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

Projet de fin d'étude

Pour l'obtention du diplome de Master en Génie Civil

Option: Structures

Thème :
Etude d'un bâtiment
(sous-sol + RDC + 11 étages) à usage Habitation

Etudié par :

Noumari Mohamed

Djellal Mohamed Rafik

Encadré par :

Mr. Khelladi Mohamed

Promotion 2020

REMERCIEMENT

Tout d'abord nous remercions avant tous, dieu le tout puissant qui nous a donné le courage et la volonté pour atteindre notre objectif, et tous les enseignants qui ont contribués à notre formation durant tous les cycles.

Nous remercions vivement, notre promoteur : Pr. Khelladi Mohamed de nous avoir pris en charges, et pour sa disponibilité, son aide et ses précieux conseils.

Nous portons avec gratitude de reconnaissance pour l'ensemble des professeurs du département de Génie Civil qui ont contribué à notre formation d'ingénieur en Génie Civil.

On remercie Mr. OULD Turki Benaissa, de nous avoir aidé à réaliser ce travail.

Nous ne saurons oublier de remercier les honorables Membres du Jury qui nous ont fait l'immense honneur de présider et d'examiner ce modeste travail.

A tous ceux ou celles qui nous apportés leur soutien, trouvent ici, l'expression de nos vives et sincères reconnaissances.

Dédicaces

C’est avec un très grand honneur que je dédie ce modeste travail aux personnes les plus chères au monde après mon DIEU pour leurs sacrifices :

À Ma maman que Dieu le garde et préserve et à mon père paix a son âme.

À Mes sœur.

Je remercie mon ami DJELLAL MOHAMED RAFIK qui a contribué à la réalisation de ce modeste travail

À Tous Mes amis

À Tous mes collègues de 2émes année master génie civil.

Promotion 2019/2020.

Noumari Mohamed.

Dédicaces

C’est avec un très grand honneur que je dédie ce modeste travail aux personnes les plus chères au monde après mon DIEU pour leurs sacrifices :

À Ma maman que Dieu le garde et préserve et à mon père paix a son âme.

À Mes sœurs.

À Mes frères.

Je remercie mon ami NOUMARI MOHAMED qui a contribué à la réalisation de ce modeste travail

À Tous Mes amis .

À Tous mes collègues de 2émes année master génie civil.

Promotion 2019/2020.

Djellal Mohamed Rafik.

ملخص

هذا المشروع يهدف إلى دراسة بناية من الخرسانة المسلحة مكونة من (طابق تحت الأرض + طابق أرضي + أحد عشر طابق) ذات استعمال سكني والمقرر بناءها في ولاية البليدة (بلدية بن شعبان)المصنفة ضمن المنطقة ذات زلزال قوي (منطقة 3).

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

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

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

-قواعد الخرسانة المسلحة (CBA93).

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

وفي الأخير قمنا بدراسة البنية التحتية وهذا بحساب الأساسات.

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

Résumé

Ce projet consiste à étudier un bâtiment en béton armé à usage habitation compose d'un sous-sol + RDC + 11 étages, qui sera implanté à la de BLIDA (commune ben chaabane), 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 contreventés par des voiles.

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

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

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

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

Abstract

This project aims to study the reinforced concrete structure, which contains (one basements + ground floor + 11 floors); of habitation use .It will be built in the province of BLIDA(city ben chaabane), 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: structure; reinforcement; reinforced concrete; foundation; seismic study.

SOMMAIRE

CHAPITRE I : Présentation de l'ouvrage

I.1. Introduction 1
I.2. Présentation de l'ouvrage 1
I.3. Caractéristique géométrique du batiment 1
I.3.1. Dimensions en élévation 1
I.3.2. Dimensions en plan 1
I.4. Classification de l'ouvrage 1
I.4.1. Classification de la zone sismique 1
I.4.2. Classification du l'ouvrage selon leur importance 2
I.4.3. Classification du sol 2
I.4.4. Classification du système de contreventement 2
I.5. Conception structurelle 2
I.5.1. Planchers 2
I.5.2. Escalier 2
I.5.3. Maçonnerie 3
I.5.4. Revetement 3
I.5.5. Acrotère 3
I.5.6. Le plafond 3
I.6. Hypotheses de calcul 3
I.6.1. Aciers 3
I.6.2. Béton 4

CHAPITRE II : Pré dimensionnement des éléments structuraux

II.1. Introduction 5
II.2. Pré dimensionnement 5
II.2.1. Pré dimensionnement des planchers 5
II.2.1.1. Planchers à corps creux 5
II.2.1.2. Planchers dalles pleines 6

II.3. Evaluation des charges.....6
II.3.1. Plancher terrasse inaccessible.....6
II.3.1.1. Plancher a corps creux.....6
II.3.1.2. Plancher a dalle pleine.....7
II.3.2. Plancher étage courant.....7
II.3.2.1. Plancher a corps creux.....7
II.3.2.2. Plancher a dalle pleine.....7
II.4. Maçonnerie.....8
II.4.1. Murs extérieurs (double cloison).....8
II.4.2. Murs intérieurs (simple cloison).....8
II.5. Charges exploitation.....8
II.6. Les poutres.....8
II.7. Longrines.....9
II.8. Poteaux.....9
II.8.1. Pré- dimensionnement des poteaux.....9
II.8.2. Décent des charges.....10
II.8.3. Choix du poteau le plus sollicité.....11
II.8.4. Calcul des charge et surcharges revenant aux poteaux.....13
II.8.4.1. Détermination des charges permanentes.....13
II.8.4.2. Détermination des surcharges d'exploitation.....13
II.8.5. Détermination de l'effort normal ultime.....14
II.8.6. Vérfication des conditions selon RPA99V2003.....15
II.8.6.1. Vérfication des dimensions selon RPA99V2003.....15
II.8.6.2. Vérfication aux zones nodales selon RPA99V2003.....16
II.9. Voiles.....16

CHAPITRE III : Calcul des éléments secondaires

III.1. L'acrotère.....17
III.1.1. Introduction.....17
III.1.2. Calcul des efforts.....17
III.1.2.1. Evaluation des charges.....17
III.1.2.2. Calcul des sollicitation.....18
III.1.3. Calcul de ferraillage a l'ELU.....18

III.1.3.1. Ferraillage vertical 18
III.1.3.2. Section minimal 18
III.1.3.3. Les armatures choisies verticaux 18
III.1.3.4. Section minimal 19
III.1.3.5. Quantité de ferraillage horizontal (répartitions) 19
III.1.3.6. Les armatures choisies horizontaux 19
III.1.4. Vérification des contraintes normales de traction à l'ELS 19
III.2. Escalies 20
III.2.1. Introduction 20
III.2.2. Etudes des escaliers à deux volées avec palier intermédiaire 20
III.2.2.1. Dimensionnement 20
III.2.3. Détermination des charges et surcharges de l'escalier 21
III.2.3.1. Paillasse 21
III.2.3.2. Palier 21
III.2.4. Détermination des efforts 22
III.2.5. Ferraillage de l'escalier 23
III.2.6. Vérification des contraintes 24
III.2.7. Poutre palier 26
III.2.7.1. Evaluation des charges 26
III.2.7.2. Calcul des efforts 26
III.3. Dalle pleine 29
III.3.1. Introduction 29
III.3.2. Les déférents types de dalles pleines 29
III.3.2. Premiere type (dalle reposant sur 3 appuis) 29
III.3.2.1. Calcul de ferraillage à l'ELU 30
III.3.2.2. Vérification des contraintes à L'ELS 30
III.3.2.3. Vérification de l'effort tranchant 30
III.3.2.4. Condition de la fleche 31
III.3.3. Deuxiéme type (dalle triangulaire encastre dans les 3 cotes) 31
III.3.3.1. Calcul de ferraillage à l'ELU 32
III.3.3.2. Vérification des contraintes à L'ELS 32
III.3.3.3. Vérification de l'effort tranchant 32
III.3.3.4. Condition de la fleche 32

III.4. Calcul des poutrelles 33
III.4.1. Introduction 33
III.4.2. Plancher à corps creux 33
III.4.2.1. La dalle de compression 33
III.4.2.2. Types des poutrelles 34
III.4.3. Ferraillage des poutrelles 40
III.4.4. Vérifications 40
III.4.4.1. Vérification de l'effort tranchant 40
III.4.4.2. Diametre des armatures transversales 41
III.4.4.3. Espacement des armatures transversales 41
III.4.4.4. Vérification de la fléche 41
III.5. Dalle machine 42
III.5.1. Introduction 42
III.5.2. Pré dimensionnement de la dalle 42
III.5.3. Détermination des charges permanente et charges d'exploitation : 42
III.5.4. Détermination des sollicitations 43
III.5.5. Calcul de ferraillage à L'ELU 44
III.5.6. Vérification des contraintes normales à L'ELS 44
III.5.7. Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU 44
III.5.8. Vérification de la flèche à L'ELS 45
III.5.9. Vérification Poinçonnement 45

CHAPITRE IV : Etude dynamique

IV.1. Introduction 46
IV.2. Critéres de classification par RPA99version2003 46
IV.2.1. Classification des ouvrages selon leur importance 46
IV.2.2. Classification de site 46
IV.3. Caractéristiques géométrique de la structure 46
IV.3.1. Centre de masse 46
IV.3.2. Centre de torsion 47
IV.4. Interprétation des résultats 49

