lx

EY = 0.05 Ly

Dans notre cas on a :

Longueur du bâtiment : L_x= 23.05m donc : E_x= 1.552m

Largeur du bâtiment : L_y= 19.81m donc : E_y= 0.990m

IV.2.5.4. Effets de la torsion accidentelle : [Art 4.3.7]

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

Tableau IV.4. Calcul d'excentricité totale

	Direction X				Direction Y			
Niveau (m)	Ex Théor (m)	Ex ACC (m)	Ex Théor± Ex ACC (m)		Ey Théor (m)	Ey ACC (m)	Ey Théor± Ey ACC (m)	
+ 3.20	1.671	1.552	3.223	0.123	0.643	0.990	1.633	0.347
+ 6.40	0.134	1.552	1.686	1.418	0.337	0.990	1.327	0.653
+ 9.60	0.510	1.552	2.062	1.042	0.312	0.990	1.302	0.678
+ 12.8	0.598	1.552	2.150	0.954	0.386	0.990	1.376	0.509
+ 16	0.623	1.552	2.175	0.929	0.481	0.990	1.475	0.509
+ 19.2	0.620	1.552	2.172	0.932	0.583	0.990	1.573	0.407
+ 22.4	0.577	1.552	2.129	0.975	0.719	0.990	1.709	0.271
+ 25.6	0.571	1.552	2.123	0.981	0.916	0.990	1.906	0.074

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, mais la hauteur de notre bâtiment dépasse 17m), Donc on doit procéder au calcul dynamique avec la méthode d'analyse modale spectrale.

- Le calcul se fait par le logiciel d'analyse « SAP2000.v20. ».

IV.3.2. Méthode dynamique modale spectrale (RPA2003 « Art 4.3.7 »)

IV.3.2.1. Principe de la méthode

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

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

calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure. **RPA 99 version 2003 [ART 4.3.1]**

IV.3.2.2. Modélisation

Notre structure comporte des planchers rigides, elles sont représentées par un modèle tridimensionnel, encastré à la base et où les masses sont concentrées au niveau des centres de gravité des planchers avec trois (03) DDL (2 translations horizontales et une rotation d'axe vertical) selon le déplacement de la structure. Le calcul se fait par le logiciel d'analyse **"SAP2000.v20"**

IV.3.2.3. Le spectre de réponse de calcul

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

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

IV.3.2.3.1. Coefficient d'accélération « A » (RPA2003 « Tab 4.1 »)

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

(Zone III, groupe d'usage 2) ⇒A=0,25

IV.3.2.3.2. Facteur de correction d'amortissement « η »

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \quad , \quad \xi = 7 \quad \Rightarrow \quad \eta = 0{,}88$$

IV.3.2.3.3. Coefficient de comportement « R »

Conformément à l'article [3.4.A.4.b] du RPA 99V2003, ce type de contreventement doit vérifier les conditions suivantes :

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

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

Donc : R = 3.5

Justification du coefficient de comportement R :3.5

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

Étage	Sollicitations dues aux charges			Sollicitations dues aux charges horizontales		
Diaphragme N°	Poids Nz (KN)	Nz/Poteaux (KN)	Nz/Voiles (KN)	Tx (KN)	Tx/Poteaux (KN)	Tx/Voiles (KN)
DIAPH1	4717.43	3260,65	1456,78	962,40	0.00	962,40
DIAPH2	9199.42	6250,20	2949,22	1582,80	0.00	1582,80
DIAPH3	13737.69	9584,43	4152,69	2048,843	0.00	2048,84
DIAPH4	18290.54	12785,61	5504,62	2418,69	0.00	2418,69
DIAPH5	22966.41	16520,96	6445,72	2723,99	0.00	2723,99
DIAPH6	27667.92	19989,38	7678,53	2962,63	0.00	2962,63
DIAPH7	31919.70	24657,87	7261,82	3129,59	0.00	3129,59
DIAPH8	37341.64	19868,57	18473,07	3175,3	0.00	3175,33

Tableau IV.6. Vérification du coefficient de comportement R suivant X en pourcentage.

Étage	Sollicitations dues charges verticales			Sollicitations dues aux charges horizontales		
Diaphragme N°	Poids Nz (%)	Nz /Poteaux (%)	Nz /Voiles (%)	Effort tranchant Tx (%)	Tx /Poteaux (%)	Tx /Voiles (%)
DIAPH1	100	63,91	36,09	100	0.00	100
DIAPH2	100	63,36	36,64	100	0.00	100
DIAPH3	100	63,98	36,02	100	0.00	100
DIAPH4	100	64,10	35,90	100	0.00	100
DIAPH5	100	64,88	35,12	100	0.00	100
DIAPH6	100	65,15	34,85	100	0.00	100
DIAPH7	100	70,40	29,60	100	0.00	100
DIAPH8	100	45,34	54,66	100	0.00	100

Tableau IV.7. Vérification du coefficient de comportement R suivant Y

Étage	Sollicitations dues aux charges			Sollicitations dues aux charges horizontales		
Diaphragme N°	Poids Nz (KN)	Nz/Poteaux (KN)	Nz/Voiles (KN)	Tx (KN)	Tx/Poteaux (KN)	Tx/Voiles (KN)
DIAPH1	5103.027	3260,657	1842,37	352,232	0.00	352,232
DIAPH2	9591.74	6250,20	3341,54	622,154	0.00	622,154
DIAPH3	14042.29	9584,43	4463,95	831,419	0.00	831,419
DIAPH4	18581.079	12785,616	5795,463	994,086	0.00	994,086
DIAPH5	23394.976	16520,962	6874,014	1116,753	0.00	1116,753
DIAPH6	28144.039	19989,389	8154,65	1202,894	0.00	1202,894
DIAPH7	32205.842	24657,878	7547,964	1250,724	0.00	1250,724
DIAPH8	39118.031	19868,57	19249,461	1261,164	0.00	1261,164

Tableau IV.8. Vérification du coefficient de comportement R suivant l'axe Y en pourcentage.

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 (%)
DIAPH1	100	60,82	39.18	100	0.00	100
DIAPH2	100	61,41	38.59	100	0.00	100
DIAPH3	100	59,94	40.06	100	0.00	100
DIAPH4	100	60,89	39.11	100	0.00	100
DIAPH5	100	61,64	38.76	100	0.00	100
DIAPH6	100	64,22	35.78	100	0.00	100
DIAPH7	100	68,44	31.56	100	0.00	100
DIAPH8	100	49.65	50.35	100	0.00	100

IV.3.2.3.4 Facteur de qualité Q

La valeur de Q est déterminée par la formule suivante :

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

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

Tableau IV.9. Détermination du facteur de qualité Q de la structure.

		Suivant X		**Suivant Y**	
	Critère	Observé	Valeur	Observé	Valeur
1	Conditions minimales sur les files de contreventement	Non	0.05	Non	0.05
2	Redondance en plan	Oui	0	Oui	0
3	Régularité en plan	Non	0.05	Non	0.05
4	Régularité en élévation	Oui	0	Oui	0
5	Contrôle de la qualité des matériaux	Oui	0	Oui	0
6	Contrôle de la qualité de l'exécution	Oui	0	Oui	0
		$Q=1+\sum^{6} P_q$		$Q=1+\sum 1 P$	**1.10**

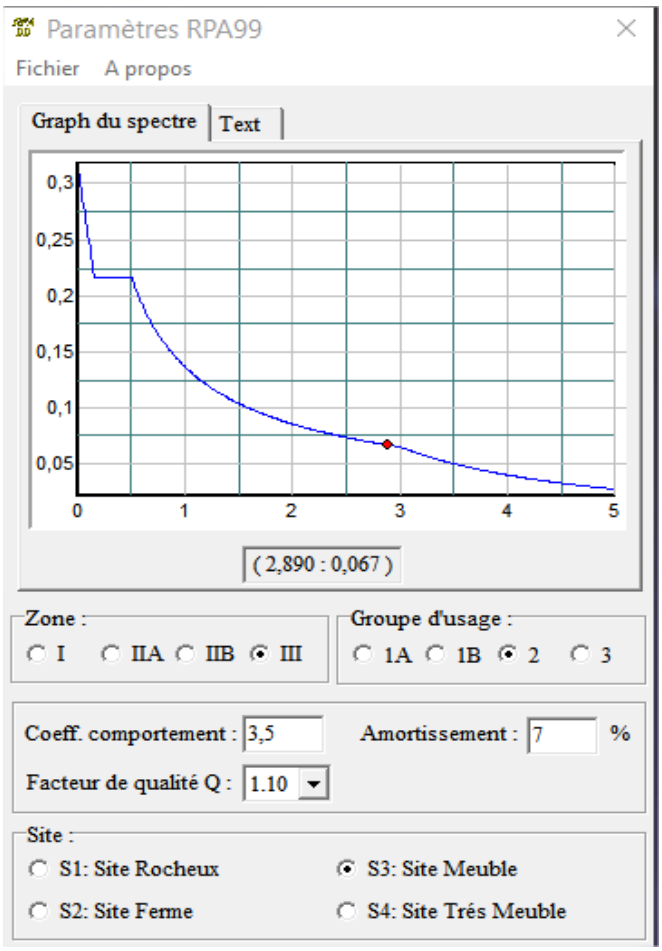


Figure IV.8. Spectre de réponse (X) et (Y)

IV.4. Résultats de l'analyse dynamique

Vérification de comportement des trois premiers modes.

Vérification de participation massique.

Vérification de force sismique à la base.

Vérification de la stabilité au renversement.

Vérification des déplacements en tête.

Vérification des déplacements inter étages.

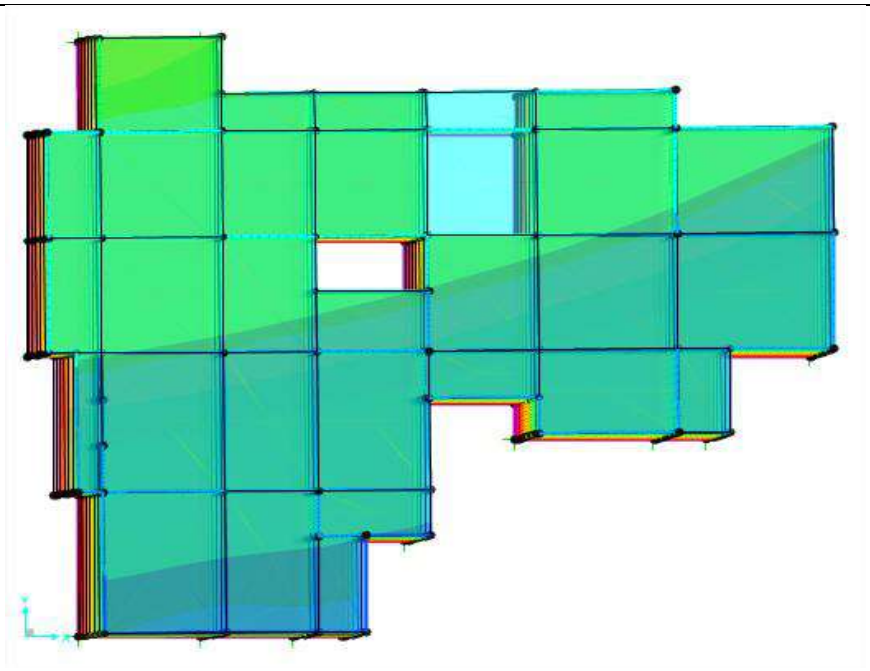
Vérification de cisaillement des éléments.

Vérification d'effort normale réduit à la base.

Vérification vis à vis de l'effet P-Δ.

Tableau IV.10. Vérification de comportement pour les trois premiers modes

Modes	1er mode	2éme mode	3éme mode
Comportement	Translation suivant l'axe Y	Translation suivant l'axe X	Rotation autour de l'axe Z
Période (s)	**0.54**	**u0.32**	**0.22**

Suivant X	

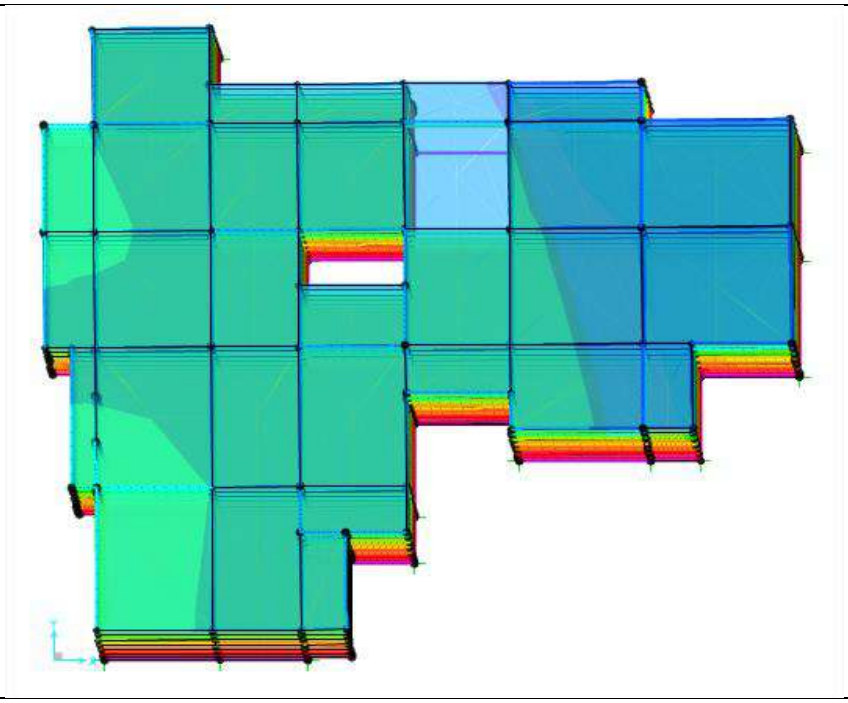
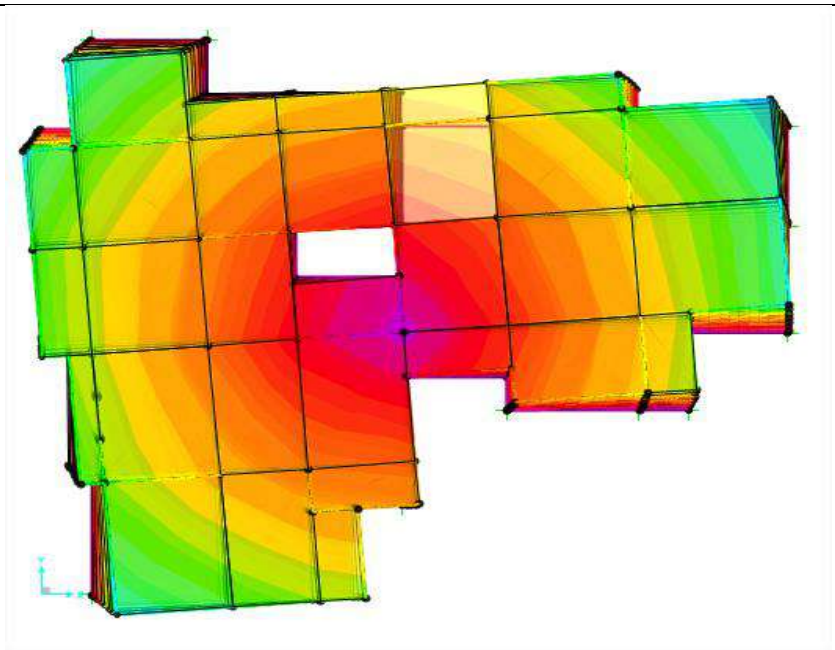
Suivant y	
Autour de Z	

Figure IV.9. Le comportement des trois premiers modes

IV.4.2. Vérification de participation massique

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

effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure d'après≪RPA99 version 2003, Art 4.3.4. a.≫

Tableau IV.10. Participation des masses modale

Mode N°	**Période (s)**	**Cumule des périodes (s)**	**Cumule des masses modales effectives (%)**		
			$\mathbf{U_X}$	$\mathbf{U_Y}$	$\mathbf{R_Z}$
1	0,545	0,545	56,60	4,16	0,49
2	0,325	0.780	61,12	63,56	0,65
3	0,225	1.095	61,43	63,92	62,90
4	0,128	1.223	79,24	64,65	63,00
5	0,087	1.310	79,96	83,50	63,00
6	0,083	1,393	79,96	83,51	63,00
⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮
109	0,028	5.839	90,14	92,27	90,29

- **Commentaire**

La structure a été dissipé de 90 % de l'énergie stockée au 109mode avec un temps égal à « T=5.839 sec » à cause de sa rigidité des voiles

IV.4.3. Analyse statique et dynamique

IV.4.3.1. Stabilité de la structure

IV.4.3.1.1. Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul (RPA2003 « Art4.3.6 »)

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 :

$$\frac{\mathbf{E_d}}{\mathbf{V_{st}}} \geq 80\%$$

Calcul de la force sismique totale V (RPA2003 « Art4.2.3 ») :

La force sismique totale V appliquée à la base de la structure doit être calculée dans les deux directions X, Y selon la formule :

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

Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone. (Zone III, Groupe 2) ⇒ A=0,25

D : Facteur d'amplification dynamique moyen

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

T_2: Période caractéristique. (Site 3) ⇒ $T_2 = 0{,}50\text{sec}$

η: Facteur de correction d'amortissement. $\eta = 0{,}882$

T : Période fondamentale suivant les deux directions.

$$T = \frac{0{,}09h_n}{\sqrt{D}} \Rightarrow T_x = \frac{0{,}09 \times 22.4}{\sqrt{23.05}} = 0{,}419 \quad , \quad T_y = \frac{0{,}09 \times 22.4}{\sqrt{19.81}} = 0{,}452$$

$$\Rightarrow D_x = 2{,}205 \quad , \quad D_y = 2{,}205$$

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

Q : Facteur de qualité. $Q_x = Q_y = 1{,}1$

W : Poids total de la structure.

$$W = \sum_{i=1}^{n} W_i \quad \text{avec } W_i = G_i + \beta_1 Q + \beta_2 Q, \qquad \beta = 0{,}2$$

$$\Rightarrow W = 25549{,}38 \text{ kN}$$

✓ On représente les résultats dans le tableau VI.11

Tableau IV.11. Les valeurs de la force sismique.

A	$\mathbf{D_x}$	$\mathbf{D_y}$	$\mathbf{Q_x}$	$\mathbf{Q_y}$	**R**	**W(kN)**	$\mathbf{V_x}$**(kN)**	$\mathbf{V_y}$**(kN)**
0 ,25	2,205	2,205	1,1	1,1	3.5	25549.38	4426.43	4426.43

Les valeurs de la force sismique donnée par la fonction spectrale qu'on a calculés par le logiciel « SAP2000 V.20.2.0 » sont :

E_{dx} =3545.799 kN , E_{dy} =3840.522 kN

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

	$\mathbf{E_d}$	$\mathbf{V_{st}}$	$\frac{\mathbf{E_d}}{\mathbf{V_{st}}}$	$\frac{\mathbf{E_d}}{\mathbf{V_{st}}} \ge \mathbf{0,8}$
Sens X	3545.799	4426.43	0,801	CV
Sens Y	3840.522	4426.43	0,868	CV

IV.4.3.1.2. Vérification de la stabilité au renversement (RPA2003 Art4.4.1)

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

Avec :

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

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

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

Avec :

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

W_i: La masse du plancher de chaque niveau.

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

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

Avec : $T_x = 0{,}419$ sec , $T_y = 0{,}452$ sec $\Rightarrow$ $F_t = 0$

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

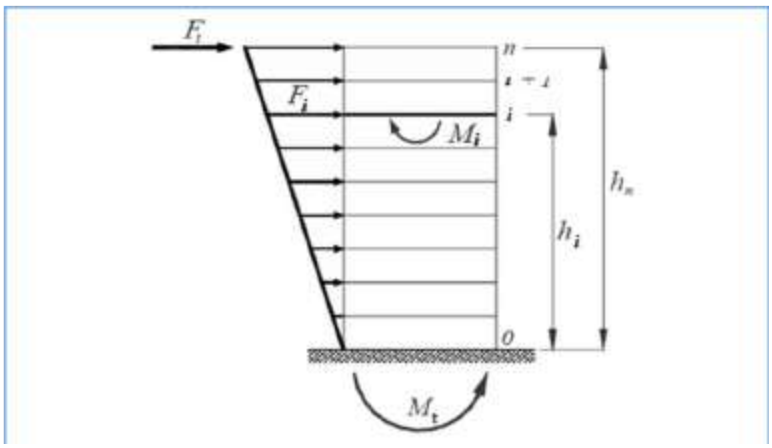


Figure. IV.10. Les forces sismiques selon la hauteur

On a :

V_X = 4426.43 KN et V_y = 4426.43 KN

Tableau IV.13. Calcul du moment de renversement et la force sismique selon la hauteur

hi (m)	Wi (KN)	Wi * hi	Fi_x (KN)	Fi_y (KN)	Mrx (KN.m)	Mry (KN.m)
25.60	3233,61	82780,60	1076,64	1166,13	27561,97	29852,89
22.40	2943,50	65934,51	857,54	928,82	19208,90	20805,52
19.20	2986,79	57346,54	745,85	807,84	14320,24	15510,52
16.00	2997,08	47953,38	623,68	675,52	9978,86	10808,29
12.80	3089,27	39542,71	514,29	557,04	6582,91	7130,08
9.60	3105,78	29815,51	387,78	420,01	3722,68	4032,10
6.40	2818,11	18035,93	234,57	254,07	1501,27	1626,06
3.20	4375,20	14000,65	182,09	197,23	582,69	631,13
∑		272629,222			36688,650	39738,171

Tableau IV.14. Calcul du moment stabilisant.

Niveau (m)	Wi (KN)	X_G (m)	Y_G (m)	$M_t x_i$ (KN.m)	$M_t y_i$ (KN.m)
+3,2	4375,203	10,297	10,181	4,51E+04	4,45E+04
+6,4	2818,114	9,99	10,386	2,82E+04	2,93E+04
+9,6	3105,782	9,962	10,381	3,09E+04	3,22E+04
+12,8	3089,274	9,95	10,381	3,07E+04	3,21E+04
+16	2997,086	9,938	10,381	2,98E+04	3,11E+04
+19,2	2986,799	9,927	10,382	2,96E+04	3,10E+04
+22,4	2943,505	9,946	10,423	2,93E+04	3,07E+04
+25,6	3233,617	9,917	10,535	3,21E+04	3,41E+04
∑				194317,495	200245,447

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 :

$$\frac{M_S}{M_R} \geq 1{,}5 \quad ; \quad \frac{M_{Sx}}{M_R} = \frac{194317.495}{36866.650} = 5.30 \geq 1{,}5 \qquad \frac{M_{Sy}}{M_{Ry}} = \frac{200245.477}{39738.171} = 5.04 \geq 1{,}5 \quad \text{CV}$$

- **Commentaire**

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

IV.4.3.2. Vérification des déplacements inter-étage (RPA2003 « Art 4.4.3 »)

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

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

Avec :

δ_k: Déplacement dû au force sismique.

R : Coefficient de comportement.

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

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

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

$$\Rightarrow \Delta_{adm} = 0{,}01 h_e$$

h_e : La hauteur d'étage

Tableau IV.15. Vérification des déplacements inter étages Sens X

Niveau (m)	δx (cm)	R.δx (cm)	ΔX (cm)	0,01.h (cm)	Vérification
25.60	2,14	7,49	1,31	3.20	Ok
22.40	1,766	6,18	1,32	3.20	Ok
19.2	1,389	4,86	1,28	3.20	Ok
16.00	1,022	3,58	1,19	3.20	Ok
12.80	0,681	2,38	1,04	3.20	Ok
9.60	0,385	1,35	0,81	3.20	Ok
6.40	0,155	0,54	0,54	3.20	Ok
3.20	0,014	0,05	0,05	3.20	Ok

Tableau IV.16. Vérification des déplacements inter-étage suivant Y.

Niveau (m)	δy (cm)	R.δy (cm)	ΔY (cm)	0,01.h (cm)	Vérification
25.60	0,837	2,93	0,48	3,20	Ok
22.40	0,7	2,45	0,49	3,20	Ok
19.2	0,561	1,96	0,48	3,20	Ok
16.00	0,424	1,48	0,4	3,20	Ok
12.80	0,294	1,03	0,41	3,20	Ok
9.60	0,178	0,62	0,33	3,20	Ok
6.40	0,083	0,29	0,29	3,20	Ok
3.20	0,019	0,07	0,07	3,20	Ok

- **Commentaire**

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

IV.4.3.3. Vérification de l'effet P-Δ. RPA2003 « Art 5.9 »).

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 ".

Si$0.10<\theta_k\leq 0.20$, Les effets P-Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1° ordre par le facteur : $\frac{1}{(1-\theta_K)}$

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

Tableau IV.17. Vérification de l'effet P-Δ.

Niveau (m)	P_k (kN)	Δ_{kx} (cm)	Δ_{ky} (cm)	V_{kx} (kN)	V_{ky} (kN)	h_k (cm)	θ_{kx}	$\boldsymbol{\theta_{ky}}$	$\boldsymbol{\theta \leq 0.1}$
+3,2	25549,38	1,31	0,48	4622,44	5006,65	320	0,023	0,008	CV
+6,4	21174,18	1,32	0,49	4440,35	4809,42	320	0,020	0,007	CV
+9,6	18356,06	1,28	0,48	4205,77	4555,35	320	0,018	0,006	CV
+12,8	15250,28	1,19	0,46	3817,99	4135,34	320	0,015	0,005	CV
+16	12161,01	1,04	0,41	3303,70	3578,30	320	0,012	0,004	CV
+19,2	9163,92	0,81	0,33	2680,03	2902,79	320	0,009	0,003	CV
+22,4	6177,12	0,54	0,29	1934,18	2094,95	320	0,005	0,003	CV
+25,6	3233,62	0,05	0,07	1076,64	1166,13	320	0,000	0,001	CV

IV.4.3.4. Résistance des éléments

a) Vérification de cisaillement des éléments

- **Les poutres**

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

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

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

Tableau IV.18. Vérification de cisaillement des poutres.

Eléments	Section (cm^2)	$\boldsymbol{V_u}$ (kN)	Combinaison	Type de fissuration	$\boldsymbol{\tau}$ (**MPa**)	$\boldsymbol{\bar{\tau}}$ (**MPa**)	$\boldsymbol{\tau \leq \bar{\tau}}$
Poutres principales	30×40	106,159	ELA (G+Q + Edx)	Fissuration préjudiciable	0,89	4.35	CV
Poutres secondaires	30×35	114,209	ELA (G+Q + Edx)	Fissuration préjudiciable	1,10	3,26	CV
Chainage	30×35	15,153	ELA (G+Q + Edx)	Fissuration préjudiciable	0,38	3,26	CV

- **Commentaire**

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

- **Les poteaux**

D'appris (RPA2003 « Art 4.4.3 »). On considère que les portiques ne reprennent que les charges verticales. Toutefois, en zone sismique IIb et III, il y a lieu de vérifier les portiques sous un effort horizontal représentant 25% de l'effort horizontal global.

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

Tableau IV.19. Vérification de cisaillement des Poteau.

Section (cm²)	H(m)	Combinaison	V_u(kN)	τ(MPa)	$\bar{\tau}$(MPa) CBA	$\bar{\tau}$(MPa) RPA	$\tau \leq \bar{\tau}$
Poteau 30×30	3,20	G+Q+E_{dx}	45.988	0,52	3.26	1	Oui
Poteau 35×35	3,20	G+Q+E_{dx}	54.378	0,45	3.26	1	Oui
Poteau 40×40	3,20	G+Q+E_{dx}	53.676	0,34	3.26	1	Oui
Poteau 45×45	3.20	G+Q+E_{dx}	45.037	0,22	3.26	1	Oui

➢ **Commentaire**

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

- **Les voiles**

Pour les voiles, la vérification de la résistance au cisaillement se fait avec la valeur de l'effort tranchant trouvé à la base du voile majoré de 40% ; La contrainte de cisaillement est égale : $\tau = \frac{1{,}4|V_u|}{b.d}$

Avec : V_u: L'effort tranchant b : l'épaisseur de voile d = 0,9×L.

La contrainte limite de cisaillement est égale: $\bar{\tau} = 0{,}2 \, . f_{c28}$

Tableau IV.20. Vérification de cisaillement des voiles suivant X.

Direction	Voile	B (cm)	L(m)	$\lvert V_u \rvert$(kN)	Combinaison	τ(MPa)	$\bar{\tau}$ (MPa)	$\tau \leq \bar{\tau}$
Direction x	1	15	3.55	1183,445	G+Q+Edx	3,457	5	CV
	2	15	4.55	1237,858	G+Q+Edx	2.821	5	CV

Tableau IV.21. Vérification de cisaillement des voiles suivant Y.

Direction	Voile	B (cm)	L(m)	$\|V_u\|$(kN)	Combinaison	τ(MPa)	$\bar{\tau}$ (MPa)	$\tau \leq \bar{\tau}$
Direction y	1	15	3.05	449,343	0,8G+Edy	1,528	5	CV
	2	15	3.45	819,775	0,8G-Edy	2,464	5	CV
	3	15	3.75	904,014	G+Q-Edy	2,500	5	CV
	4	15	4.51	918,117	G+Q+Edy	2.111	5	CV
	5	15	4.60	1074,174	G+Q+Edy	2,422	5	CV

- **Commentaire**

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

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

D'après (RPA2003 « Art 7.4.3.1 »).

On doit vérifier que :

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

N_d: Effort normal réduit

B_c: Section brute du béton

Tableau IV.22. Vérification de l'effort normal réduit suivant x

Section (cm²)	Combinaison	N_d(kN)	B_c(mm^2)	ν	$\nu \leq 0.3$
Poteau 30×30	G+Q+E_{dx}	283,738	90000	0,13	CV
Poteau 35×35	G+Q-E_{dx}	576,106	122500	0,19	CV
Poteau 40×40	G+Q+E_{dx}	877,656	160000	0,22	CV
Poteau 45×45	G+Q+E_{dx}	1181,70	202500	0,23	CV

- **Commentaire**

Les poteaux à la base sont justifiés insuffisantes pour équilibres les contraint normale de compression (l'effort normal réduit), donc on doit augmenter la section des poteaux

- **Conclusion**

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

Tableau IV.23. Dimensions finales des éléments.

Eléments	Section	Eléments		Section
Poutres principales	30x40	**Voile de contreventement**		15xL
Poutres secondaires	30x35	**Poteau**	5émé, 6éme étage	30x3
Poutre Chainage	30x35		3éme, 4éme étage	35x35
Longrines	30x30		1er, 2éme étage	40x40
Voiles périphérique	20xL		Saus sol+ RDC	45x45

CHAPITRE V :

FERRAILLAGE DES ELEMENTS RESISTANTS

V.1.Introduction

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

a) Combinaisons données par le CBA93

- ELS (situation durable) : G + Q.
- ELU : 1,35G + 1,5Q.
- ELU (situation accidentelle) : G + Q ± E.

b) Combinaisons données par le RPA99 version2003

- G + Q ± E.
- 0,8G ± E.