IV.4.1. Disposition des voiles....49
IV.4.1.1. Voile périphérique (partie sous-sol)....49
IV.4.1.2.Proposition de la disposition des voiles de contreventements....50
IV.4.2. Calcul de centre de masse exentré de torsion....53
IV.4.3. Calcul d'excentricité selon RPA99version2003....54
IV.4.3.1. Excentricité admissible....54
IV.4.3.2. Excentricité theorique (statique)....55
IV.5. Choix de la méthode de calcul....55
IV.5.1. Introduction....55
IV.5.2. Conditions déapplication de la méthode statique équivalente....56
IV.5.3. Méthode dynamique modal spectrale....56
IV.5.3.1. Le spectre de réponse de calcul....56
a) A : Coefficient de'accélération....56
b) η: Facteur de correction d'amortissement....56
c) R : Coefficient de comportement....56
d) Q : Facteur de qualité....59
IV.6. Résultats des vérification de la structure....61
IV.6.1. Vérification de comportement des trois premiers modes....61
IV.6.2. Vérification de participation massique....63
IV.6.3. Vérification de force sismique à la base....63
IV.6.4. Vérification de la stabilité au renversement....64
IV.6.5. Vérification des déplacements inter-étages....68
IV.6.6. Vérification du déplacement en tete....69
IV.6.7. Vérification de cissaillement des éléments....70
IV.6.8. Vérification de l'effort normal réduit à la base....71
IV.6.9. Vérification vis-à-vis de l'effet P-**Δ**....72
IV.7. Conclusion....73

CHAPITRE V : Ferraillages des éléments structuraux

V.1. Introduction....74
V.2. Ferraillage des poutres....74
V.2.1. Introduction....74
V.2.2. Recommandation des réglements....75

V.2.2.1. Armatures longitudinal 75
V.2.2.2. Armatures transversales 75
V.2.3. Ferraillage longitudinales des poutres à l'ELU et ACC 75
V.2.4. Vérification des poutres selon les conditions RPA et CBA 76
V.2.5. Vérification des contraintes à L'ELS 76
V.2.6. Justification des poutres sous sollicitations des efforts tranchants 77
V.2.7. Calcul des armatures transversales 78
V.2.8. Vérification de la flèche 78
V.3. Ferraillage des poteaux 80
V.3.1. Introduction 80
V.3.2. Armatures longitudinales 80
V.3.2.1. Recommandations sur le ferraillage minimal 80
V.3.2.2. Vérification selon le RPA et CBA 81
V.3.2.3. Vérification des contraintes à l'ELS 82
V.3.3. Armatures transversales 82
V.3.4. Vérification de la quantité d'armatures minimales 83
V.4. Ferraillage des voiles 85
V.4.1. Introduction 85
V.4.2. Ferraillage des voiles pleines (les trumeaux) 86
V.4.2.1. Calcule d'armatures verticales 87
V.4.2.2. Vérification des armatures à l'ELS 87
V.4.2.3. Calcul des armatures horizontaux 88
V.4.2.4. Armatures transversales 88
V.4.3. Ferraillage des voiles avec ouverture (les trumeaux et les linteaux) 89
V.4.3.1. Les trumeaux 89
V.4.3.1.1. Armatures verticales 89
V.4.3.1.2. Vérification des armatures à l'ELS 89
V.4.3.1.3. Calcul des armatures horizontaux des trumeaux 89
V.4.3.2. Les linteaux 90
V.4.3.2.1. Ferraillage des linteaux 90
V.4.3.2.2. Les résultats de calcul du ferraillage des linteaux 91

CHAPITRE VI : Etude de l'infrastructure

VI.1. Introduction 94
VI.2. Connaissance du site et du sol 94
VI.3. Etude préliminaire du choix de type de semelle 94
VI.4. Les efforts normaux à base de la structure 95
VI.5. Calcul des semelles isolées 95
VI.5.1. Dimensionnement des semelles isolées 95
VI.5.2. Vérification de l'interférence entre deux semelles 96
VI.6. Calcul des semelles filantes 97
VI.6.1. Dimensionnement des semelles filantes 98
VI.6.2. Vérification de la stabilité au renversement 98
VI.6.3. Vérification de poinçonnement de semelle filante 99
VI.6.4. Ferraillage des semelles filantes 99
VI.6.4.1. Semelle filantes (continue) sous plusieurs poteaux 99
VI.6.4.2. Semelle filante (continue) sous un voile 100
VI.6.5. Pré dimensionnement de la poutre de libage 101
VI.6.6. Vérification de Poinçonnement de la poutre de Libage 101
VI.6.7. Vérification de cisaillement de poutre de libage à l'ELU 102
VI.6.8. Ferraillage Poutre de libage 102
VI.6.8.1. Armature calculée en travée et en appuis 103
VI.6.8.2. Armatures choisis en travées et en appui 103
VI.6.8.3. Vérification des contraintes normales a L'ELS 103
VI.6.8.4. Armature transversales 104
VI.6.8.5. Vérification de la flèche a L'ELS 104
VI.6.8.6. Armatures de peau 104
VI.7. Le radier partiel 105
VI.7.1. Dimensionnement initial du radier 106
VI.7.2. Vérification des contraintes à l'ELS 106
VI.7.3. Vérification du poiçonnement 106
VI.7.4. Dimensionnement initial de la nervure 107
VI.7.5. Vérification du cisaillement à l'ELU 107
VI.7.6. Ferraillage du radier 107
VI.7.7. Calcul des moments 108

VI.7.8. Vérification des contraintes à l'ELS 108
VI.7.9. Vérification du cisaillement de nervure à l'ELU 109
VI.7.10. Ferraillage de nervure 109
VI.8. Ferraillage des voiles périphériques 111
VI.8.1. Calcul de la poussée des terres 111
VI.8.2. Calcul de ferraillage a l'ELU 112
VI.8.3. Vérification des contraintes normales à l'ELS 112
VI.8.4. Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU 112

Liste des figures

CHAPITRE II : Pré dimensionnement des éléments structuraux

Figure II.1 : Coupe du plancher à corps creux. 5
Figure II.2 : Surface de plancher supportée par le poteau le plus sollicité 11
Figure II.3 : Position du poteau le plus sollicité. 12
Figure II.4 : Règles de pré dimensionnement de Zones nodales. 16

CHAPITRE III : Calcul des éléments secondaires

Figure III.1 : Dimensions d'acrotère 17
Figure III.2 : Model de calcul d'acrotére. 17
Figure III.3 : Armatures choisies. 18
Figure III.4 : Détail de ferraillage d'acrotére. 19
Figure III.5 : Dimensions d'escalier. 20
Figure III.6 : Distribution des charges à lELS. 22
Figure III.7 : Distribution des charges à l'ELU. 22
Figure III.8 : Diagramme des moments retenue à l'ELU et à l'ELS 23
Figure III.9 : Détail de ferraillage d'escalier. 26
Figure III.10 : Détail de ferraillage de poutre palier 28
Figure III.11 : Dalle reposant sue 3 appuis. 29
Figure III.12 : Dalle triangulaire encastré dans les 3 coté. 31
Figure III.13 : Dispositio des armatures de la dalle de compréssion. 34
Figure III.14 : Poutrelle avant coulage. 34
Figure III.15 : Type2 (poutrelle à trois travées) 36
Figure III.16 : Type4 (poutrelle à quatre travées). 37
Figure III.17 : Diagramme sollicitations dans la poutrelle à quatre travées l'ELUet l'ELS 38
Figure III.18 : Diagramme sollicitations dans la poutrelle à trois travées l'ELUet l'ELS 39
Figure III.19 : Détail de ferraillage de poutrelles 42
Figure III.20 : Les encastrements et les dimensions de la dalle machine. 43
Figure III.21 : Vérification de poinçonnement. 45

CHAPITRE IV : Etude dynamique

Figure IV.1 : Inerties des voiles et des poteaux.....49
Figure IV.2 : Disposition des voiles périphérique (partie sous-sol).....49
Figure IV.3 : Premier disposition des voiles 50
Figure IV.4 : Deuxieme disposition des voiles.....51
Figure IV.5 : Troisieme disposition des voiles.....51
Figure IV.6: Qatrieme disposition des voiles 52
Figure IV.7: Disposition du centre de masse et centre de torsion 54
Figure IV.8: Spectre de réponse (X).....60
Figure IV.9: Spectre de réponse (Y).....60
Figure IV.10: Deuxiéme mode (translation suivant Y) 62
Figure IV.11: Premier mode (translation suivant X).....62
Figure IV.12: Troisiéme mode (rotation auteur de l'axe Z) 62
Figure IV.13: Les forces agissent sur la stabilité au renversement 65
Figure IV.14: La distribution des forces sismique selon la hauteur d'étage 65
Figure IV.15: Concentration des forces sismiques aux étages suivant X et Y.....66

CHAPITRE V : Ferraillages des éléments structuraux

Figure V.1 : Dessin de Ferraillage des poutres.....79
Figure V.2 : Les sections des poteaux 80
Figure V.3 : Dessin de ferraillage des Poteaux 84
Figure V.4 : Numération des voiles.....85
Figure V.5 : Armature de linteaux.....91
Figure V.6 : Dessin de ferraillage des voiles pleines. 92
Figure V.7 : Dessin de ferraillage des voiles avec ouvertures.....93

CHAPITRE VI : Etude de l'infrastructure

Figure VI.1 : Les efforts normaux des poteaux et des voiles à l'ELS. 95
Figure VI.2 : Semelle isolée. 95
Figure VI.3 : Schéma des bulles de pression sous la semelle.....96
Figure VI.4 : Les bulles de pression sous la semelle.....97