V.2 Ferraillage des poutres

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

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

Tableau V.1. Les données de calcul

Situation durable		Situation accidentelle	
Béton	Acier	Béton	Acier
γ_b=1,5	γ_s =1,15	γ_b= 1, 15	γ_s =1,00
f_{c28} = 25 Mpa	FeE 400	f_{c28} = 25 Mpa	FeE 400
$\overline{\sigma_b}$ =14,2 Mpa	σ_s = 348 Mpa	$\overline{\sigma_b}$ =18,48 Mpa	σ_s = 400 Mpa

V.2.1. Recommendations du RPA99

V.2.1.1. Armatures longitudinales

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

- $As\ min$ = 0.5% (b x h) = 0.005x (30x40) = **6 cm2**
- $As\ min$ = 0.5% (b x h) = 0.005x (30x35) = **5.25 cm2**
- $As\ min$ = 0.5% (b x h) = 0.005x (30x35) = **5.25 cm2**

Le pourcentage maximum des aciers longitudinaux est de :

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

- **Poutre de section (30x40)**

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

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

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

V.2.1.2. Ferraillage longitudinal des poutres principales et secondaires

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

Tableau V.2. Ferraillage longitudinal des poutres

Poutres	Position	Mu (KN.m)	Combinaison	A' (cm^2)	A calcul (cm^2)	A finale (cm^2)	A choisie (cm^2)
PP (30x40)	Travée	53.293	0.8+Edx	0.00	3.74	3HA14 =4.62	4.62
	Appui	-108.093	G+Q+Edy	0.00	7.94	3HA14+3chHA12 =8.01	8.01
PS 01 (30x35)	Appui +	72.924	0.8G+Edx	0.00	7.35	4HA12+2HA14 =7.61	7.61
	Appui -	-86.009	G+Q+Edx	0.00	7.35	4HA12+2HA14 =7.61	7.61
PS 02 (30x35)	Appui +	120.218	0.8G+Edx	0.00	10.73	3HA14+5HA16 =14.67	14.67
	Appui -	-145.236	G+Q-Edx	0.00	13.44	4HA14+5HA16 =14.19	14.67
Chinages (30X35)	Appui +	29.408	0.8+Edx	0.00	2.50	3HA14+1HA12 =4.52	5.75
	Appui -	-61.193	G+Q+Edx	0.00	3.30	3HA14+1HA12 =4.52	5.75

V.2.2. Vérification des poutres selon les conditions RPA2003et CBA93

Il faut vérifier que :

A tendue $\geq A_{min}$ CBA

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

A appui $\geq A_{min\,RPA}$ et A appui $\leq A_{maxRPA}$

Tableau V.3. Vérification des poutres selon RPA2003 et CBA93

Poutres	A (cm^2)	A_{minCBA} (cm^2)	A_{minRPA} (cm^2)	Vérification
PP (30x40)	12.53	1.2	6	Oui
PS 01 (30x35)	10.71	1.05	5.25	Oui
PS 02 (30x35)	16.45	1.05	5.25	Oui
Chinages (30X35)	6.88	1.05	5.25	Oui

V.2.3. Vérification des contraintes à l'ELS :

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

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

Poutres	N°	Position	M_{ser} (KN.m)	σ_b (MPa)	$\overline{\sigma}_b$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\sigma's$ (MPa)	$\overline{\sigma_s}$ (Mpa)	$\sigma s < \overline{\sigma_s}$
PP (30x40)	681	Travée	29.69	5.46	15	196.8	/	201.6	Oui
	578	Appui	-51.01	7.67		196.	/		Oui
PS 01 (30x35)	603	Travée	20.31	4.11		106.	/		Oui
	697	Appui	-32.90	6.48		160.	/		Oui
PS 02 (30x35)	603	Travée	20.31	3.52		66.9	/		Oui
	697	Appui	-32.90	5.31		86.3	/		Oui
Chinages (30X35)	13	Travée	14.95	3.2		91.80	/		Oui
	816	Appui	-19.76	4.28		121.3	/		Oui

V.2.4. Calcul des armatures transversales

Les valeurs des sections d'armatures transversales (A_t) ainsi que leurs espacements (S_t) pour chaque poutre sont résumés dans le tableau suivant voir

(ANNEXE 6) :

Tableau V.5. Calcul des armatures transversales et leur espacement

Elément		CBA 93		RPA 99			$S_{t\ adopté}$ (cm)		$A_{t\ choisie}$ (cm^2)
Section	τ_u (MPa)	S_t (cm)	A_t (cm^2)	S (ZN) (cm)	S' (ZC) (cm)	A_t (cm^2)	S (ZN) (cm)	S' (ZC) (cm)	
PP (30x40)	0.89	33.3	1	10	20	1.8	10	15	**4**HA**8** = **2.01**
PS 01 (30x35)	0.73	28.8	0.864	8.75	17.5	1.57	10	15	**4**HA**8** = **2.01**
PS 02 (30*35)	1.1	28.8	0.864	8.75	17.5	1.57	10	15	**4**HA**8** = **2.01**
Chinages (30X35)	0.37	15.3	0.306	5	10	0.6	10	15	**4**HA**8** = **2.01**

V.2.5. Vérification de la flèche

Il n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche si les poutres considérées répondent aux conditions suivantes (**ANNEXE 7).**

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

Section	1ere condition			2eme condition			3eme condition		
	$\frac{h}{L}$	$\frac{1}{16}$	$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$	$\frac{h}{L}$	$\frac{Mt}{10M_0}$	$\frac{h}{L} \geq \frac{Mt}{10M_0}$	$\frac{A}{b_0*d}$	$\frac{4.2}{f_e}$	$\frac{A}{b_0*d} \leq \frac{4.2}{f_e}$
PP (30x40)	0.15	0.063	Vérifiée	0.15	0.075	Vérifiée	0.004	0.011	Vérifiée
PS 01 (30x35)	0.094	0.063	Vérifiée	0.094	0.075	Vérifiée	0.007	0.011	Vérifiée
PS 02 (30x35)	0.125	0.063	Vérifiée	0.125	0.075	Vérifiée	0.012	0.011	CNV
Chainage (30x35)	0.105	0.063	Vérifiée	0.105	0.075	Vérifiée	0.00	0.011	Vérifiée

Les conditions sont n'est pas vérifiées, donc le calcul de la flèche est nécessaire.

Tableau V.7. Vérification préliminaire de la flèche.

Poutres secondaires 02							
A (cm^2)	b (cm)	h (cm)	d (cm)	Mser	ρ%	ß	F_{t28}
14,19	30	35	32	20.31	0,91	0,89	2,1
y (cm)	I (cm^4)	ρ	σ_s	μ	λi	λv	I_{fi}
19.94	144396,4	0,014	50.261	0.275	1.420	0.568	114167,8
L	Ei	Ev	Iv	Fi (mm)	Fv (mm)	F (mm)	F_{adm} (mm)
4.55	32456,6	10819	137342	1.134	2.830	9.1	18.2

V.2.6. Schémas des armatures des poutres

Les Poutres principales

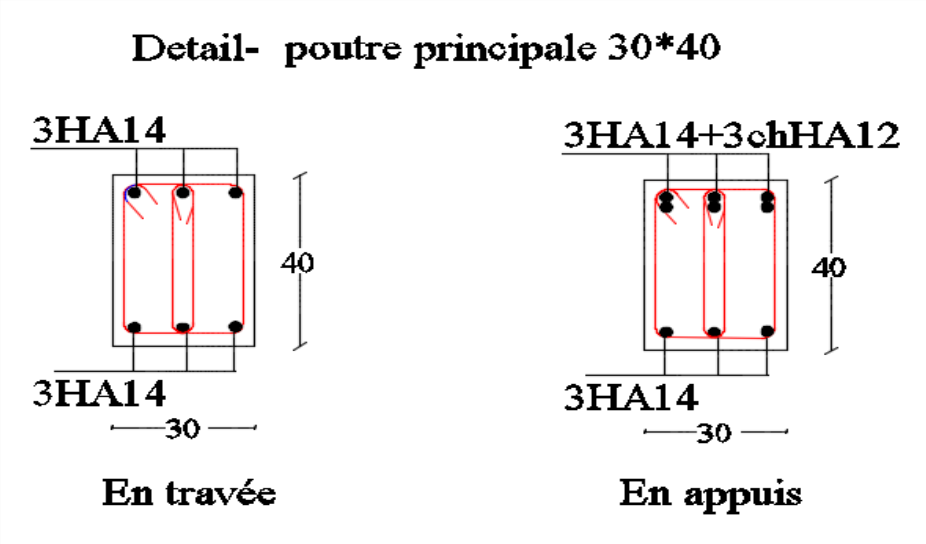
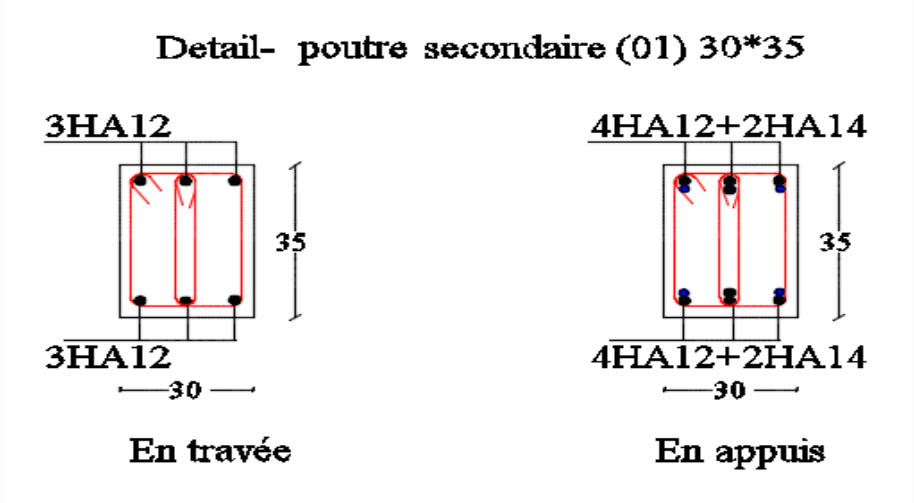


Figure V.1. Disposition des armatures des poutres principales (30x40)

Les Poutres secondaires 01



Les Poutres secondaires 02

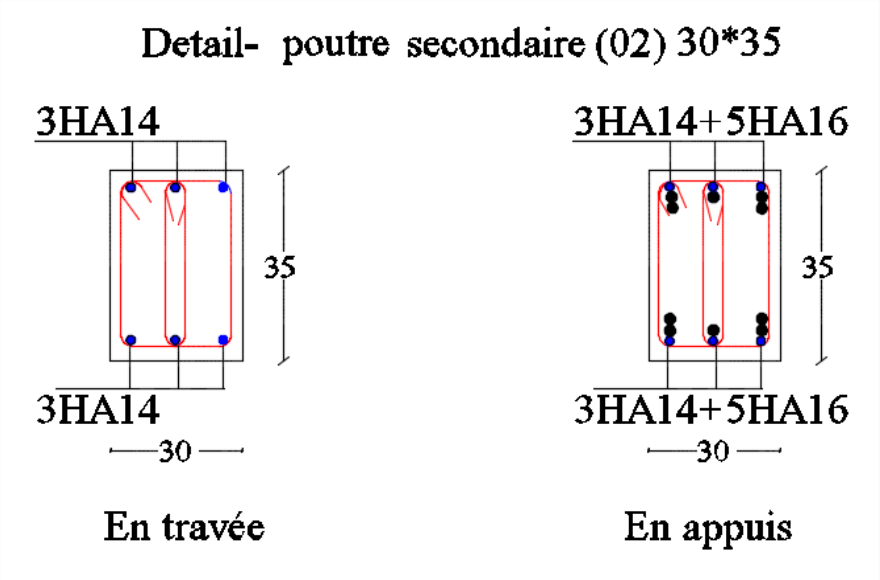


Figure V.2. Disposition des armatures des poutres secondaires 01 et 02 (30x35)

Chinage (30*35)

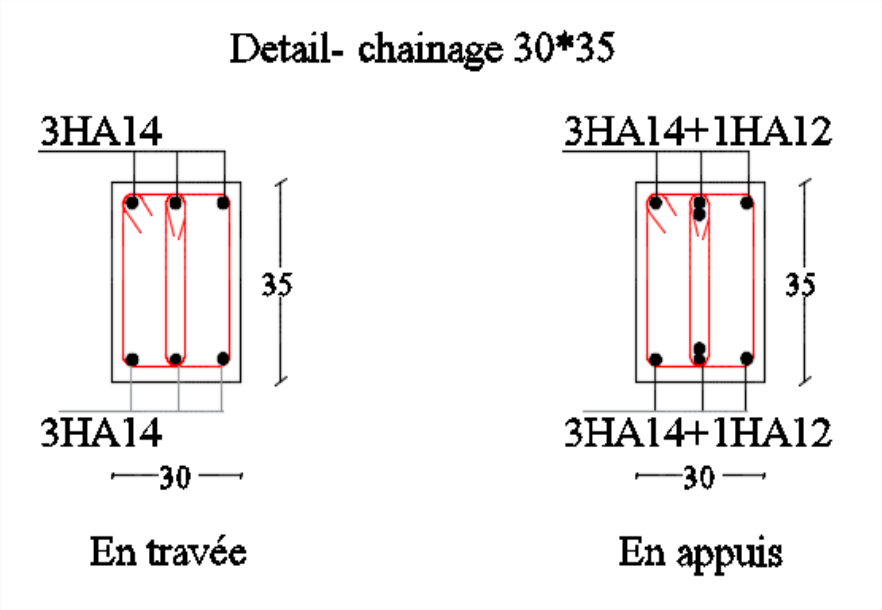


Figure V.3. Disposition des armatures des chinages (30x35)

V.3.Les longrines

V.3.1. Introduction

Les longrines sont des poutres longitudinales reposant sur le sol, elles sont situées juste au-dessus des semelles. Elles servent à solidariser les points d'appuis d'un même bloc, tendant à s'opposer au déplacement relatif de ces points d'appuis dans le plan horizontal.

Elles transforment l'effort normal provenant par les charges et Surcharges en un effort de traction.

V.3.2. Pré dimensionnement

Selon le RPA 99 version 2003 **[Art 10.1.1.b]**

Pour un sol de fondation de catégorie (S3), les dimensions minimales de la section transversale des longrines sont (25 × 30) cm².

Donc : on adopte : (b × h) = (30x30) cm².

V.3.3. Détermination des sollicitations

Les longrines doivent être calculées pour résister à la traction sous l'action d'une force " F " égale à :

$$\begin{cases} F_{ELU} = \frac{N_u}{\alpha} \geq 20KN \\ F_{ELS} = \frac{N_s}{\alpha} \geq 20KN \end{cases}$$

Avec :

- N_u : effort à la base du poteau le plus sollicité soit à l'ELU.
- N_s : effort à la base du poteau le plus sollicité soit à l'ELS.
- α: Coefficient de site en fonction de la zone sismique

Tableau V.8. Valeurs de coefficient α

Site	Zone		
	I	IIa	IIb et III
S1	-	-	-
S2	-	15	12
S3	15	12	**10**
S4	12	10	8

Dans notre cas : site S3 et zone sismique III ; (**α = 10**)

$$F_{ELU} = \frac{1420,51}{10} = 142.051\ KN \geq 20KN\text{.....CV}$$

$$F_{ELS} = \frac{1035.35}{10} = 103.535\ KN \geq 20KN\text{.....CV}$$

V.3.4. Calcul du ferraillage

Étant donné que le béton tendu est négligé, il en résulte que les armatures longitudinales doivent pouvoir équilibrer la force de traction F :

A l'ELU

Les armatures longitudinales sont données par : $Au = \frac{Fu}{\sigma s}$

V.3.5. Recommandation des règlements

Selon le CBA **[Art 7.1.2.]**

La section des armatures longitudinales est : A ≥ Amin = $\frac{B(cm2)}{1000}$

Les efforts pris en compte ainsi que les résultats de calcul du ferraillage sont donnés dans les tableaux suivants :

Tableau V.9. Ferraillage longitudinal des longrines.

B(cm^2)	Nu (KN)	Fu (KN)	A calculé	A choisir	Amin CBA	Amin RPA	Vérification
30*30	1420,51	142,05	4,7	6HA12=6,78	0,9	6.30	Vérifiée

V.3.6. Vérification des contraintes à l'ELS

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

Les contraintes sont calculées à L'ELS sous Mser.

La fissuration est considérée comme préjudiciable :

On doit vérifier que : $\boldsymbol{\sigma s} \leq \overline{\overline{\boldsymbol{\sigma s}}}$

Avec : $\sigma_s = \frac{Fs}{1000} = \frac{103.535*10\text{^}3}{678} = 152.707$ Mpa

$\overline{\sigma s}$= Min (23*f*e ; $110\sqrt{\eta . ftj}$) =201.63Mpa

Tableau V.10. Vérification de contrainte à l'ELS des longrines

B (cm²)	N (kN)	Fs (kN)	Ach (cm²)	σs(Mpa)	$\overline{\sigma s}$(Mpa)	Vérification
30*30	1035,35	103,53	6HA12=6,78	152,707	201.63	CV

Condition de non fragilité

On doit aussi respecter la condition de non fragilité de la section de béton armé donnée par le CBA 93 : B ≤ $\frac{A.fe}{ftj}$

B = 30x30 = 0.9cm² ≤ $\frac{6.78*400}{2.1}$ = 1291.42cm²……..CV

V.3.7. Vérification de la contrainte de cisaillement

On doit vérifier que : $\tau u \leq \overline{\tau u}$

Avec : $\tau u = \frac{Tu}{b0.d} = \frac{5.358*10\hat{}3}{300*270}$ = 0.062 Mpa

τu = 0.082MPa $\leq \overline{\overline{\tau u}}$ =2.5MPa …… CV

Armatures transversales

Il ne faut pas prévoir d'Epingle car la longrine est soumise à la traction simple et en traction simple il n'y a pas d'effort tranchant.

Un cadre tous les «30 cm « est suffisant pour maintenir les armatures longitudinales dans leurs positions

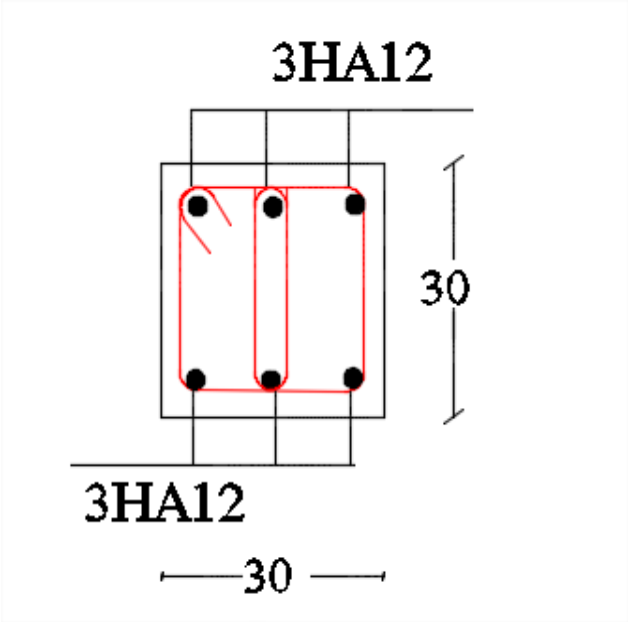


Figure V.4. Disposition des armatures des Longrines (30x30)

V.4.Ferraillage des poteaux

Les poteaux sont soumis aux charges verticales et horizontales, donc, le calcul de ferraillage se fait en flexion composée

V.4.1. Armatures longitudinales

A. Recommandations selon les règlements

a) Selon le CBA93… [2].

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

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

b) Selon le RPA2003 **[Art 7.4.2]** … [1].

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

$$0{,}9\% \leq \frac{A_l}{b * h} \leq 3\% \quad \text{(Zone courante)}$$

$$0{,}9\% \leq \frac{A_l}{b * h} \leq 6\% \quad \text{(Zone de recouvrement)}$$

- 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'.

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

B. 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 $M_{correspondant}$
- N_{min} et $M_{correspendent}$
- M_{max} et $M_{correspendant}$

On va récapituler toutes les quantités de ferraillage de tous les poteaux dans le tableau Suivant V.11.

Tableau V.11. La section d'armatures des poteaux.

Section de poteau	Cas	Combinaison	N(KN)	M	A calculer	A min RPA	A chois
45x45	Nmax…Mcors	0,8G+Edy	-459,97	6,536	0	18.23	12HA14= 18,47
45x45	Mmax---Ncors	1,35G+1,5Q	-1212,87	-37,048	0		
45x45	Nmin---Mcors	1,35G+1,5Q	-1420,51	-3,648	0		
45x45	Nmax---Mcors	0,8G+Edx	198,02	52,4686	5,78	18.23	12HA14= 18,47
45x45	Mmax---Ncors	G+Q+Edx	-954,59	-89,6207	0		
45x45	Nmin---Mcors	1,35G+1,5Q	-1217,08	1,1514	0		
40x40	Nmax---Mcors	0,8G+Edy	740,54	3,5004	9,51	14.40	4HA14+ 8HA12= 15,21
40x40	Mmax---Ncors	G+Q+Edx	-823,48	-56,3158	0		
40x40	Nmin---Mcors	1,35G+1,5Q	-1022,71	1,4765	0		
40x40	Nmax---Mcors	0,8G+Edx	170,20	83,7284	8,07	14.40	4HA14+ 8HA12= 15,21
40x40	Mmax---Ncors	G+Q+Edx	84,27	86,9582	7,21		
40x40	Nmin---Mcors	1,35G+1,5Q	-840,06	3,1845	0		
35x35	Nmax---Mcors	0,8G+Edy	132,64	68,212	7,3	11.03	12HA12= 13,57
35x35	Mmax---Ncors	G+Q+Edx	65,74	70,8931	6,69		
35x35	Nmin--Mcors	1,35G+1,5Q	-662,73	3,0996	0		
35x35	Nmax---Mcors	0,8G+Edx	169,76	7,0338	2,73	11.03	12HA12= 13,57
35x35	Mmax---Ncors	G+Q+Edx	43,17	89,4017	8,06		
35x35	Nmin—Mcors	1,35G+1,5Q	-493,72	4,7485	0		
30x30	Nmax---Mcors	0,8G+Edy	51,01	56,1116	6,24	8,1	8HA12= 9,05
30x30	Mmax---Ncors	G+Q+Edx	19,61	58,603	6,14		
30x30	Nmin---Mcors	1,35G+1,5Q	-328,22	6,2536	0		
30x30	Nmax---Mcors	0,8G+Edx	14,90	74,4768	7,88	8,1	8HA12= 9,05
30x30	Mmax---Ncors	G+Q+Edx	0,17	78,0791	8,14		
30x30	Nmin---Mcors	1,35G+1,5Q	-170,45	7,7066	0		

V.4.2. Vérification selon le RPA et CBA

Tableau V.12. Ferraillages longitudinaux des poteaux

Poteaux	$A_{calculer}$ (cm^2)	$A_{min\ CBA}$ (cm^2)	$A_{min\ RPA}$ (cm^2)	A_{final} (cm^2)
(45*45)	5.78	2.03	18.23	12HA14=18.47
(40*40)	9.51	1.6	14.40	4HA14+8HA12=15.21
(35*35)	8.05	1.23	11.03	12HA12=13.57
(30*30)	8.14	0.9	8.1	8HA12=9.05

Commentaire : Les armatures longitudinales des poteaux sont Vérifiée

V.4.3. Vérification des contraintes à l'ELS

Tableau V.13. Vérification des contraintes des poteaux à l'état limite de service.

Section de poteau	Cas	Sollicitation						Type de Fussuration	σb (Mpa)	σs (Mpa)	σs' (Mpa)	Vérif
SS	45x45	Nmax	-677,55	Mx corr	7,0476	My corr	0,03	Peu nuisible	4,26	30,6	0	Vérifier
	45x45	Mmax	-26,97	N corr	-884,51	M corr	-2,04	Peu nuisible	6,57	93,6	0	Vérifier
	45x45	Nmin	-1035,3	Mx corr	-2,65	My corr	0,15	Peu nuisible	6,04	87,8	0	Vérifier
RDC	45x45	Nmax	-253,56	Mx corr	-7,67	My corr	-1,19	Peu nuisible	1,88	26,8	0	Vérifier
	45x45	Mmax	26,19	N corr	-846,77	M corr	3,07	Peu nuisible	6,31	27,9	0	Vérifier
	45x45	Nmin	-887,14	Mx corr	-8,02	My corr	0,83	Peu nuisible	5,5	79,6	0	Vérifier
1er	40x40	Nmax	-219,12	Mx corr	-7,76	My corr	-2,60	Peu nuisible	2,21	31,1	0	Vérifier
	40x40	Mmax	-19,33	N corr	-627,30	M corr	-0,19	Peu nuisible	6,1	86	0	Vérifier
	40x40	Nmin	-745,51	Mx corr	-8,15	My corr	1,06	Peu nuisible	6,03	86,5	0	Vérifier
2eme	40x40	Nmax	-179,99	Mx corr	-10,72	My corr	-4,46	Peu nuisible	2,19	0	0	Vérifier
	40x40	Mmax	-25,40	N corr	-517,13	M corr	-2,24	Peu nuisible	6,02	0	0	Vérifier
	40x40	Nmin	-612,46	Mx corr	-12,03	My corr	2,31	Peu nuisible	5,39	76,7	0	Vérifier
3eme	35x35	Nmax	-68,64	Mx corr	-0,40	My corr	-5,55	Peu nuisible	0,7	10	0	Vérifier
	35x35	Mmax	-20,09	N corr	-72,01	M corr	0,39	Peu nuisible	3,54	0	0	Vérifier
	35x35	Nmin	-483,29	Mx corr	-9,97	My corr	2,25	Peu nuisible	5,8	81,4	0	Vérifier
4eme	35x35	Nmax	-48,72	Mx corr	-0,58	My corr	-7,47	Peu nuisible	0,53	7,56	0	Vérifier
	35x35	Mmax	-23,67	N corr	-309,96	M corr	-3,34	Peu nuisible	5,87	0	0	Vérifier
	35x35	Nmin	-360,21	Mx corr	-13,37	My corr	3,45	Peu nuisible	5,04	69,8	0	Vérifier
5eme	30x30	Nmax	-63,35	Mx corr	-8,07	My corr	-3,71	Peu nuisible	2,6	0	0	Vérifier
	30x30	Mmax	-15,46	N corr	-209,40	M corr	-2,76	Peu nuisible	5,83	0	0	Vérifier
	30x30	Nmin	-239,84	Mx corr	4,35	My corr	4,53	Peu nuisible	3,95	19,4	0	Vérifier
6eme	30x30	Nmax	-27,03	Mx corr	-13,77	My corr	-4,45	Peu nuisible	3,69	0	0	Vérifier
	30x30	Mmax	-21,48	N corr	-57,26	M corr	12,67	Peu nuisible	0	0	0	Vérifier
	30x30	Nmin	-124,93	Mx corr	4,86	My corr	5,59	Peu nuisible	2,69	4,04	0	Vérifier

Commentaire : Les contraintes des poteaux à l'état limite de service sont vérifiée.

V.4.4. Calcul des armatures transversales (ANNEXE 10)

Les armatures transversales disposées dans un poteau ont les rôles suivants :

Equilibrer l'effort tranchant.

Permettre le positionnement des armatures longitudinales.

Empêcher le gonflement du béton.

Empêcher le flambement des armatures

Tableau V.14. Les armatures transversales et leurs espacements.

Poteaux	Vu (KN)	At (cm²)	λg	p	Zone	St choix	A choix (cm²)
45x45	45,037	4,52	4,98	3,75	Courante	15	4HA8=2.01
					Nodale	10	4HA8=2.02
40x40	53,676	4,15	5,6	2,5	Courante	15	4HA8=2.03
					Nodale	10	4HA8=2.04
35x35	45,378	3,14	6,4	2,5	Courante	15	4HA8=2.05
					Nodale	10	4HA8=2.06
30x30	45,037	2,31	7,47	2,5	Courante	15	4HA8=2.07
					Nodale	10	4HA8=2.08

V.4.5. Schémas des armatures des poteaux

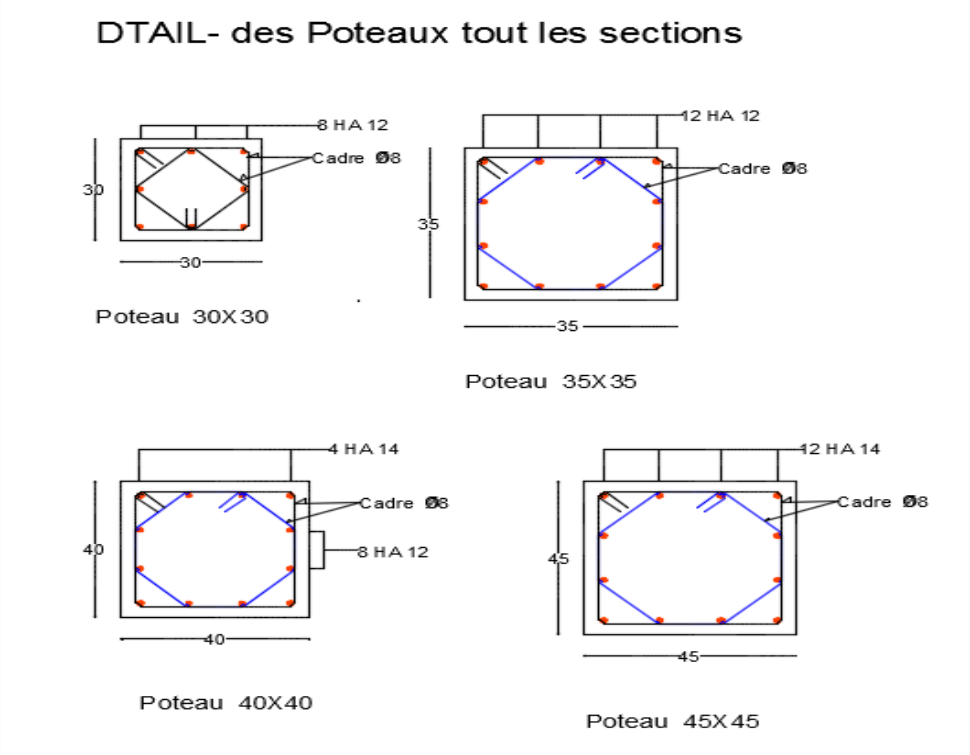


Figure V.5. Disposition des armatures dans le poteau

V.5. Ferraillage des voiles

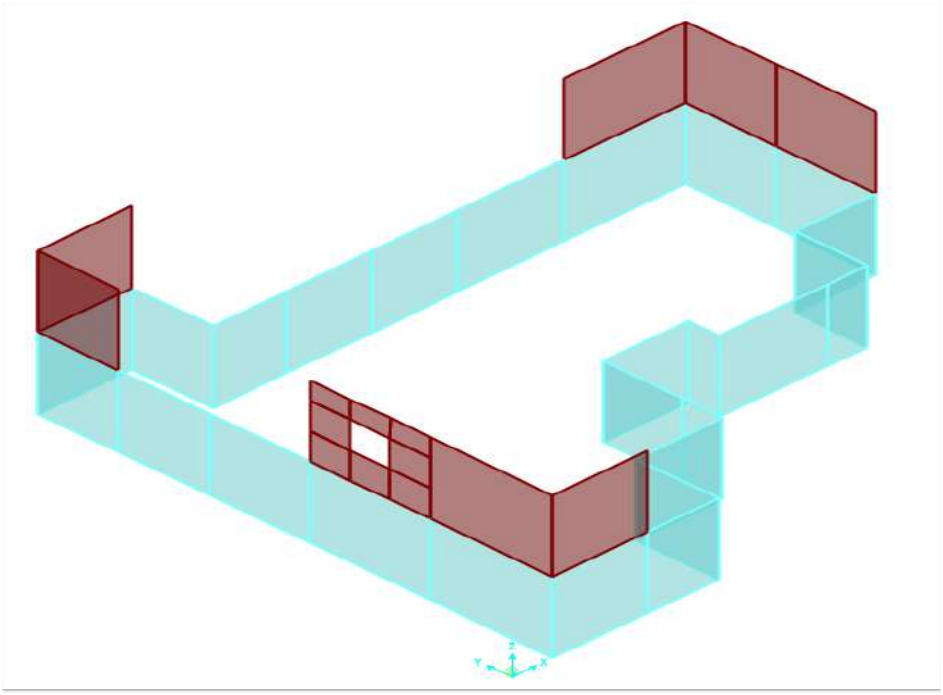


Figure V.6. Disposition des voiles

V.5.1. Les voiles pleins

Le ferraillage des voiles sera calculé à partir des combinaisons des sollicitations dues aux charges verticales " G " et " Q " et horizontales " E

Le ferraillage des voiles sera fait en flexion composée avec effort tranchant, chaque

Voile doit comporter trois types d'armatures :

- des armatures verticales ;
- des armatures horizontales ;
- des armatures transversales.