Figure VI.5 : Semelle filantes sous voiles. 98
Figure VI.6 : Semelle filantes sous plusieurs poteaux.....98
Figure VI.7 : Dessin de ferraillage de poutre de libage 105
Figure VI.8 : Dessin de ferraillage des poutre nervure.....110
Figure VI.9 : Dimensionnement finales des semelles 110
Figure VI.10 : Dimensionnement finales des semelles vue en plan. 111

Liste des tableaux

CHAPITRE I : Présentation de l'ouvrage

Tableau I.1 : Caractéristique de l'acier.....3
Tableau I.2 : Hypothése de calcul de béton.....4

CHAPITRE II : Pré dimensionnement des éléments structuraux

Tableau II.1 : Charge de la terrasse due aux plancher à corps creux 6
Tableau II.2 : Charge de la terrasse due aux plancher à dalle pleine 7
Tableau II.3 : Charge due aux plancher à corps creux de niveau courant.....7
Tableau II.4 : Charge due aux plancher à dalle pleine de niveau courant.....7
Tableau II.5 : Charge du mur double cloison. 8
Tableau II.6 : Charge du mur simple cloison. 8
Tableau II.7 : Surcharge d'exploitation.....8
Tableau II.8 : Pré-dimensionnement des poutres 9
Tableau II.9 : Calcul de l'effort N.....10
Tableau II.10 : Détermination des charges permanents. 13
Tableau II.11 : Détermination des charges d'exploitation. 14
Tableau II.12 : Détermination de l'effort normal ultime.....14
Tableau II.13 : Vérification des conditions selon le RPA99version2003. 15
Tableau II.14 : Vérifications zones nodales 16

CHAPITRE III : Calcul des éléments secondaires

Tableau III.1 : Détermination des efforts à l'ELU et l'ELS.....18
Tableau III.2 : Charges et surcharges de la paillasse de l'escalier. 21
Tableau III.3 : Charges et surcharges du palier de l'escalier.....21
Tableau III.4 : combinaisons des charges de l'escalier. 22
Tableau III.5 : Réaction des appuis. 22
Tableau III.6 : Effort tranchant et moment fléchissant à l'ELU et l'ELS. 22
Tableau III.7 : Résultats des moments.....23
Tableau III.8 : Les résultats obtenus.....23

Tableau III.9 : Les résultats de ferraillage d'escaliers. 24
Tableau III.10 : Vérification de l'espacement. 24
Tableau III.11 : Vérification des contraintes. 25
Tableau III.12 : Résultats de la fléche. 26
Tableau III.13 : Les résultats des efforts 27
Tableau III.14 : Les résultats de ferraillage de la poutrs paliére 27
Tableau III.15 : Vérification des contraintes de la poutre paliére. 27
Tableau III.16 : Calcul des moments. 29
Tableau III.17 : Les résultats de ferraillage de la dalle pleine. 30
Tableau III.18 : Vérification des contraintes à l'ELS. 30
Tableau III.19 : Vérification des contraintes de cisaillement. 30
Tableau III.20 : Calcul des moments 31
Tableau III.21 : Les résultats de ferraillage de la dalle pleine. 32
Tableau III.22 : Vérification des contraintes à l'ELS. 32
Tableau III.23 : Vérification des contraintes de cisaillement. 32
Tableau III.24 : Charges et surcharges 34
Tableau III.25 : Nembre d'étaiements choisis. 35
Tableau III.26 : Calcul des sollicitations. 36
Tableau III.27 : Différents sollicitatios dans la poutrelle à trois travées ELU et ELS. 36
Tableau III.28 : Différents sollicitatios dans la poutrelle à quatres travées ELU et ELS. 37
Tableau III.29 : Résultats des sollicitations. 37
Tableau III.30 : Calcul et vérification des armatures . 40
Tableau III.31 : Vérification de la flèche des poutrelles. 41
Tableau III.32 : Poids de la machine 43
Tableau III.33 : détermination des charges 43
Tableau III.34 : sollicitations de la dalle machine. 44
Tableau III.35 : Les résultats de ferraillage de la dalle pleine. 44
Tableau III.36 : Vérification des contraintes à l'ELS. 44
Tableau III.37 : Vérification des contraintes de cisaillement 44

CHAPITRE IV : Etude dynamique

Tableau IV.1 : 1er disposition (voile de contreventement). 50
Tableau IV.2 : 2eme disposition 50

Tableau IV.3 : 3eme disposition 51
Tableau IV.4 : 4eme disposition 52
Tableau IV.5 : Résultat de calcul de centre de masse exentré de torsion 53
Tableau IV.6 : Calcul d'exentricité théorique 55
Tableau IV.7 : Justification du coefficient de comportement R suivant X 57
Tableau IV.8 : Choix du coefficient de comportement R suivant X (%). 58
Tableau IV.9 : Justification du coefficient de comportement R suivant Y 58
Tableau IV.10 : Choix du coefficient de comportement R suivant Y (%). 59
Tableau IV.11 : Détermination du facteur de qualité Q de la structure. 59
Tableau IV.12 : Le comportement des trois premiers modes. 61
Tableau IV.13 : Vérification de participation massique. 63
Tableau IV.14 : Calcul de la force sismique. 64
Tableau IV.15 : Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul. 64
Tableau IV.16 : Calcul du moment de renversement et la force sismique selon la hauteur. 66
Tableau IV.17 : Calcul du moment stabilisant. 67
Tableau IV.18 : Vérification de stabilisation 67
Tableau IV.19 : Vérification des déplacements inter-étage sens X. 68
Tableau IV.20 : Vérification des déplacements inter-étage sens Y. 69
Tableau IV.21 : Vérification du déplacement en téte. 70
Tableau IV.22 : Vérification de cisaillement des éléments. 70
Tableau IV.23 : Nouvelles section des poteaux. 71
Tableau IV.24 : Vérification de l'effort normal réduit à la base 71
Tableau IV.25 : Vérification de cisaillement des voiles 72
Tableau IV.26 : Vérification de l'effet P-Δ suivant X ,Y 72

CHAPITRE V : Ferraillage des éléments structuraux

Tableau V.1 : Les données de calcul 74
Tableau V.2 : Ferraillage longitudinal des poutres 75
Tableau V.3 : Vérification des poutres selon les conditions CBA et RPA 76
Tableau V.4 : Vérification des contraintes à l'ELS des poutres. 77
Tableau V.5 : Résultat de calcul de $\bar{\tau}_u$. 77
Tableau V.6 : Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres. 77
Tableau V.7 : Calcul des armatures transversales et leur espacement. 78

Tableau V.8 : Vérification de la flèche des poutres.. 78
Tableau V.9 : Efforts et sections d'acier adoptées pour les poteaux. 81
Tableau V.10 : Vérification selon le RPA et CBA. 81
Tableau V.11 : Vérification des armatures à ELS des poteaux 82
Tableau V.12 : Les armatures transversales et leurs espacements. 83
Tableau V.13 : Vérification de la quantité d'armatures transversales des poteaux 83
Tableau V.14 : Calcul des armatures verticaux des voiles pleins 87
Tableau V.15 : Les armatures verticaux du voile plein choisi 87
Tableau V.16 : Vérification des armatures des voiles pleins à ELS 88
Tableau V.17 : Calcul des armatures horizontaux 88
Tableau V.18 : Diametre des armatures transversales 88
Tableau V.19 : Calcul des armatures verticales.. 89
Tableau V.20 : Vérification des armatures des trumeaux 89
Tableau V.21 : Calcul des armatures horizontales des trumeaux. 89
Tableau V.22 : Choix de la méthode de calcul 91
Tableau V.23 : La section d'armatures des linteaux (traction/compression) 92
Tableau V.24 : La section d'armatures des linteaux (flexion simple) 92

CHAPITRE VI : Etude de l'infrastructure

Tableau VI.1 : Dimensionnement des semelles isolées à l'ELS. 96
Tableau VI.2 : Dimensionnement des semelles filantes à l'ELS. 98
Tableau VI.3 : Vérification de renversement des semelles filantes. 99
Tableau VI.4 : Vérification de poinçonnement de la semelle filante. 99
Tableau VI.5 : Choix de méthode de calcul 99
Tableau VI.6 : Ferraillages des semelles filantes sous plusieurs poteaux. 100
Tableau VI.7 : Armature de répartition des semelles filantes sous plusieurs poteaux. 100
Tableau VI.8 : Vérification de méthode de calcul. 100
Tableau VI. 9 : Ferraillages principales des semelles filantes sous voiles. 100
Tableau VI.10 : Armature de répartitions des semelles filantes sous voiles. 101
Tableau VI.11 : Pré dimensionnement de poutre de libage. 101
Tableau VI.12 : Vérification de Poinçonnement de poutre de libage. 101
Tableau VI.13 : Vérification de cisaillement de poutre de libage. 102
Tableau VI.14 : Détermination des valeurs de (F) de poutre de libage. 102

Tableau VI.15 : Ferraillage longitudinal de poutre de libage. 103
Tableau VI.16 : Ferraillage longitudinal de poutre de libage choisis. 103
Tableau VI.17 : Vérification de sections d'armatures. 103
Tableau VI.18 : Vérification des contraintes normales des poutres de libages. 103
Tableau VI.19 : Armateurs transversales. 104
Tableau VI.20 : Vérifications préliminaire de la flèche. 104
Tableau VI.21 : Vérification de la flèche de poutre de libage. 104
Tableau VI.22 : Vérification des contraintes à l'ELS. 106
Tableau VI.23 : Les charges appliquées au radier. 108
Tableau VI.24 : Les armatures longitudinales à l'ELU. 108
Tableau VI.25 : Vérification des contraintes à l'ELS. 108
Tableau VI.26 : Détermination des moments des nervures. 109
Tableau VI.27 : Ferraillage des nervures 109
Tableau VI.28 : Vérification des contraintes à l'ELS. 109
Tableau VI.29 : Tableau des données. 111
Tableau VI.30 : Ferraillage verticale et horizontale de voile périphérique . 112
Tableau VI.31 : Vérification des contraintes normales de voile périphérique. 112
Tableau VI.32 : Vérification des contraintes de cissaillement de voile périphérique. 112

Notations

Majuscules romaines

A : Section d'acier tendu.

A' : Section d'acier comprimé.

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

$A_{rép}$: armateur de réparation.

A_t : Section d'acier transversale.

B : Aire d'une section de béton.

B_r : Section réduite du béton d'un poteau.

L_{tot} : longueur total.

L_f : Longueur de flambement.

L_t : Largeur de la section tendue.

L_t : Largeur de la section comprimée.

E.L.S : Etat Limite de Service.

E.L.U : Etat Limite Ultime.

S.P.C : section partiellement comprimée.

S.E.C : section entièrement comprimée.

S.E.T: section entièrement tendue.

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

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

G : module d'élasticité transversale.

E_s : Module de déformation longitudinale de l'acier.

I : Moment d'inertie.

K: Rigidité.

Z: bras de levier.

M : Moment fléchissant.

M_0 : Moment isostatique.

M_t: Moment fléchissant en travée d'une poutre.

M_a : Moment fléchissant en appui d'une poutre.

M_u: Moment fléchissant à l'E.L.U.

M_{ser}: Moment fléchissant à l'E.L.S

N : Effort normal.

N_{ser} : Effort normal à l'E.L.S.

N_u : Effort normal ultime.

T_u , V_u: Effort tranchant ultime.

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

F : effort de traction.

R_a : Réaction à gauche.

R_b: Réaction à droite.

G : Charge permanente.

Q : Charge d'exploitation.

E,V : Charge sismique.

Minuscules romaines

h: Hauteur de la section du béton.

b : Largeur de la section du béton.

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

c, c' : Enrobage supérieur et inférieur.

d : Hauteur utile d'une section.

f : Flèche.

ep : épaisseur.

e_0 : excentricité.

a : épaisseur du voile.

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

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

f_e : Limite d'élasticité de l'acier.

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

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

i : Rayon de giration.

I_f : Longueur de flambement.

S_t, t : Espacement d'armature transversale.

S_{rep}: Espacement de répartition.

S_{ZN} : Espacement dans la zone nodale.

S_{Zc} : Espacement dans la courant.

ml : Métre linéaire.

Majuscules grecques

Δ : Variation.

Σ : sommation.

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

W : poids.

Minuscules grecques

α: Coefficient fonction de l’élancement du poteau.

β : bras de levier réduit.

γ : Coefficient de sécurité.

ε: Déformation relative.

η: Coefficient de fissuration.

λ: Élancement mécanique.

μ: Coefficient de frottement.

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

ν : Coefficient de POISSON.

ρ : Rapport de deux dimensions.

σ : Contrainte normale.

σ_m: Contrainte normale.

τ : Contrainte tangentielle.

δ: Déplacement d'un niveau.

ξ: Amortissement.

Autres notations

BA: Béton armé.

FeE : Nuance de l'acier.

HA : Haut adhérence.

C.V : Condition vérifiée.

C.N.V : Condition non vérifiée.

RDC : Rez-de-chaussée.

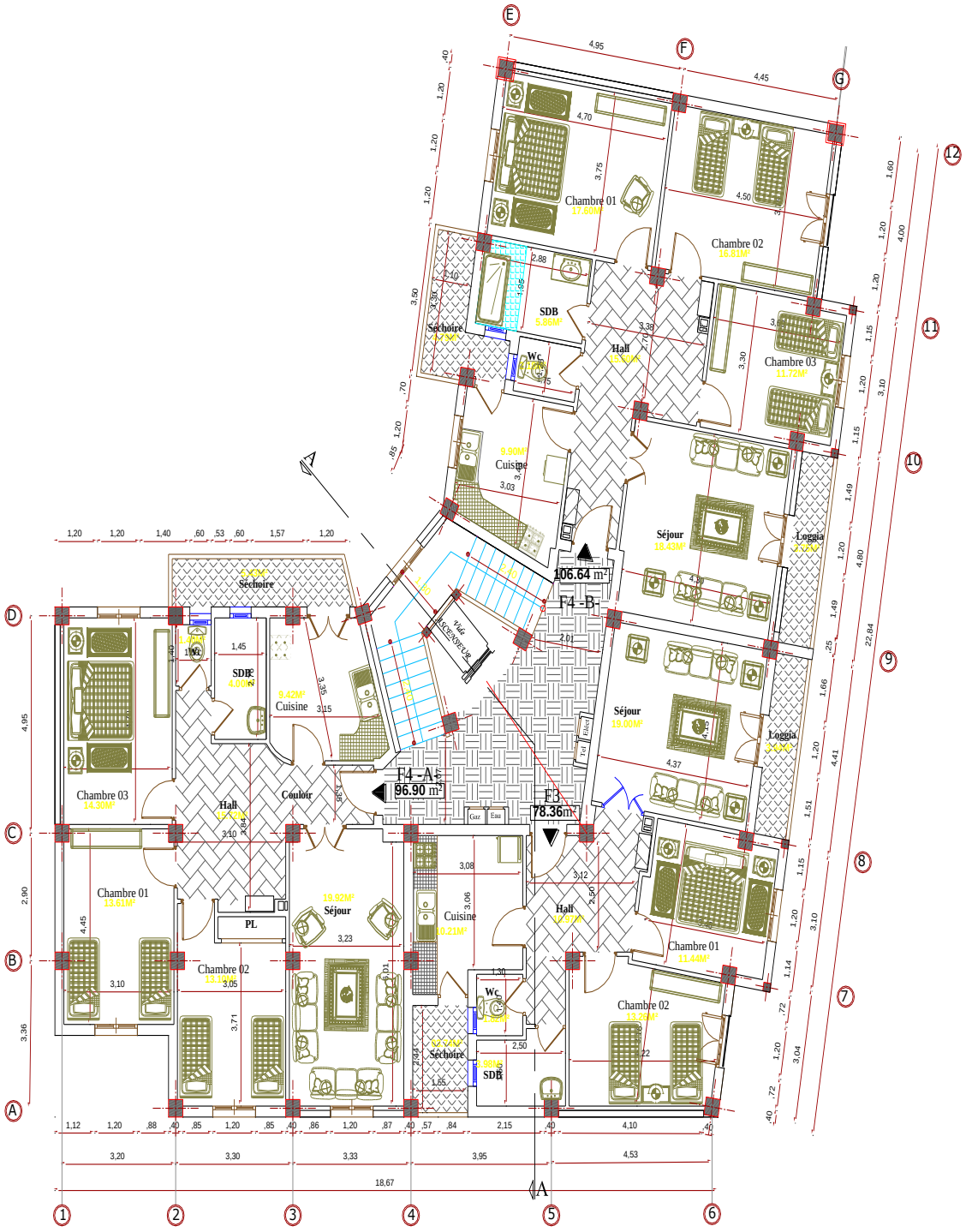
EC : Etage courant.