V.5.1.1. Les armatures verticales

Les aciers verticaux sont 02 nappes, calculés en flexion composée :

Les trumeaux seront sollicités comme des refends pleins en flexion composée.

(Voir ANNEXE 11)

Tableau V.15. Les données de calcul.

Situation durable		Situation accidentelle	
Béton	Acier	Béton	Acier
γ_b=1,5	γ_s =1,15	γ_b= 1, 15	γ_s =1,00
f_{c28} = 25 Mpa	FeE 400	f_{c28} = 25 Mpa	FeE 400
$\overline{\sigma_b}$ =14,2 Mpa	σ_s = 348 Mpa	$\overline{\sigma_b}$ =18,48 Mpa	σ_s = 400 Mpa

Les résultats du calcul des armatures verticales sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.16. La section calculée d'armatures verticales des voiles

	la section (cm²)	Combination	N (kN)	M (Kn.m)	T (kN)	A cal (cm²)	A cal (cm²)	A min (cm²)
Y	460*15	G+Q-Edx	3820,98	1148,40	1074,17	19	19	6,9
	451*15	G+Q-Edx	1648,75	655,01	918,11	18,6	18,6	6,76
	305*15	G+Q-Edx	2570,29	870,68	449,34	12,8	12,8	4,58
	345*15	G+Q-Edx	3132,19	1421,01	819,77	14,4	14,4	5,18
	375*15	G+Q-Edy	2993,21	2456,18	904,01	15,6	15,6	5,63
X	355*15	G+Q-Edy	2558,71	1665,64	1183,44	14,8	14,8	5,33
	455*15	G+Q-Edy	3271,33	2393,55	1237,85	18,8	18,8	6,83
	355*15	G+Q-Edy	2558,71	1665,64	1183,44	14,8	14,8	5,33

Tableau V.17. La section choisie d'armatures des voiles

	la section (cm²)	L/10	D/2	A cal (cm²)	A cal (cm²)	A min (cm²)	A ch (cm²)	A ch (cm²)	A global (cm²)	D (cm)
Y	460*15	46	5,11	19	19	6,9	18HA12= 20,36	18HA12= 20,36	2*(18HA12)= 40,72	10,22
	451*15	45,1	5,3	18,6	18,6	6,76	17HA12= 19,23	17HA12= 19,23	2*(17HA12)= 38,46	10,6
	305*15	30,5	5,08	12,8	12,8	4,58	12HA12= **13,570**	12HA12= **13,570**	2*(12HA12)= 27,14	10,16
	345*15	34,5	4,92	14,4	14,4	5,18	14HA12= **15,830**	14HA12= **15,830**	2*(14HA12)= 31,66	9,84
	375*15	37,5	5	15,6	15,6	5,63	15HA12= **16,970**	15HA12= **16,970**	2*(15HA12)= 33,94	10
X	355*15	35,5	5,07	14,8	14,8	5,33	14HA12= **15,830**	14HA12= **15,830**	2*(14HA12)= 31,66	10,14
	455*15	45,5	5,35	18,8	18,8	6,83	17HA12= 19,23	17HA12= 19,23	2*(17HA12)= 38,46	10,7
	355*15	35,5	5,07	14,8	14,8	5,33	14HA12= **15,830**	14HA12= **15,830**	2*(14HA12)= 31,66	10,14

V.5.1.2. Vérification des contraintes à l'ELS et à l'ELU (ANNEXE 12)

Les résultats de vérification seront représentés dans les tableaux suivants :

Tableau V.18. Vérification des contraintes normales des voiles

	la section (cm²)	Nser (kN)	Mser (Kn.m)	Type de Fissuration	σb (Mpa)	σs (Mpa)	σs' (Mpa)	Vérification
Y	460*15	1106,791	-137,649	Préjudiciable	1,7	0	25,2	Vérifier
	451*15	490,8	-184,927	Préjudiciable	1	0	14,3	Vérifier
	305*15	607,448	22,833	Préjudiciable	1,3	0	19,4	Vérifier
	345*15	564,334	-21,776	Préjudiciable	1,1	0	15,8	Vérifier
	375*15	654,06	53,256	Préjudiciable	1,2	0	17,8	Vérifier
X	355*15	604,935	42,208	Préjudiciable	1,2	0	17,2	Vérifier
	455*15	981,460	263,130	Préjudiciable	1,7	0	25,8	Vérifier
	355*15	604,935	42,208	Préjudiciable	1,2	0	17,2	Vérifier

V.5.1.3. Armatures horizontales

Le voile doit avoir des armatures horizontales (Ah) disposées perpendiculairement aux armatures verticales, leur rôle est de minimiser les déformations latérales (le Flambement). **(ANNEXE 13)**

Tableau V.19. Les armatures horizontales des voiles

	la section (cm²)	He (cm)	T (kN)	**τ(Mpa)**	K	St Ch (cm)	St Ch (cm)	Ah	Ah Ch
Y	460*15	2,85	1074,174	2,422	1,18	22,5	30	2,26	3,14=4HA10
	451*15	2,85	918,117	2.111	1,16	22,5	30	2,26	3,14=4HA11
	305*15	2,85	449,343	1,528	1,12	22,5	30	2,26	3,14=4HA12
	345*15	2,85	819,775	2,464	1,19	22,5	30	2,26	3,14=4HA13
	375*15	2,85	904,014	2,5	1,19	22,5	30	2,26	3,14=4HA14
X	355*15	2,85	1183,445	3,457	1,27	22,5	30	2,26	3,14=4HA15
	455*15	2,85	1237,858	2.821	1,22	22,5	30	2,26	3,14=4HA16
	355*15	2,85	1183,445	3,457	1,27	22,5	30	2,26	3,14=4HA17

V.5.1.4. Armatures transversales

Les deux nappes d'armatures des voiles seront reliées par des aciers de coutures (Épingles) dont le diamètre des armatures φ_t est tel que $\varphi_t \geq \frac{\varphi_v}{3}$.

φ_v étant le diamètre des armatures verticales maintenues par les épingles.

Tableau V.20. Diamètre des armatures transversales

Armatures longitudinales φ_v	Épingles φ_t
HA8 à HA20	HA6

Les épingles sont destinées à empêcher le flambement des armatures verticales ou encore à assurer la transmission des efforts au droit des recouvrements, leur disposition est représentée dans la figure suivante :

En zone courante, les quadrillages d'armatures disposés sur chaque face doivent être maintenus par des armatures transversales, disposées en quinconce, composées d'épingles au nombre 4 par m^2 au moins

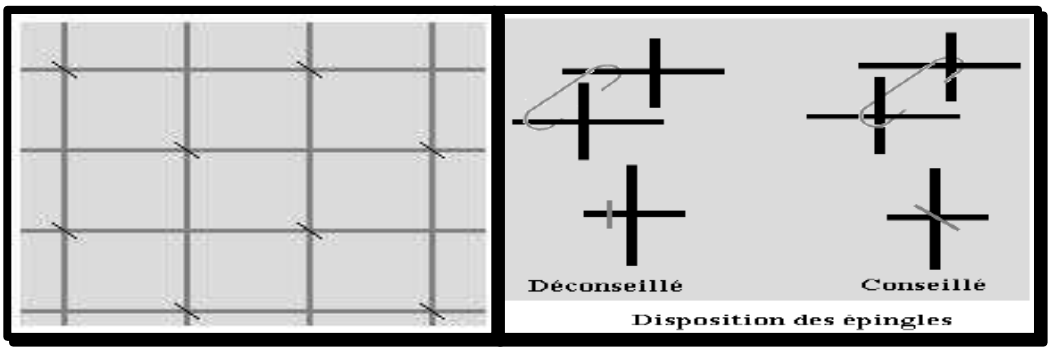


Figure V.7. Les armatures transversales et les épingles des voiles.

Autre recommandation (CBA93 et RPA2003)

- Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.
- La longueur minimale de recouvrement égale à $50\emptyset_{max}$ en zone III

V.5.1.5. Schémas des voiles

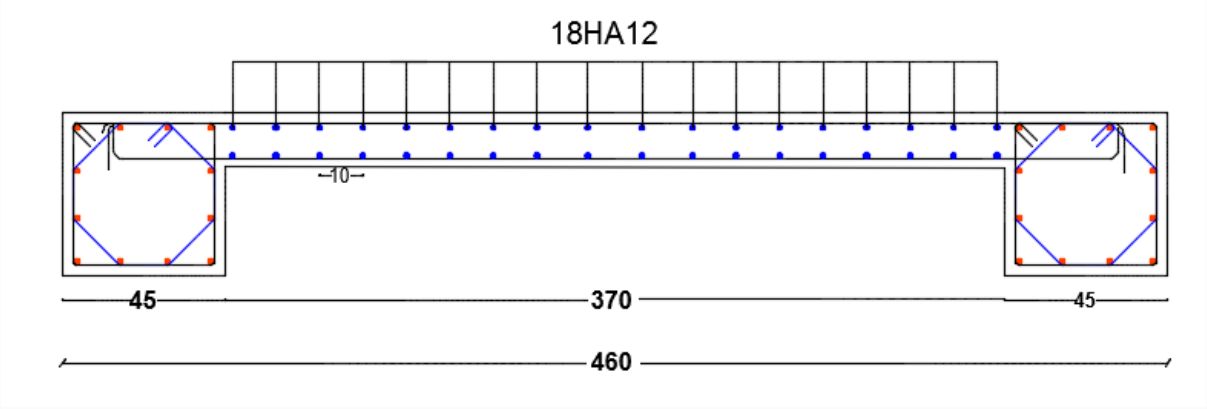


Figure V.8. Disposition des armatures dans les voiles (15x460)

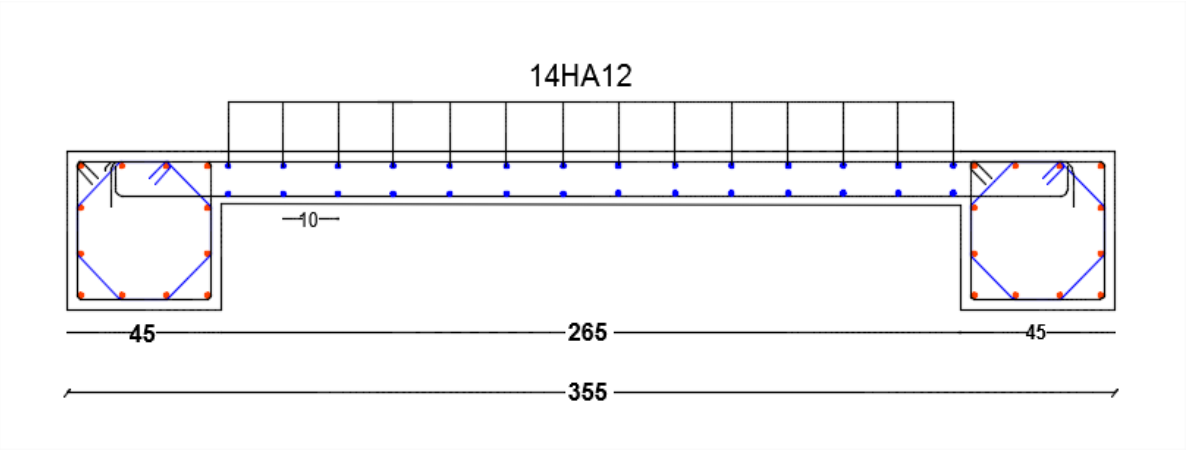


Figure V.9. Disposition des armatures dans les voiles (15x355)

V.5.2. Les Linteaux

Les voiles avec files d'ouvertures sont constitués par des trumeaux reliés entre eux par des poutres de couplages "linteaux".

Ces éléments seront étudiés comme des poutres bi encastrées dans les trumeaux.

Elles sont sollicitées en flexion simple comme les poutres, et on le vérifie avec les règlements en vigueur (CBA 93, RPA 99).

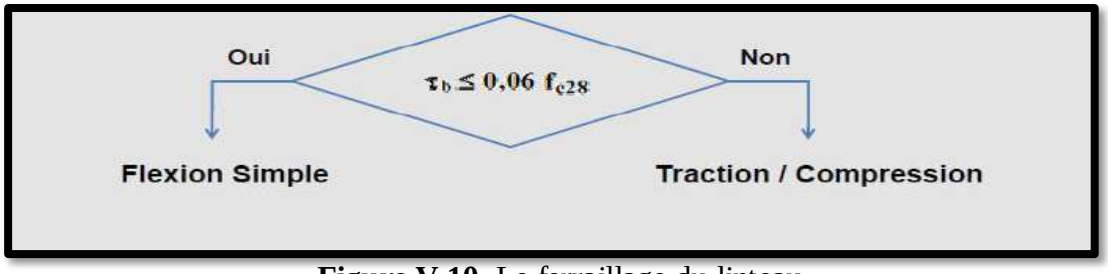


Figure V.10. Le ferraillage du linteau.

V.5.2.1. Recommandations réglementaires

Selon le CBA 93

Même conditions que pour les poutres.

Selon le RPA 99

Contrainte limite de cisaillement [**Art 7.7.2]**

$\tau b \leq \bar{\bar{\tau}}\bar{b} = 0.2 \times fc28$

Où : $\tau = \frac{V_u}{b_0 . d}$ avec : $\bar{V}$ = 1.4 V

V.5.2.2. Ferraillage des linteaux

Dans le calcul des linteaux, on a deux cas : Voir **(ANNEXE 14)**

1. Flexion simple
2. Traction / compression

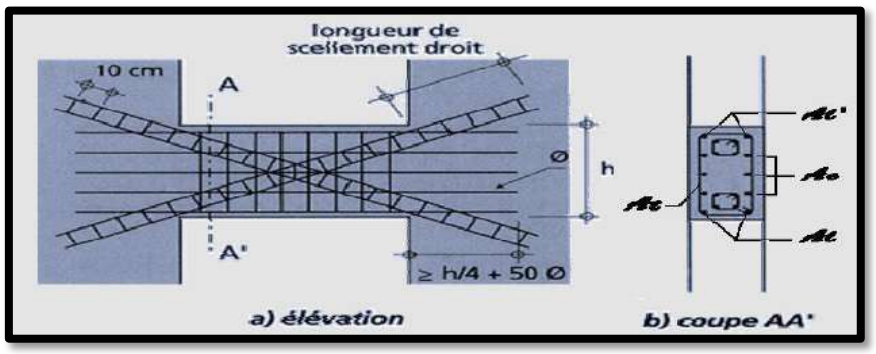


Figure V.11. Armatures de linteaux

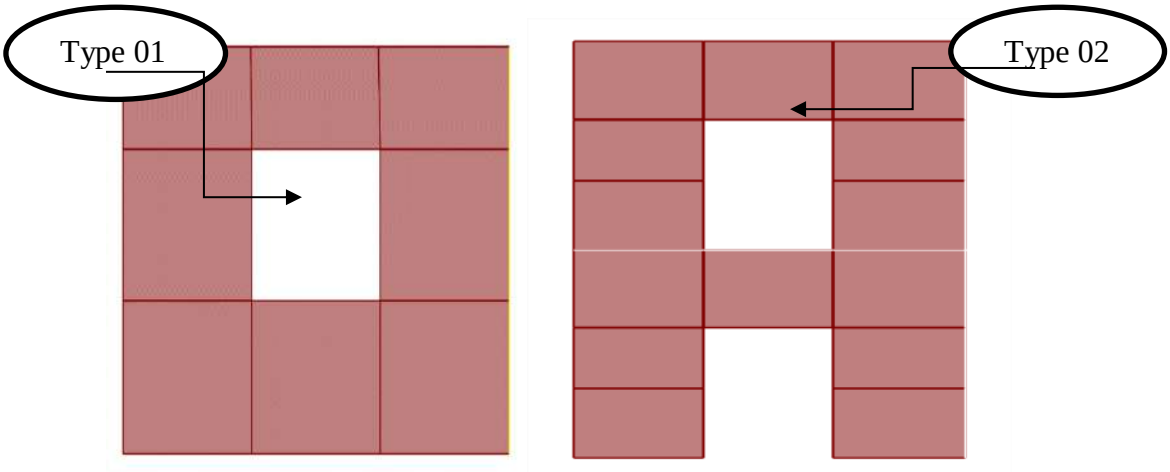


Figure V.12. Les linteaux

Les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux suivants **:**

Tableau V.21.Choix de la méthode de calcul.

	e (cm)	L	h	Combinaison	V	V'	M	τ(Mpa)	0,06 Fc28
Type 1	15	1,5	0,8	Accidentelle	606,627	849,2778	252,12	4,35	1,5
Type 2	15	1,5	1,2	Accidentelle	547,2981	766,21734	369,83	3,93	1,5

V.5.2.3. Les armatures longitudinales et transversales des linteaux

Ad : armature diagonale.

Al : armature longitudinale.

At : armature transversale.

Ap : armature de peau

Tableau V.22. La section choisie et calculée d'armatures des linteaux

	Acal				Amin			
	Ad	Al	Scal	Sch	Ad	Al	At	Ap
Type 1	19,07	/	/	15	1,8	1,8	0,5625	2,4
Type 2	12,23	/	/	15	2,7	2,7	0,5625	3,6

	Ach (cm)			
	Ad	Al	At	Ap
Type 1	2x[6AH16]	2x(2HA8)	2HA8	2x(2HA10)
Type 2	2x[6HA12]	2x(2HA10)	2HA8	2x(2HA12)

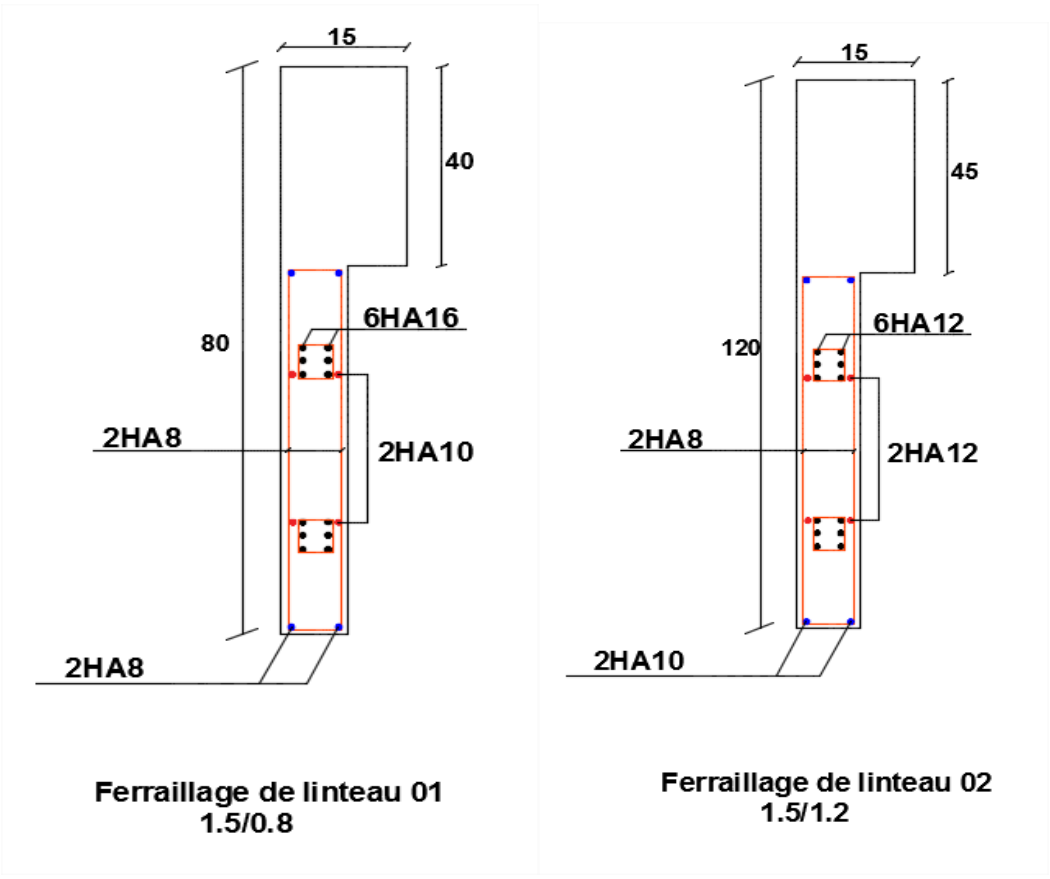


Figure V.13. Disposition des armatures dans Les linteaux

V.6. Conclusion

A la fin de ce chapitre, on a déterminé le ferraillage de tous les éléments structuraux soit les poteaux, les poutres ou les voiles, mais cette tâche à était délicate vue le nombre important de chacun de ces éléments donc on a fait recourt au matériel informatique qui même ce dernier prenait du temps assez important. On pourra ainsi entamer le prochain chapitre qui traite de l'infrastructure.

CHAPITRE VI :

ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

VI.1 Introduction

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

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

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 des fondations

Les fondations peuvent être classées en 3 types :

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

VI.3 Caractéristiques du sol

Pour projeter correctement une fondation, Il est nécessaire d'avoir une bonne connaissance de l'état des lieux, au voisinage de la construction à édifier, mais il est surtout indispensable d'avoir des renseignements aussi précis que possible sur les caractéristiques géotechniques du terrain à savoir, la résistance du sol, les différentes couches du sol, profondeur d'encrage des fondations, caractéristiques mécaniques de sol etc.

Les caractéristiques mécaniques du sol sont déterminées dans le rapport du sol donné par le laboratoire « **BET BEN ABDI**, MEDEA ».

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

D'après le rapport géotechnique on a : $\overline{\sigma_{sol}} = 2$ bars

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 d'ancrer nos fondations avec une profondeur de : $D = 6\,m$

Les caractéristiques mécaniques de ce sol sont :

$$\gamma_s = 17\,kN/m^3 \quad , \quad \varphi = 22° \quad , \quad C = 0{,}30\ bar$$

Les fondations doivent être posées sur une plateforme dure, pour cela, on pose sur le sol une couche de béton de propreté de 10cm d'épaisseur, cette couche se compose de (TVO + ciment + eau) dosé à 150 kg/m^3.

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 sol.
- La capacité portante du terrain de fondation.
- La raison économique.
- La facilité de réalisation.
- La distance entre axes des éléments porteurs (poteaux et voiles).

VI.4.1 Semelles isolées sous poteaux

VI.4.1.1. Méthode de calcul

a) Répartition trapézoïdale

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

$$\sigma 1=\frac{N}{A \times B}\left(1-\frac{6e0b}{B}\right) \quad , \quad \sigma 1=\frac{N}{A \times B}\left(1-\frac{6e0b}{B}\right)$$

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

$$\sigma m=\frac{3\sigma 2+\sigma 1}{4}=\frac{N}{A*B}\left(1+\frac{3*e0b}{B}\right)$$

Cette contrainte moyenne doit être toujours inférieure ou égale la contrainte admissible du sol

$$\overline{\sigma_{sol}} \times \sigma m \leq \overline{\sigma_{sol}} \quad \Rightarrow \quad \frac{N}{A*B}\left(1+\frac{3*e0b}{B}\right) \leq \overline{\sigma_{sol}}$$

Si on remplace A par $A=\left(\frac{a}{b}\right)B \quad \Rightarrow \quad \frac{N}{\left(\frac{a}{b}\right)*B^2}\left(1+\frac{3*e0b}{B}\right) \leq \overline{\sigma_{sol}}$

Il faut résoudre : $\left(\left(\frac{a}{b}\right)\overline{\sigma_{sol}}\right)B^3 - N \times B - (3*e0b*N) \geq 0$

Remarque

Suivant la direction A, on doit vérifier la deuxième inégalité :

$$\left[\left(\frac{b}{a}\right)\overline{\sigma_{sol}}\ A^3\right] - N \times A - (3 \times e0 \times N) \geq 0$$

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

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 bar = 0.2MPa , a = b = 45cm , c = 3cm

Tableau VI.1. Dimensionnement des semelles isolées à l'ELS.

Semelle	N(kN)	M_x (kN. m)	M_y (kN. m)	A (m)	B (m)	h (cm)	A_{ch} (m)	B_{ch} (m)	h_{ch} (cm)
S1	1035,35	4,63	-0,97	2,28	2,28	51,4	2,5	2,5	55
S2	853,61	9,30	1,22	2,07	2,07	46,1	2,3	2,3	50

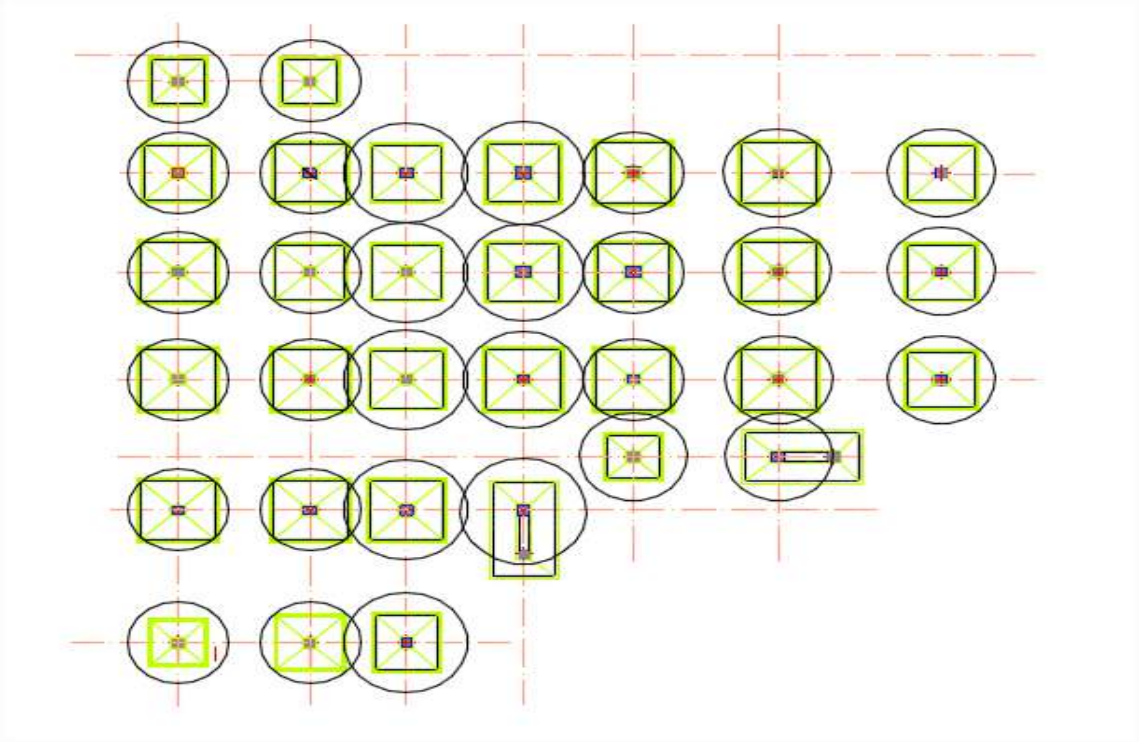


Figure VI.1. Chevauchement des bulles de pression sous certaines semelles

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

On doit vérifier : $l \geq \frac{1.5}{2}(A + A')$

La Figure suivante présente les interférences les bulles de pression.

La majorité des bulles de pression des semelles chevauchent entre elles suivant les deux directions, ce qui nous oblige de passer aux semelles filantes

VI.4.2. Semelle filante

On a deux cas des semelles filantes

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

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

	Semelle	L(m)	$\sum N_{ser\ Pot}$ (kN)	$\sum N_{ser\ Voil}$ (kN)	B(m)	h(cm)	hp (mm)	σ(bar)	$\overline{\sigma_{sol}}$ (bars)	$\sigma \leq \overline{\sigma_{sol}}$
Suivant X	SF 1	5	232,96	675,42	1,7	40.00	467,48	0,7	2	Vérifiée
	SF 2	22,75	1035,35	1007,47	1,2	30.00	643,53	0,8	2	Vérifiée
	SF 3	4,65	0.00	15,53	0,4	30.00	402,49	0,8	2	Vérifiée
	SF 4	7	164,30	601,42	1,2	30.00	551.00	0,7	2	Vérifiée
	SF 5	10,95	996,43	0.00	1,5	40.00	467,48	0,6	2	Vérifiée
	SF 6	4,7	162,92	184,96	0,4	30.00	410,89	0,9	2	Vérifiée
	SF 7	7,7	239,04	726,18	1,1	30.00	467,48	0,8	2	Vérifiée
Suivant Y	SF 1	20,8	256,06	1172,59	1,3	30.00	652,97	0,4	2	Vérifiée
	SF 2	4,5	198,08	527,29	1,6	40.00	402,49	0,7	2	Vérifiée
	SF 3	6,05	900,39	183,92	1,7	40.00	652,97	0,9	2	Vérifiée
	SF 4	7,45	864,34	286,00	1,4	30.00	635,99	0,8	2	Vérifiée
	SF 5	4,15	826,20	116,812	2,4	55.00	550.00	0,8	2	Vérifiée
	SF 6	4,15	136,52	123,56	0,4	30.00	322,48	0,8	2	Vérifiée
	SF 7	8,64	223,43	709,15	1,2	30.00	497,27	0,7	2	Vérifiée

Après le dimensionnement de toute les semelles filantes on a regroupées semelle des groupes par rapport leur dimension les plus proche soient sous un voile ou bien sous plusieurs poteaux pour calcul le ferraillage.

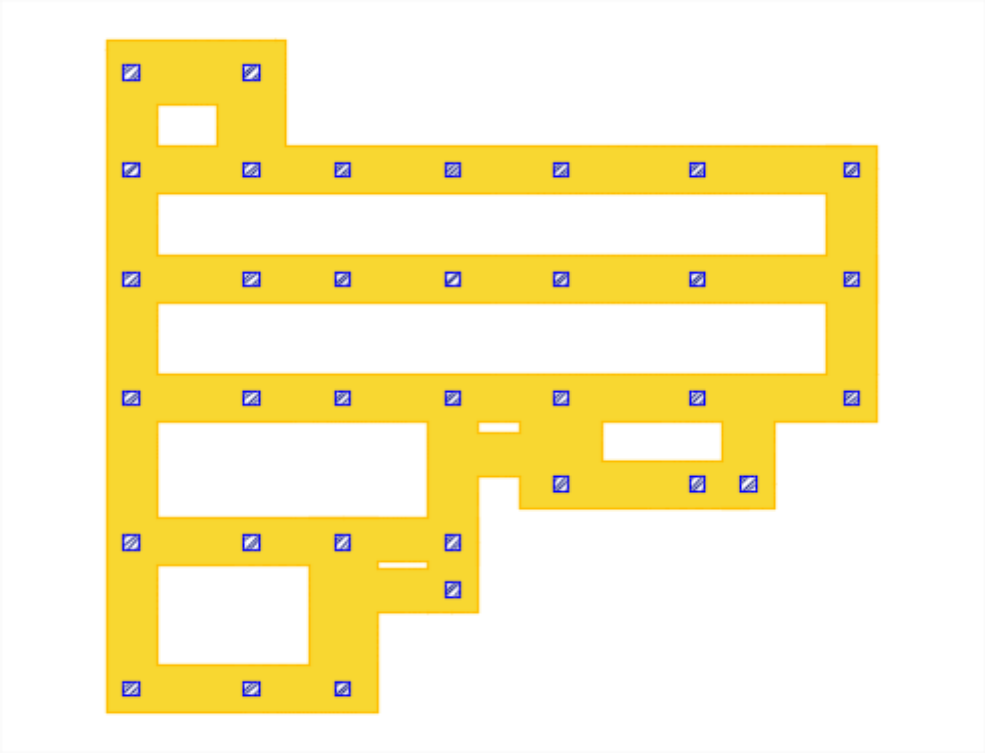


Figure VI.2. Schémaprésenté les semelles filantes.