PLAN ARCHITECTEREAUX

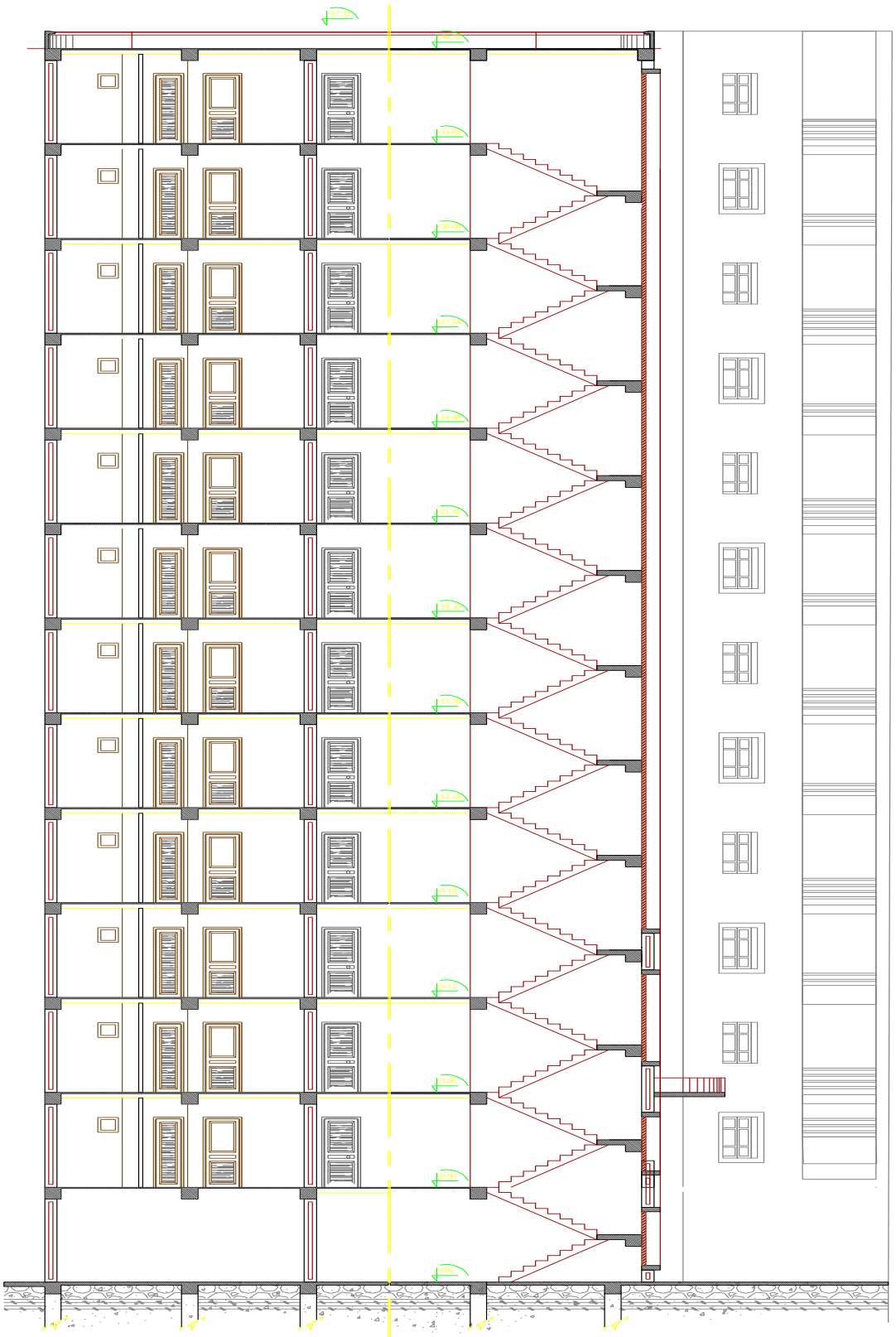


PLAN DU REZ DE CHAUSSEE

PLAN ARCHITECTEREAUX



PLAN DU ETAGE COURANT



COUPE AA

INTRODUCTION GENERALE

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

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

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

L'étude sera menée sur un bloc en **sous-sol+RDC+11 étages** implanté dans une zone de forte sismicité **(zone III),** le bloc est constitué par des portiques (poteaux-poutres) contreventé par des voiles en béton armé. Pour ce faire, nous procéderons comme suit :

- ✓ La première étape portera sur la présentation complète du bâtiment, la définition des différents éléments et le choix des matériaux à utiliser.
- ✓ La deuxième étape sera la détermination des actions verticales affectant la structure et le pré dimensionnement des éléments structuraux et non structuraux du bâtiment.
- ✓ La troisième étape sera le calcul des éléments non structuraux (l'acrotère, l'escalier, les poutrelles et la table de compression).
- ✓ La quatrième étape consiste à l'application de la méthode dynamique pour déterminer les charges sismiques (horizontales). L'étude de notre Project sera menée par l'analyse un modèle de la structure en 3D sur le logiciel de calcul **SAP2000 V20.2.0**
- ✓ La cinquième étape sera le calcul de ferraillage des éléments résistants (poutres ; longrines ; poteaux ; voiles), par le programme **ROBOT EXPET.**
- ✓ La sixième étape sera le calcul des fondations **(type ; dimensions et ferraillages).**

CHAPITRE I :
Présentation de l'ouvrage

I.1. Introduction

Le but principal de l'étude d'une structure en béton armé ou en charpente métallique est la sécurité de l'ouvrage vis-à-vis des charges statiques et dynamiques. En parallèle, l'étude devrait être économique, sans oublier l'aspect esthétique. Cela nécessite une connaissance de base touchant plusieurs disciplines en l'occurrence : le calcul des structures et la mécanique des sols. Mais, avant de commencer les calculs, on devrait bien connaitre notre ouvrage et les matériaux utilisés dans sa structure. À cet effet, on va consacrer ce chapitre pour faire une description générale de notre bâtiment et donner quelques définitions de base.

I.2. Presentation de l'ouvrage

Le projet qui nous a été confiée, est un bâtiment en **S-Sol +RDC +11 etages** à usage **[habitation],** composé d'un sous-sol à usage **[depot]** le rez-de-chaussée et les autres étages à usage d'habitation. Le bâtiment sera implanté à **BLIDA.**

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

- ✓ Règle de conception et de calcul de structures **[CBA93] et BAEL 91.**
- ✓ Charges permanentes et surcharges d'exploitations [**DTR.B.2.2**].
- ✓ Le règlement parasismique **[RPA99 version 2003].**
- ✓ Règle de calcul des semelles superficielles **[DTR-BC 2.331].**

I.3. Caracteristiques geometriques du batiment

I.3.1. Dimensions en élévation

- ✓ Hauteur totale du bâtiment : ... ... H_t= 37.32 m **(y compris l'acrotère)**
- ✓ Hauteur d'étage courant : ... ... H_{Etage}= 03.06 m.
- ✓ Hauteur du RDC : ... ... H_{RDC}= 03.06 m.
- ✓ Hauteur du sous-sol : ... ... H_{s-sol}= 03.06 m.

I.3.2. Dimensions en plan :

- ✓ Sens transversal : ... ... L_x=22.27 m.
- ✓ Sens longitudinal : ... ... L_y=23.64 m.

I.4. Classification de l'ouvrage

I.4.1. Classification de la zones sismique *[Art 3.1 RPA99 v2003]*

Le bâtiment sera implanté ***à BLIDA*** zone classée par le règlement parasismique Algérien ***[RPA99V2003]*** comme une zone de forte sismicité « ***Zone III*** ».

I.4.2. Classifications de l'ouvrage selon leur importance *[Art 3.2 RPA99 v2003]*

L'ouvrage appartient au ***groupe d'usage2*** bâtiments d'habitation collective de hauteur 37.32 m (ouvrages courant ou d'importance moyenne).

I.4.3. Classification du sol *[Art 3.3 RPA99 v2003]*

A titre indicatif et en absence du rapport du sol on a considéré le site comme ***meuble (S3).***

I.4.4. Classification du système de contreventement *[Art 3.4 RPA99 v2003]*

Notre bâtiment dépasse 3 niveaux (11 mètres) et est situé en ***zone III***. Le contreventement par portique est donc écarté ***[Art. 3.4.1-b RPA99 v2003]*** et le choix va se porter sur :

- ✓ Système de contreventement constitué par des voiles porteurs en béton armé ***[Art. 3.4. A.2 RPA99 v2003]***.
- ✓ Système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification d'interaction portiques–voiles ***[Art. 3.4. A.4-a RPA99 v2003]***.
- ✓ Système de contreventement de structures en portiques par des voiles en béton armé ***[Art. 3.4. A.4-b RPA99 v2003]***.

I.5. Conception structurelle

I.5.1. Planchers

En ce qui concerne le type de plancher, on a opté pour un plancher corps creux pour les raisons suivantes :

- ✓ Facilité de réalisation.
- ✓ Les portées de notre projet ne sont pas grandes.
- ✓ Réduire le poids du plancher et par conséquence l'effet sismique
- ✓ Economie dans le coût de coffrage (coffrage perdu constitué par les poutrelles et les corps creux).

Néanmoins il existe des zones ou on a opté pour des dalles pleines à cause de leur forme irrégulière (des triangles ou des trapèzes)

I.5.2. Escaliers

On a un seule type d'escalier :

- ✓ Escalier droit composé de deux volés, escalier en béton armé coulé sur-place a paillasse adjacente. Qui part du sous-sol jusqu'au dernier étage.
- ✓ Toutes les marches seront revêtues en carrelage.

I.5.3. Maçonnerie

La maçonnerie de notre structure sera exécutée en briques creuses.

- ✓ Murs extérieurs : ils sont constitués de deux parois :
  - ➢ Brique creuse de 10 cm d'épaisseur.
  - ➢ L'âme d'air de 10 cm d'épaisseur.
  - ➢ Brique creuse de 10 cm d'épaisseur.
- ✓ Murs intérieurs: ils sont constitués par une cloison de 10 cm d'épaisseur.

I.5.4. Revêtement

Le revêtement de la structure est constitué par :

- ✓ Carrelage pour les planchers et les escaliers.
- ✓ Mortier de ciment pour les murs extérieurs.
- ✓ Enduit de plâtre pour les plafonds et les murs intérieurs.

I.5.5. Acrotère

La terrasse étant inaccessible, le dernier niveau est entouré d'un acrotère en béton armé d'une hauteur de 60cm et de 10cm d'épaisseur.

L'acrotère a pour buts d'assurer la sécurité et d'empêcher l'écoulement des eaux pluviales stagnées dans la terrasse sur la façade.

I.5.6. Le plafond

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

I.6. Hypotheses de calcul

Les hypothèses de calcul adoptées pour cette étude sont :

I.6.1. Acier

Tableau I.1. Caractéristique de l'acier .

La masse volumique de l'acier	$\rho = 7.85\ t/m3$	**[ART A.2.2.1 CBA93]**
La limite élastique de l'acier à Haute adhérence	fe = 400 MPA	**[ART A.2.2.1 CBA93]**
Le module d'élasticité longitudinale de l'acier	Es=200000 MPA	**[ART A.2.2.1 CBA93]**

I.6.2. Béton

Tableau I.2. Hypothèses de calcul béton.

La masse volumique de béton	$\rho = 2.5\ t/m3$	**[ART A.3.1.2.1 CBA93]**
La résistance du béton à la compression à 28 jours	fc28 = 25 MPA	/
La résistance du béton à la traction	ft28 = 2.1 MPA	**[ART A.2.1.1.2 CBA93]**
Le module d'élasticité (instantané) : **Le module d'élasticité (différé)**	Eij = 32164.195 MPA Evj = 10818.860 MPA	**[ART A.2.1.2 CBA93]**
coefficient de poisson **- pour le calcul des sollicitations** **- pour le calcul des déformations**	$\upsilon = 0$ $\upsilon = 0.2$	**[ART A.2.1.2 CBA93]**
Coefficient de dilatation	θ=1x10-5	**[ART A.3.1.3.3. CBA93]**
Module de déformation transversal (module de cisaillement)	$G=\frac{E}{2(1+v)}$	**[ART A.2.1.3 CBA93]**

CHAPITRE II :
Pré-dimensionnement des éléments structuraux

II .1. Introduction

Le Pré-dimensionnement est un calcul préliminaire qui permet de choisir les dimensions des éléments de l'ossature qui feront l'objet d'une vérification après le calcul des efforts.

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

[RPA99v2003, DTR.B.C.2.2, C.B.A].

II.2. Pré-dimensionnement

II.2.1. Pré-dimensionnement des planchers

II.2.1.1. Plancher à corps creux

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

D'après la condition suivant :

$$\frac{L}{25} \leq h_t \leq \frac{L}{20} \quad \rightarrow \quad \frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{22.5} \Rightarrow h_t \geq \frac{L}{22.5}$$

Avec :

L : la portée maximale dans le sens des poutrelles.

ht : hauteur totale du plancher.

L= 4.95 m.

Alors :

$$\frac{495}{25} \leq ht \leq \frac{495}{20} \rightarrow 19.8 \leq ht \leq 24.75 \rightarrow h_t \geq \frac{495}{22.5} = 22cm$$

On prend alors l'épaisseur $\boldsymbol{h_t=24= (20+4)}$ tel que :

D =20 (épaisseur du corps creux *(poutrelles Hourdis)*).

e = 4 (épaisseur de la table de compression).

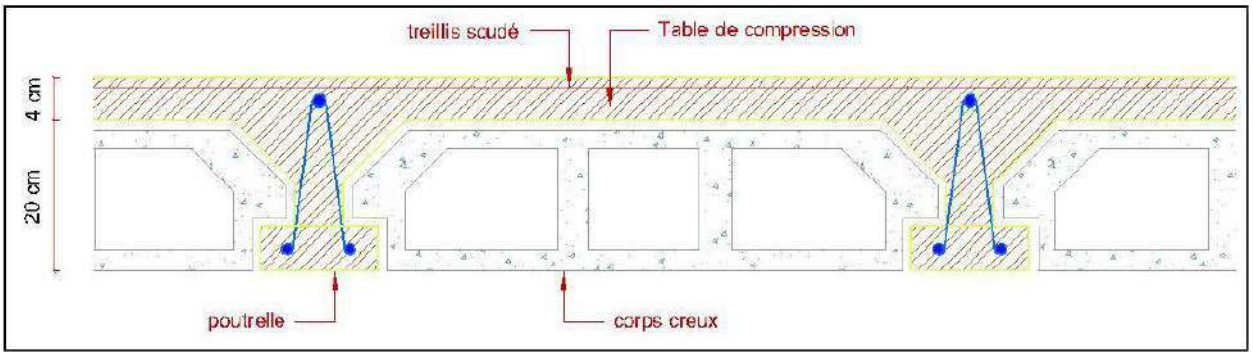


Figure IV.1. Coupe du plancher à corps creux.

II.2.1.2. Plancher à dalle pleine

Les dalles sont des plaques minces dont l'épaisseur est faible par rapport aux autres dimensions et qui peuvent reposer sur 2,3ou 4 appuis. Ce type d'élément travaille essentiellement en flexion. L'épaisseur des dalles dépend aussi bien des conditions d'utilisation que des vérifications de résistance.

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

Avec :

Lx : le plus petit porté mesurée entre axe. Lx=407 cm

e : épaisseur de la dalle.

$$\frac{407}{45} \leq e \leq \frac{407}{40} \rightarrow 9.04 \leq e \leq 10.175$$

On adopte : ***e = 15cm***.

II.3. Evaluation des charges et surcharges

II.3.1. Plancher terrasse inaccessible

II.3.1.1. Planche à corps creux

Tableau II.1. Charge de la terrasse due aux plancher à corps creux.

N	*Composants*	*Épaisseur (m)*	*Poids volumiques (KN /m³)*	*Poids surfaciques (KN/m²)*
1	***Gravillon roulé de protection***	*0.04*	*20*	*0.80*
2	***Étanchéité multicouche***	*0.02*	*6*	*0.12*
3	***Papier kraft***	-	-	*0.05*
4	***Forme de pente***	*0.1*	*22*	*2.20*
5	***Film polyâne***	-	-	*0.01*
6	***Plaque de liège***	*0.04*	-	*0.03*
7	***Par vapeur***	*0.01*	*6*	*0.06*
8	***Plancher corps creux***	*0.20+0.04*	-	*3.20*
9	***Enduits en plâtre***	*0.02*	*10*	*0.20*
/	***G (charges permanentes)***	*6.67KN/m²*		

II.3.1.2. Planche à dalle pleine

Tableau II.2. Charge de la terrasse due aux plancher à dalle pleine.

N	Composants	Épaisseur (m)	Poids volumiques (KN/m^3)	Poids surfaciques (KN/m^2)
1	Gravillon roulé de protection	0.04	20	0.80
2	Étanchéité multicouche	0.02	6	0.12
3	Papier kraft	-	-	0.05
4	Forme de pente	0.1	22	2.20
5	Film polyâne	-	-	0.01
6	Plaque de liège	0.04	-	0.03
7	Par vapeur	0.01	6	0.06
8	Plancher dalle pleine	0.15	25	3.75
9	Enduits en plâtre	0.02	10	0.20
/	G (charges permanentes)	$7.22KN/m^2$		

II.3.2. Plancher étage courant

II.3.2.1. Plancher à corps creux

Tableau II.3. Charge due aux planchers à corps creux de niveau courant.

N	Composants	Épaisseur (m)	Poids volumiques (KN /m3)	Poids surfaciques (KN/m2)
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 corps creux	0.20+0.04	-	3.20
5	Enduits de plâtre	0.02	10	0.20
6	Simple cloison + Enduit en plâtre+ Enduit en ciment	0.10 0.01 x 2 0.01 x2	09 18 x 2 18 x2	0.90 0.18 x 2 0.18 x2
	G (charges permanentes)	**6.36 KN/m2**		

II.3.2.2. Plancher dalle pleine

Tableau II.4. Charge due aux planchers à dalle plein de niveau courant.

N	Composants	Épaisseur (m)	Poids volumiques (KN /m3)	Poids surfaciques (KN/m2)
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	Dalle pleine	0.15	25	3.75
5	Enduit de plâtre	0.02	10	0.20
6	Simple cloison + Enduit en ciment+ Enduit en plâtre	0.10 0.01 x 2 0.01 x 2	09 18 x 2 18 x 2	0.90 0.18 x 2 0.18 x 2
	G (charges permanentes)	**6.91KN/m2**		

II.4. Maçonnerie

II.4.1. Murs extérieur (Double cloison)

Tableau II.5. Charges du mur double cloison.

N	*Composants*	*Épaisseur (m)*	*Poids volumiques (KN /m³)*	*Poids surfaciques (KN/m²)*
1	***Enduit en ciment***	*0.02*	*18*	*0.36*
2	***Enduit en ciment***	*0.02*	*18*	*0.36*
3	***Brique creuse***	*0.10*	*0.9*	*0.9 x 2*
4	***Lame d'air***	*0.10*	-	-
	G (charges permanentes)	***2.52KN/m²***		

II.4.2. Murs intérieurs (simples cloisons)

Tableau II.6. Charges du mur simple cloison.

N	*Composants*	*Épaisseur (m)*	*Poids volumiques (KN /m³)*	*Poids surfaciques (KN/m²)*
1	***Enduit en plâtre***	*0.01*	*18*	*0.18* x2
2	***Enduit en ciment***	*0.01*	*18*	*0.18* x *2*
3	***Brique creuse***	*0.10*	*9*	*0.9*
	G (charges permanentes)	***1.62KN/m2***		

II.5. Charges d'exploitation

Tableau II.7. Surcharges d'exploitation

PLANCHER Niveau(m)	*USAGE*	*Q (KN/m²)*	*Article*
TERRASE	*Terrasse inaccessible*	*1*	***[Art7.3.3 DTR.B.C.2.2]***
RDC+10 étages	*Habitation*	*1.5*	***[Art7.2.1 DTR.B.C.2.2]***
SOU-SOL	*Dépôt*	*3.0*	***[page 31 DTR.B.C.2.2]***

II.6. Poutres

- Le pré-dimensionnement des poutres est donné par les formules empiriques suivantes :

$$\begin{cases} \frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \\ 0.3\,h < b < 0.7h \end{cases}$$

- Les dimensions des poutres doivent satisfaire à la condition du ***[Art 7.4.1 RPA99v2003] :***

$$\begin{cases} h \geq 30\ cm \\ b \geq 20\ cm \\ \frac{h}{b} \leq 4 \end{cases}$$

Tableau II.8. Pré-dimensionnement des poutres.