TableauVI.3. Les Sections choisie et calculée des semelles filantes.

Semelle	Section (b*h) m	Sous	N_u (kN/ml)	M_{max} (kN.m)	$A_{b.calculée}$ (cm^2)	$A_{b.adoptée}$ (cm^2)	S_{tb} (cm)	$A_{a.rép.cal}$ (cm^2)	$A_{a.rép.adopte}$ (cm^2)	$S_{t\,a}$(cm)
SF 1	1.5×0.55	Poteaux	1420,51	6,36	13.82	13HA12 =14.70	11	5.51	2×3HA12 =3.93	25
SF 1	1.5×0.55	Voiles	1599,41	93,01	23.77	22HA12 =24.88	10	9.33	9HA12 =10.17	15
SF 2	2×0.55	Poteaux	1234,31	37,04	16.96	16HA12 =18.10	12	9.05	2×9HA12 =5.66	10
SF 2	2×0.55	Voiles	919,73	73,61	13.07	12HA12 =13.57	16	6.79	7HA12 =7.92	25
SF 3	2.4×0.55	Poteaux	1132,37	27,11	15.40	14HA12 =15.85	17	9.51	2×9HA12 =5.68	10

VI.5. Poutre de Libage ou de rigidité

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 dus au sol (poussée des terres vers le haut d'une manière uniforme le long de la poutre de libage). Elle 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 = 4 kg/cm3) ;

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

hp : la hauteur de la poutre de libage.

Tableau VI.4. Dimensionnement de la poutre de libage.

Element	b (cm)	L_{max} (m)	h_p calculée	h_p adoptée
PL	45.00	4.60	65.29	90.00

Commentaire : Donc la section de la poutre de libage : 45x90 cm².

TableauVI.5. Détermination des valeurs de (q) de la poutre de libage.

	$\sum N_u$ (KN)	$\sum N_S$ (KN)	$L_{semelle}$ (m)	$P_{semelle}$ (KN)	$L_{p.libage}$ (m)	$P_{P.libage}$ (KN)	σ_u (MPa)	σ_{ser} (MPa)	q_u (KN/ml)	q_{ser} (KN/m
PL (45x90)	7529.23	5516.35	20.81	20.62	20.81	7.875	0.24	0.17	387..82	291.10

Tableau VI.6. Détermination des sollicitations de la poutre de libage.

ELU			ELS	
M_a (kN.m)	M_t (kN.m)	T(kN)	M_a (kN.m)	M_t (kN.m)
-738.36	613.86	883.18	-554.20	460.76

VI.5.1. Calcul des armatures longitudinales

Tableau VI.7. Calcul des armatures longitudinales de la poutre de libage à L'ELU

Poutre de libage		M_u (kN.m)	A(cm^2)	A'(cm^2)	$A_{adoptée}$ (cm^2)
SF 1 sur y	Travée	613.86	21.80	0,00	4HA16+8Chp HA16=24.13
	Appuis	-738.36	0.00	26.60	4HA16 + 10chHA16 =28.15

VI.5.2. Vérification des contraintes à l'ELS

✓ Pour une fissuration préjudiciable :

Tableau VI.8. Vérifications des armatures longitudinales de la poutre de libage à l'ELS

Poutre de libage		M_{ser} (kN.m)	σ_b (MPa)	σ_s (MPa)	σ_s' (MPa)	$\overline{\sigma_b}$ (MPa)	$\overline{\sigma_s}$ (MPa)	$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$	$\sigma_s, \sigma_s' \leq \overline{\sigma_s}$
SF 1 sur y	Travée	460.76	8.80	201.5	0	15	201.63	Vérifiée	Vérifiée
	Appuis	-554.20	10.10	201.5	0	15	201.63		

VI.5.3. Vérification du cisaillement de la poutre de libage (CBA 91 Art.5.2.4.2)

On doit vérifier : $\tau \leq \tau$

$$\bar{\tau}=\left(\frac{0.15\times fc28}{\gamma b}; 4Mpa\right) = 2.50MPa \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \text{fissuration préjudiciable}$$

$$\tau=\frac{883.18\times10^3}{450\times870} = 2.26Mpa < \bar{\tau}=2.50Mpa \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \text{vérifiée.}$$

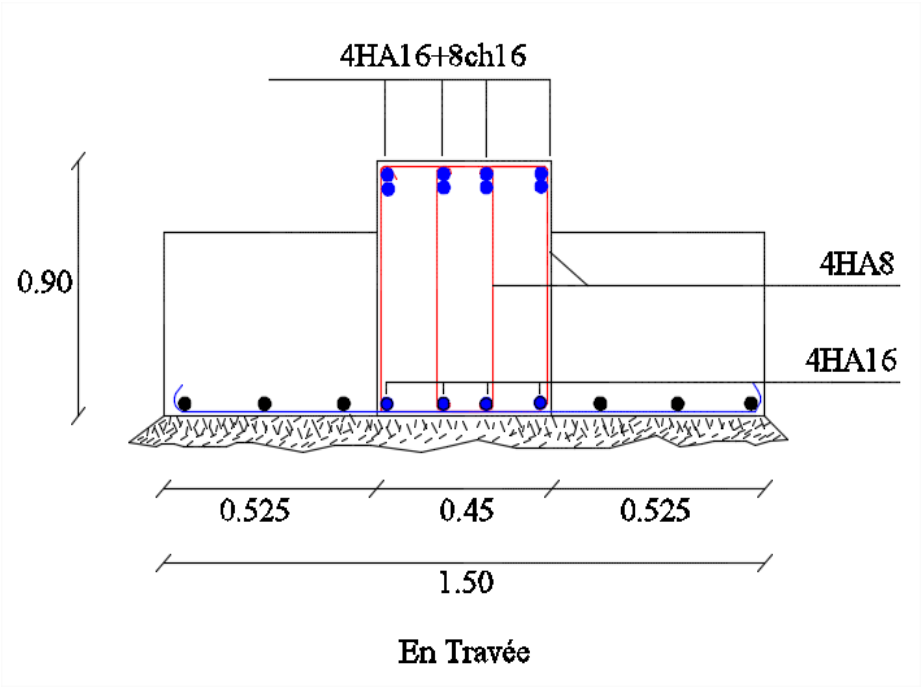
VI.5.4. Armatures transversales

Les valeurs des sections d'armateurs transversale (A_t), ainsi que leurs espacements (S_t)

Sont résumes dans les tableaux suivants :

Tableau VI.9. Calcul des armatures transversales de la poutre de libage.

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)	S_{ZN} (cm)	S_{ZC} (cm)	A_t (cm^2)		S_{ZN}	S_{ZC} (cm)	
45x90	883.18	2.26	78.3	4.05	22.5	45	3.04	20.25	10	20	4HA8 =2,01



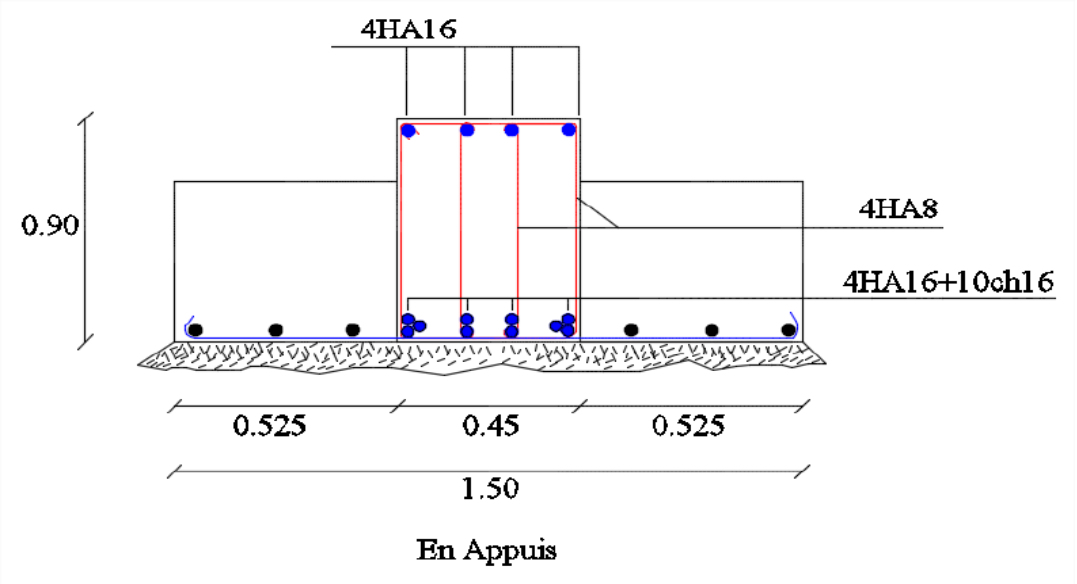


Figure VI.3. Ferraillage de la poutre de libage

VI.6. Etude de voile périphérique

Notre voile périphérique joue un double rôle :

- Encastrement de la base de la structure ;
- Mur de soutènement.

VI.6.1. Dimensionnement

D'après RPA99 (version 2003) le mur de soutènement doit avoir les caractéristiques minimales suivantes :

Epaisseur ≥ 15 cm.

Les armatures sont constituées de deux nappes.

Le pourcentage minimum des armatures est de 0.10 % dans les deux sens (horizontal et vertical).

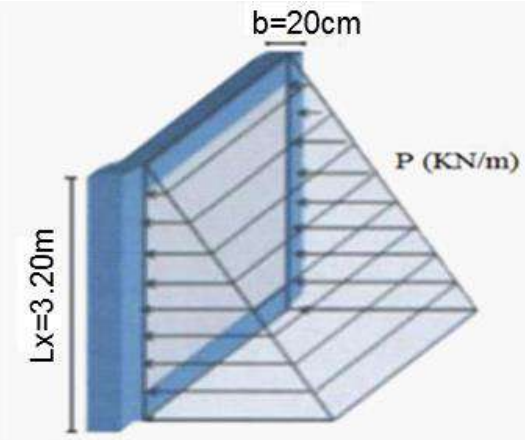
Un recouvrement de 50Φ pour les renforcements des angles.

On adopte une épaisseur **e = 20 cm**.

La hauteur de mur égale à 3.23m. Composé de panneau encastré dans les quatre cotés

VI.6.2. Détermination des sollicitations

Le mur de soutènement est sollicité en flexion simple, sous l'effet de la poussée des terres. Dans notre cas ; le panneau est vertical, et la poussé est horizontal ; et le frottement entre le mur et le remblai est négligeable.



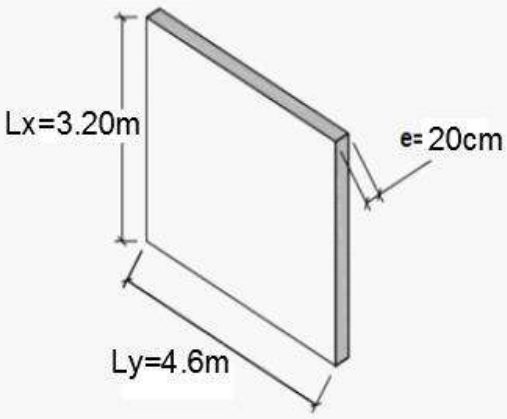


Figure VI.4. Mur de soutènement. **Figure VI.5**. Les dimensions du panneau le plus sollicité

VI.6.3. Méthode de calcul

Le mur de soutènement est considéré comme dalle pleine encastrée sur les quatre côtés, il est sollicité par une charge uniformément répartie, représentant la poussée horizontale (P) due au poids des terres :

$$P= ½ K_{a.}\ \gamma.H^2$$

Avec :

γ : poids volumique des terres.

H : hauteur du voile.

k_a : Coefficient de poussée loi de Rankine. $K_a= tg^2 (\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2})$

φ : Angle de frottement interne.

D'après le rapport de sol on a : $\varphi = 22^o$; $\gamma = 17\ KN/m^3$; H=3.20m

$K_a= tg^2 (\frac{180}{4} - \frac{22}{2}) = 0.45$

Donc : **P= 39.168KN/m**

VI.6.4. Calcul des moments

Le mur de soutènement est un panneau encastré dans les quatre cotés pour le calcul du ferraillage, on utilise la méthode des lignes de rupture **(ANNEXE 8)** puisque la fissuration est considérée comme préjudiciable.

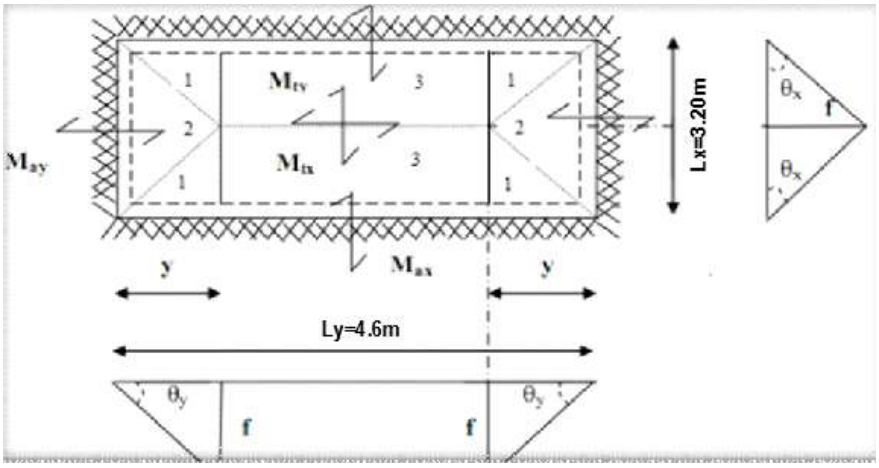


Figure VI.6. Les lignes de ruptures dans le panneau

VI.6.4.1. Méthode des lignes de rupture

Tableau VI.10. Les Travaille interne et externe

Travail externe : $T_{ext} = q\ f\ s$	**Travail interne :** $T_{int} = M_i\ L_i \theta_i$
$\Sigma T_{ext} = (7.36 - 1.06y)\ q\ f$	$\Sigma T_{int} = M\ f\ (\frac{6.4}{y} + 5.75)$

III.6.4.2. Calcul des moments

Tableau VI.11. Les efforts internes

E.L.U	E.L.S	
$q = M\ (\frac{\frac{6.4}{y}+5.75}{7.36-1.06y})$	$M_x = \mu_x\ P_s\ L^2_x$ $M_y = \mu_y\ M_x$	
$q_u = 1.35 \times 39.16 = 52.88$ KN/m	$P_s = 39.16$ KN/m^2	
y = 1.68 m	$\rho = 0.695$	$\mu_x = 0.075$ $\mu_y = 0.570$
q = 1.713Mu Mu = 0.193 q	$M_x = 0.075 \times 39.16 \times (3.20)^2 = 30.28$ KN.m $M_y = 0.570 \times 30.28 = 17.27$ KN.m	
Mux = Muy =0.19x52.88=10. 20KN.m Max = May = -0.5*10.20 = -5.10 KN.m	$M_{tx} = 0.75 \times 30.28 = 22.71$ KN.m $M_{ty} = 0.75 \times 18.77 = 12.95$ KN.m $M_{ax} = M_{ay} = -0.5 \times 30.28 = -15.14$ KN.m.m	

VI.6.5. Calcul du ferraillage

Le calcul du ferraillage se fait pour une bande de 1 m de largeur, la fissuration est préjudiciable :

On a : $\rho = \frac{3.2}{4.6} = 0.695 > 0.4$

b=100cm, c= c'= 3cm, h= ep= 20cm, σ_b = 14.2MPa, σ_s = 348MPa, Fe= 400Mpa

On choisit $\phi x = \phi y = 10$mm

$dx = h - e - \frac{\phi x}{2} = 20 - 3 - \frac{1}{2} = 16.5$ cm $dy = dx - \frac{\phi x + \phi y}{2} = 26.5 - \frac{1+1}{2} = 15.5$ cm

Tableau VI.12. Ferraillage du mur de soutènement.