Elément	Poutre principale	Poutre secondaire	Poutre chainage
Longueur	L=5.25m	L=4.95m	L=3.20m
Pré-dimensionnement	$35 \leq h \leq 52.5$ H =40cm $12 \leq b \leq 28$ B =30cm	$33 \leq h \leq 49.5$ H =35cm $9 \leq b \leq 21$ B =30cm	$21.33 \leq h \leq 32$ H =30cm $9 \leq b \leq 21$ B =30cm
Section choisie	30cm x 40cm	30cm x 35cm	30cm x 30cm
Vérification [RPA99v2003]	$h \geq 30$ $b \geq 20$ $\frac{40}{30} = 1.33$	$h \geq 30$ $b \geq 20$ $\frac{35}{30} = 1.16$	$h \geq 30$ $b \geq 20$ $\frac{30}{30} = 1.00$
Conclusion	**C.V**	**C.V**	**C.V**

II.7. Longrines

a) Les points d'appui d'un même bloc doivent être solidarisés par un réseau bidirectionnel de longrines ou tout dispositif équivalent tendant à s'opposer au déplacement relatif de ces points d'appui dans le plan horizontal. [ART 10.1.1 RPA99V2003]

b) Les dimensions minimales de la section transversale des longrines sont :

25 cm x 30 cm : sites de catégorie ***S2*** et ***S3.***

On le site S3 donc la section des longrines : ***30cm x 30cm.***

II.8. Poteaux

II.8.1. Pré-dimensionnement des poteaux

Les poteaux peuvent être de forme carrée, rectangulaire ou circulaire, la forme carrée est la plus usuelle et la plus économique, car elle nécessite le minimum de coffrage et d'armatures transversales. Ils sont capables de résister aux différentes sollicitations.

Le dimensionnement retenu est celui du poteau le plus sollicité et doit satisfaire les conditions imposées par l'article ***[7.4.1 RPA 99V2003]***.

Min (b, h) $\geq$ 30 cm ***(en zone III)***

Min (b, h) $\geq$ h_e / 20

1/4 $\leq$ b / h $\leq$ 4

Avec h_e : hauteur libre de l'étage.

D'après l'article ***[B.8.4.1 de CBA93]*** L'effort normal ultime agissant N_u d'un poteau doit être au plus égale à la valeur suivante :

$$N_{ultime} = \left(\frac{B_r . f_{c28}}{0{,}9 . \gamma_b} + A . \frac{f_e}{\gamma_s} \right) . \alpha$$

$\alpha = 0.85/[1 + 0.2\,[(\lambda/35)]^2]$ $\quad pour\ \lambda \leq 50$

$\alpha = 0.6\,[(50/\lambda)]^{\,2}$ $\quad pour\ 50 \leq \lambda \leq 70$

Avec:

$\lambda = \frac{Lf}{i}$: C'est l'élancement mécanique.

$L_f = 0.7 \times L_0$: c'est la longueur de flambement.

$i = \sqrt{\frac{Imin}{S}}$: c'est le rayon de giration

Ou : $i = \frac{b}{\sqrt{12}}$ $\quad I = \frac{bh^3}{12}$ (Poteau carre).

II.8.2. Décente des charges

La descente des charges désigne l'opération consistant à calculer les efforts normaux résultant de l'effet des charges verticales sur les divers éléments porteurs verticaux

Tableau II.9. Calcul de l'effort N.

	a*a	Lf (m)	i (m)	λ	f_{c28} (Mpa)	B (cm2)	Br (cm^2)	AS (cm^2)	α	NU adm (kN)
Terr asse	35	2.142	0.101	21.200	25	1225	1089	1.225	0.792	1630.722
10	35	2.142	0.101	21.200	25	1225	1089	1.225	0.792	1630.722
9	35	2.142	0.101	21.200	25	1225	1089	1.225	0.792	1630.722
8	35	2.142	0.101	21.200	25	1225	1089	1.225	0.792	1630.722
7	40	2.142	0.115	18.550	25	1600	1444	1.6	0.805	2196.845
6	40	2.142	0.115	18.550	25	1600	1444	1.6	0.805	2196.845
5	40	2.142	0.115	18.550	25	1600	1444	1.6	0.805	2196.845
4	45	2.142	0.130	16.489	25	2025	1849	2.025	0.814	2844.083
3	45	2.142	0.130	16.489	25	2025	1849	2.025	0.814	2844.083
2	45	2.142	0.130	16.489	25	2025	1849	2.025	0.814	2844.083
1	50	2.142	0.144	14.840	25	2500	2304	2.5	0.820	3572.139
RDC	50	2.142	0.144	14.840	25	2500	2304	2.5	0.820	3572.139
S-s	50	2.142	0.144	14.840	25	2500	2304	2.5	0.820	3572.139

II.8.3. Choix du poteau le plus sollicité

Après une comparaison préliminaire, on constate que le poteau le plus sollicité est :

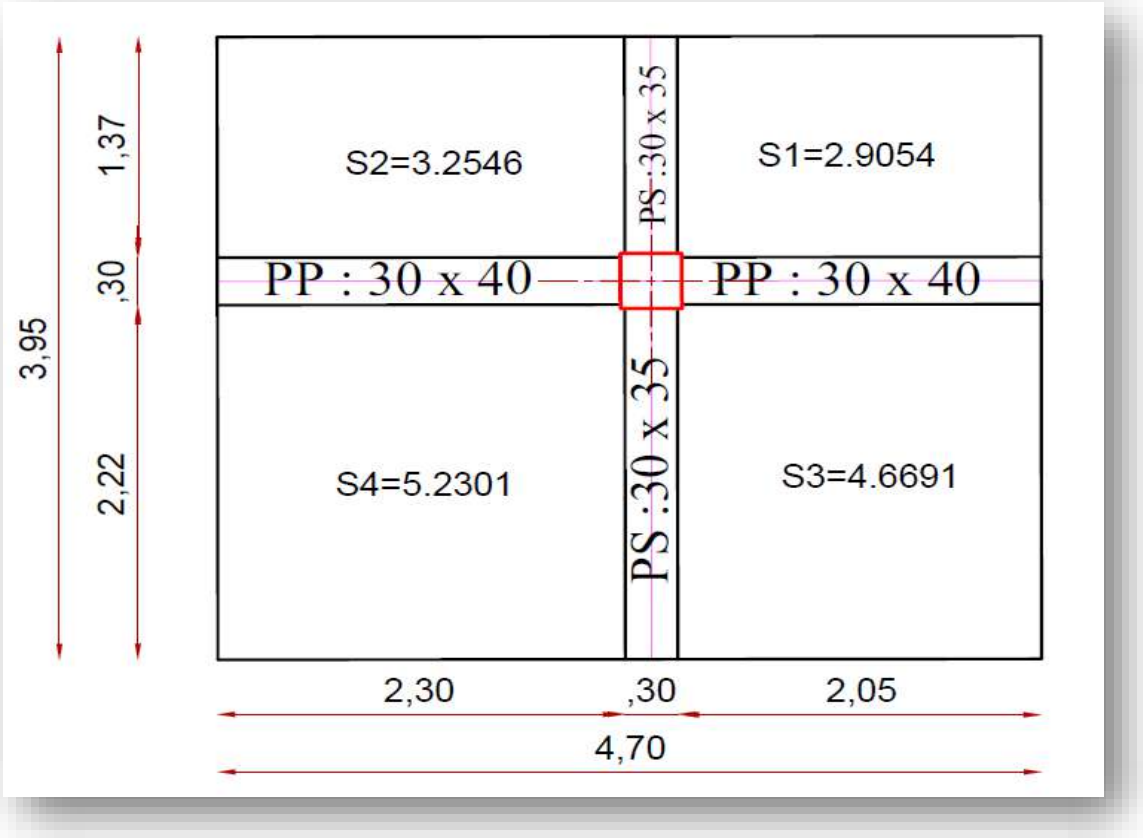


Figure II.2. Surface de la planché supporté par le poteau le plus sollicité.

On' a :

La surface complète reprise par le poteau le plus sollicité :

S_t***=18.567 m²***.

La surface du plancher corps creux seulement reprise par le poteau le plus sollicité :