		M (KN.m)	μ	ß	μ_l	$\mu \leq \mu_l$	A' (cm^2)	A (cm^2)	A_{min} (cm^2)	A choisi (cm^2)
En Travée	**X**	10.20	0.026	0.987	0.392	CV	0	1.8	2	**6HA8 = 3.01**
	Y	10.20	0.029	0.985		CV	0	1.92	2	**6HA8 = 3.01**
En Appuis	**X**	-5.10	0.013	0.993	0.392	CV	0	0.89	2	**6HA8 = 3.01**
	Y	-5.10	0.015	0.992		CV	0	0.95	2	**6HA8 = 3.01**

VI.6.6. Vérification A l'E.l.S

On considère la fissuration est préjudiciable :

Tableau VI.13. Vérification des contraintes à l'ELS.

		M (KN.m)	A (cm^2)	A' (cm^2)	Y (cm)	σb (MPa)	$\overline{\sigma_b}$	$\sigma b \leq \overline{\sigma_b}$	σs (MPa)	$\overline{\sigma_s}$	$\sigma s \leq \overline{\sigma_s}$	A choisi (cm^2)
En Travée	**X**	22.71	3.01	0	3.43	4.20	15	CV	116.50	201.63	CV	6HA8 = 3.01
	Y	12.95	3.01	0	3.32	2.87		CV	66.4		CV	6HA8 =3.01
En Appuis	**X**	-15.14	3.01	0	6.14	3.43	15	CV	77.6	201.63	CV	6HA8 =3.01
	Y	-15.14	3.01	0	5.11	3.32		CV	77.6		CV	6HA8 =3.01

VI.6.7. Vérification de l'Espacement

$S_t = \frac{100}{3} = 16.66$ cm ≤ Min (3h= 60cm; 33cm) = 33cm …….... CV

$S_t = \frac{100}{6} = 16.66$ cm ≤ Min (4h= 80cm; 45cm) = 45cm …….... CV

VI.6.8. Vérification de la flèche

$\frac{h}{Lx} = \frac{20}{320} = 0.0625 \geq \frac{Mt}{20*M0} = \frac{22.71}{20*30.28} = 0.037$……..CV

$\frac{Ax}{b*dx} = \frac{3.01}{100*16.5} = 0.00182 \leq \frac{2}{FeE} = \frac{2}{400} = 0.005$ ……..CV

$\frac{Ay}{b*dy} = \frac{3.01}{100*15.5} = 0.00194 \leq \frac{2}{FeE} = \frac{2}{400} = 0.005$……..CV

Lorsque les conditions sont vérifiées ; donc La vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

VI.6.9. Vérification de l'effort tranchant

On doit vérifier que :

Suivant L_x : $\tau_{ux} = \frac{Vux}{b0*dx} \leq \frac{0.07*fc28}{\gamma b} = \frac{0.07*25}{1.5} = 1.17Mpa$

$V_{ux} = \frac{PuLxLy}{2\,Ly + Lx} = 62.77$ KN ; $\tau_{ux} = \frac{69.77*10^3}{1000*165} = 0.38$ Mpa

$\tau_{ux} = 0.38MPa \leq \overline{\tau u} = 1.17MPa$ ……. **CV**

Suivant L_y : $\tau_{uy} = \frac{Vuy}{b0*dy} \leq \frac{0.07*fc28}{\gamma b} = \frac{0.07*25}{1.5} = 1.17Mpa$

$V_{ux} = \frac{PuLxLy}{3\,Ly} = 56.41$ KN ; $\tau_{ux} = \frac{56.41*10^3}{1000*155} = 0.36$ Mpa

$\tau_{ux} = 0.36MPa \leq \overline{\tau u} = 1.17MPa$ ……. **CV**

Donc : les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

CONCLUSION GENERALE

CONCLUSION GENERALE

- Dans ce projet, on a essayé d'établir une étude et un calcul technique Complet conformément aux règles en vigueur CBA 93 et RPA 99 version 2003.
- Dans cette optique, on a dimensionné et vérifié les éléments résistants principaux et secondaires de la superstructure et de l'infrastructure en mettant en pratique nos connaissances théoriques acquises durant notre Cursus universitaire.
- Pour la structure étudiée, une ossature (voiles + portiques) a été adoptée conformément au règlement parasismique algérien. Cette ossature, soumise aux charges limites de service et sismique montre bien qu'elle est tout à fait fiable dans la mesure où les sollicitations résultantes sont reprises en toutes sécurité, en respectant les règles de bonne construction. Parallèlement, on a fait valoir, autant que possible les principaux critères admis, à savoir : la sécurité, l'économie le fonctionnalité du projet et l'esthétique.

Référence bibliographique

[1] : Règles parasismiques Algérienne R.P.A99 ver 2003.
(Document technique réglementaire D.T.R-B.C.2.48).

[2] : Règle de conception et de calcul de structures CBA93.
(Document technique réglementaire D.T.R-B.C.2.41).

[3] : Charges permanentes et surcharges d'exploitations D.T.R -B.C.22.

[4] : Calcul des ouvrages en Béton Armé. M. BELAZOUGHI.

[5] : Cours de béton armé. Mr.O.BOUKENDAKDJI.

[6] : Conception et calcul des structures en béton « HENRY THONIER ».

Les logiciels :

- SAP2000v20.2.0
- Expert 2010.
- Auto CAD 2015.
- SOCOTEC

ANNEXES

ANNEXES

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}

$Q_{total} = Q \times S_t = 1 \times 15.48$ ……**Q_{total} = 15.48 KN**

Plancher terrasse : $Q_0 = Q_{terrasse} * St$

$6^{éme}$: Q_0 ;

$5^{éme}$: $Q_0 + Q_1$;

$4^{éme}$: $Q_0 + 0.95*(Q_1 + Q_2)$;

$3^{éme}$: $Q_0 + 0.9*(Q_1 + Q_2 + Q_3)$;

$2^{éme}$: $Q_0 + 0.85*(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$;

$1^{éme}$: $Q_0 + 0.8*(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5)$;

RDC : $Q_0 + 0.75*(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6)$;

S-S: $Q_0 + 0.714*(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7)$;

ANNEXE 2

METHODE SIMPLIFIEE DE CALCUL DES FLECHES

Pour les poutrelles (Avant coulage)

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

-Son poids propre.

-Le poids de corps creux (entrevous).

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

-Si la valeur de $\mu \leq \mu_l$: on ne nécessite pas des étaiements.

-Si la valeur de $\mu \gg \mu_l$: on doit calculer la flèche et la comparer avec la flèche admissible pour qu'on puisse savoir si notre poutrelle nécessite des étaiements afin de ces derniers aident la poutrelle à supporter les charges.

$$G = G_{P.corps\ creux} + G_{poutrelle}$$

$$Q = Max[1kN\ ;\ 0{,}5L]$$

Calcul de μ

$$\mu = \frac{M_u}{b\ d_0^{\ 2}\ \sigma_b} \qquad d'ou \quad M_u = 1.35M_G + 1.5M_Q$$

$$-\mu_l = 0.392$$

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les inégalités ci-dessous sont vérifiées

-Pour les Poutres

$$\begin{cases} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10M_0} \\ \frac{A}{b \times d} \leq \frac{4{,}2}{f_e} \end{cases}$$

-Pour les Poutrelles

$$\begin{cases} \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{15M_0} \\ \frac{A}{b \times d} \leq \frac{3{,}6}{f_e} \end{cases}$$

-Pour les Dalles Pleines

$$\begin{cases} \frac{h}{l_x} \geq \frac{M_t}{20M_x} \\ \frac{A}{b \times d} \leq \frac{4{,}2}{f_e} \end{cases}$$

Avec:

$-M_t = k \times M_0$; k : Est un coefficient rédacteur$(0{,}75 \leq k \leq 0{,}85)$.

METHODE DE CALCULE DES FLECHES (CBA)

Détermination de l'axe neutre

$$y_g = \frac{h_0\frac{bh_0}{2} + b_0(h-h_0)\left(\frac{(h-h_0)}{2}\right) + h_0 + 15A_s d}{h_0 b + b_0(h-h_0) + 15A_s}$$

Pour une section rectangulaire on a $b=b_0$

Il faut avoir :

$$\Delta f_t = f_V - f_i \leq \bar{f} \quad ; \bar{f} \begin{cases} \frac{L}{500} \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \text{si } L \leq 5 \text{ m} \\ 0.5 + \frac{L}{500} \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \text{si } L \geq 5\text{m} \end{cases}$$

$$Avec \ : \begin{cases} f_i = \frac{M_{ser} L^2}{10\ E_i I_{fi}} \\ f_V = \frac{M_{ser}\ L^2}{10 E_V I_{fV}} \end{cases}$$

Moment d'inertie de la section

$I_0 = \frac{b_0}{3}[y^3 + (h-y)^3] + \frac{(b-b_0)h^3{}_0}{12} + h_0(b-b_0)(y-\frac{h_0}{2})^2 + 15A(y-d)^2$

$$\begin{cases} I_{fi} = \frac{1.1 I_0}{1 + \lambda_i \mu} \\ I_{fV} = \frac{I_0}{1 + \lambda_V \mu} \end{cases}$$ Moment d'inertie fictive

Avec :

$$\begin{cases} \lambda_i = \frac{0.05 f_{t28}}{\delta\left(2 + \frac{3b_0}{b}\right)} \\ \lambda_V = \frac{0.02 f_{t28}}{\delta\left(2 + \frac{3b_0}{b}\right)} \end{cases} ; \quad \begin{cases} \delta = \frac{A_s}{bd} \\ \mu = 1 - \frac{1.75 f_{t28}}{4\delta\sigma_s + f_{t28}} \\ \sigma_s = \frac{M_{ser}}{A_s d} \end{cases}$$

$E_i = 32164.20 \text{ MPa} \ ; E_V = 10818.86 \text{ MPa}$

ANNEXE 3

La méthode forfaitaire: (pour les poutres)

III.3.2.2.1. 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.

III.3.2.2.2. 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

$$L' = \begin{cases} L\ pour\ une\ travée\ de\ rive\ avec\ appui\ simple\ de\ rive. \\ 0.8L\ pour\ une\ travée\ intermédiaire. \end{cases}$$

•**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

$$At = \frac{M_u}{\beta.d.\sigma_s}$$

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

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

Calcul des armatures transversales :

On a: $\phi \leq \text{Min}\left[\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_l\right]$

$a_t = \frac{\pi \phi^2}{4}$; $n_t = 2$; $A_t = a_t.n_t$

a. 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).

$$\frac{A_t}{b_0 \cdot S_t} \geq \frac{\gamma_s\left(\tau_u - 0.3\, f_{t28}.k\right)}{0.9.\, f_e.(\cos\alpha + \sin\alpha)}$$

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

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

-Pour les Poutres

$$\begin{cases} \dfrac{h}{l} \geq \dfrac{1}{16} \\ \dfrac{h}{l} \geq \dfrac{M_t}{10 M_0} \\ \dfrac{A}{b \times d} \leq \dfrac{4{,}2}{f_e} \end{cases}$$

-Pour les Poutrelles

$$\begin{cases} \dfrac{h}{l} \geq \dfrac{M_t}{15 M_0} \\ \dfrac{A}{b \times d} \leq \dfrac{3{,}6}{f_e} \end{cases}$$

-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 :

$$\rho = \frac{A}{b_0 \cdot d} \Rightarrow \beta_1 \text{ (Tableau).}$$

$$\sigma_s = \frac{M_{ser} \cdot 10^6}{\beta_1 \cdot d \cdot A}$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \cdot f_{c28}}{\left(2 + 3 \cdot \dfrac{b_0}{b}\right)\rho}$$

$$\lambda_v = \frac{2}{5}\lambda_i$$

$$\mu = 1 - \frac{1.75 \cdot f_{t28}}{4 \cdot \rho\sigma_s + f_{t28}} \Rightarrow$$

Détermination de l'axe neutre :

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

Moment d'inertie de la section totale :

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

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

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

$E_i = 11000\sqrt[3]{f_{c28}}$; $E_v = \frac{1}{3}E_i$

$$f_i = \frac{M_{ser} \cdot L^2}{10 E_i I_{fi}}$$

$$f_v = \frac{M_{ser} \cdot L^2}{10 E_v I_{fv}}$$

$\Delta f = f_v - f_i$

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.

ANNEXES

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.

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

Avec :

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.

ANNEXES

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

$$A_l = Min\begin{cases} 4\ cm^2 \text{par métre de longueur de parement} \\ 0.1\% \leq \dfrac{A_l}{B} \leq 5\% \quad \text{Section de béton comprimée} \end{cases}$$

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

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 :

- $N_{max}\ et\ M_{x\ correspondant}\ et\ et\ M_{y\ correspondant}$
- $N_{min}\ et\ M_{x\ correspondent}\ et\ et\ M_{y\ correspondant}$
- $M_{max}\ et\ M_{correspondant}\ et\ N_{correspondent}$

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 $S_t \leq \frac{0.9 \times A_t \times \frac{fe}{\gamma_s}}{b_0(\tau_u - 0.3 \times f_{t28} \times K)}$

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 :

$$\frac{A_t}{t b_1} \geq 0.3\% \qquad si : \quad \lambda > 5$$

$$0.8\% \geq \frac{A_t}{t b_1} \geq 0.3\% \qquad si : \quad 5 \geq \lambda \geq 3$$

$$\frac{A_t}{tb_1} \geq 0.8\% \qquad si: \quad \lambda \leq 3$$

ANNEXE 11

Les armatures verticales

Sections 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

$$0.1\% \leq \frac{2 * A_v}{a * B_t} \leq 0.5\%$$

$$S_t = \frac{0.9 * A_t * \frac{f_{et}}{\gamma_s}}{a * \left(\tau_u - (0.3 * f_{t28} * K)\right)} \quad , \quad K = 1 + \left(3 * \frac{N_u}{B * f_{t28}}\right)$$

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.

$$S_h \leq Min[0.9d; 40cm] \quad , \quad S_h \leq \frac{A_h f_e}{0.4 * a} \quad , \quad S_h \leq \frac{0.9 f_e}{\gamma_s a \tau_b}$$

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'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

$$A_l \geq \frac{M}{Z f_e} \quad , \quad Z = h - 2c \quad , \quad M = 1.4 M_u$$

b) Aciers transversaux

On doit savoir si notre linteau est court ou long avec la vérification suivante :

$$\lambda = \frac{l}{h} \quad \Rightarrow \begin{cases} \lambda > 1 & \text{linteau long} \\ \lambda < 1 & \text{linteau court} \end{cases}$$

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.

$Z = h - 2d'$

$\bar{V} = 1.4 V_u$

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 diagonaux :

Les efforts (M,V) sont repris suivant des bielles diagonales (de compression et de traction) suivant l'axe moyen des armatures diagonales A_Dà disposer obligatoirement.

$$A_D = \frac{V}{2 f_e sin\alpha}$$

$$\alpha = Arctg\left(\frac{h - 2d'}{l}\right)$$

Ferraillage minimal (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**

$$A_c \geq 0.002 * b * h$$