$S_{P\ (cc)}$***=16.059 m².***

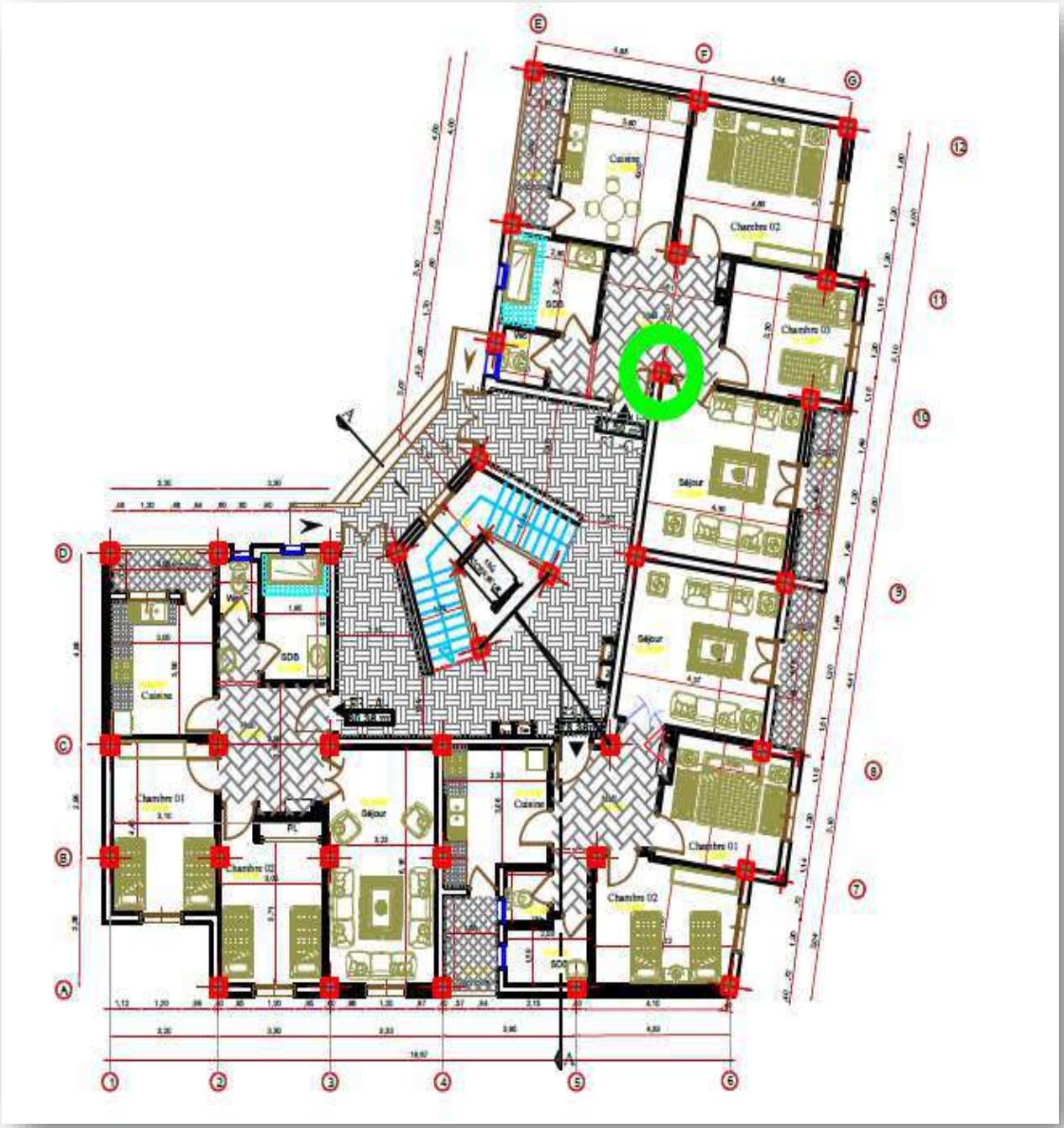


Figure II.3. Position du poteau le plus sollicité

II.8.4. Calcul des charges et surcharges revenant aux poteaux

II.8.4.1. Détermination des charges permanentes

G $_{\text{plancher t ou c}}$ = poids de plancher terrasse x S $_{\text{plancher t ou c.}}$

G $_{\text{(poutres principales ou secondaires)}}$ =b x h x L x poids volumique du béton armé.

G $_{\text{(poteau)}}$= b x h x h_ex poids volumique du béton armé.

Tableau II.10. Détermination des charges permanentes.

	G plancher(KN)	*G pot(KN)*	*G pp (KN)*	*G ps (KN)*	*G(KN)*	*G cum(KN)*
Terrasse	107.115	9.371	13.050	9.420	138.956	138.956
10	102.137	9.371	13.050	9.420	133.978	272.934
9	102.137	9.371	13.050	9.420	133.978	406.912
8	102.137	9.371	13.050	9.420	133.978	540.889
7	102.137	12.240	13.050	9.420	136.847	677.736
6	102.137	12.240	13.050	9.420	136.847	814.582
5	102.137	12.240	13.050	9.420	136.847	951.429
4	102.137	15.491	13.050	9.420	140.098	1091.527
3	102.137	15.491	13.050	9.420	140.098	1231.624
2	102.137	15.491	13.050	9.420	140.098	1371.722
1	102.137	19.125	13.050	9.420	143.732	1515.454
RDC	102.137	19.125	13.050	9.420	143.732	1659.185
S-s1	102.137	19.125	13.050	9.420	143.732	1802.917

II.8.4.2. Détermination des Surcharge d'exploitation

La loi de dégression des charges s'applique aux bâtiments à grand nombre de niveaux, où les occupations des divers niveaux, peuvent être considérées comme indépendantes. Les niveaux occupés par des locaux industriels ou commerciaux, ne sont pas comptés dans le nombre d'étages intervenant dans la loi de dégression, les charges sur ces planchers sont prises sans abattement.

Le nombre minimum de niveaux pour tenir compte de la loi de dégression est de (05).

$$\sum Q_n = Q_0 + \frac{3+n}{2n}\sum_{i=1}^{n} Q_n$$

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

Cette équation est donnée par ***[ART.6.3 DTR BC.2.2]***

Tableau II.11. Détermination des charges d'exploitation

Etage	*Q plancher (KN)*	*St (m^2)*	$\frac{3+n}{2n}$	*Q étage (KN)*	*Q cumulé (KN)*
terrasse	1	18.567	0	18.567	18.567
10^{eme} étage	1.5	18.567	1	27.851	46.418
9^{eme} étage	1.5	18.567	0.95	27.851	71.483
8^{eme} étage	1.5	18.567	0.9	27.851	93.763
7^{eme} étage	1.5	18.567	0.85	27.851	113.259
6^{eme} étage	1.5	18.567	0.8	27.851	129.969
5^{eme} étage	1.5	18.567	0.75	27.851	143.894
4^{eme} étage	1.5	18.567	0.714	27.851	157.077
3^{eme} étage	1.5	18.567	0.69	27.851	172.302
2^{eme} étage	1.5	18.567	0.67	27.851	186.413
1^{er} étage	1.5	18.567	0.65	27.851	199.595
RDC	1.5	18.567	0.64	27.851	214.635
S-so1	3	18.567	0.625	55.701	227.446

II.8.5. Détermination de l'effort normal ultime

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

N_{ultime}=1.35G+1.5Q → Nu= N_{ultime} + 10% N_{ultime} =1.1N

Tableau II.12. Détermination de l'effort normal ultime

Etage	*Elément*	*G_{elm} (KN)*	*G_{etg} (KN)*	*G_{cum} (KN)*	*Q_{etg} (KN)*	*Q_{cum} (KN)*	*Nu (KN)*	*1.1Nu (KN)*	*N (KN)*	*Obs*
terrass	*pp*	*13.050*	138.96	138.96	18.567	18.567	215.441	236.985	1630.72	***C.V***
	ps	*9.420*								
	pot	*9.371*								
	planche	*107.12*								
10^{eme} étage	*pp*	*13.050*	133.98	272.934	27.851	46.418	438.087	481.896	1630.72	***C.V***
	ps	*9.420*								
	pot	*9.371*								
	planche	*102.14*								
9^{eme} étage	*pp*	*13.050*	133.98	406.912	27.851	71.483	656.555	722.211	1630.72	***C.V***
	ps	*9.420*								
	pot	*9.371*								
	planche	*102.14*								
8^{eme} étage	*pp*	*13.050*	133.98	540.889	27.851	93.763	870.846	957.930	1630.72	***C.V***
	ps	*9.420*								
	pot	*9.371*								
	planche	*102.14*								
7^{eme} étage	*pp*	*13.050*	136.85	677.736	27.851	113.259	1084.832	1193.315	2196.84	***C.V***
	ps	*9.420*								
	pot	*12.240*								
	planche	*102.14*								

6eme étage	*pp*	*13.050*	136.85	814.582	27.851	129.969	1294.640	1424.104	2196.84	***C.V***
	ps	*9.420*								
	pot	*12.240*								
	planche	*102.14*								
5eme étage	*pp*	*13.050*	136.85	951.429	27.851	143.894	1500.270	1650297	2196.84	***C.V***
	ps	*9.420*								
	pot	*12.240*								
	planche	*102.14*								
4eme étage	*pp*	*13.050*	140.10	1091.527	27.851	157.077	1709.176	1880.094	2844.08	***C.V***
	ps	*9.420*								
	pot	*15.491*								
	planche	*102.14*								
3eme étage	*pp*	*13.050*	140.10	1231.624	27.851	172.302	1921.146	2113.260	2844.08	***C.V***
	ps	*9.420*								
	pot	*15.491*								
	planche	*102.14*								
2eme étage	*pp*	*13.050*	140.10	1371.722	27.851	186.413	2131.444	2344.588	2844.08	***C.V***
	ps	*9.420*								
	pot	*15.491*								
	planche	*102.14*								
1er étage	*pp*	*13.050*	143.73	1515.454	27.851	199.595	2345.255	2579.781	3572.14	***C.V***
	ps	*9.420*								
	pot	*19.125*								
	planche	*102.14*								
RDC	*pp*	*13.050*	143.73	1659.185	27.851	214.635	2561.852	2818.037	3572.14	***C.V***
	ps	*9.420*								
	pot	*19.125*								
	planche	*102.14*								
S/Sol	*pp*	*13.050*	143.73	1802.917	55.701	227.446	2775.106	3052.617	3572.14	***C.V***
	ps	*9.420*								
	pot	*19.125*								
	planche	*102.14*								

II.8.6. Vérification des conditions selon l'RPA99V2003

II.8.6.1. Vérification des dimensions selon l'RPA99V2003

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

Tableau II.13. Vérification des conditions selon le **[RPA99v2003].**

Dimension	***Min (b_1, h1) ≥30cm***	***Min (b_1, h_1) $\geq \frac{he}{20} =$ 13.3cm***	***1/4 < $\frac{b1}{h1}$ < 4***	***Obs***
35x35	*Min (35,35) ≥30cm*	*Min (35,35) ≥13.3cm*	*1/4 < 1 < 4*	*Vérifiée*
40x40	*Min (40,40) ≥30cm*	*Min (40,40) ≥13.3cm*	*1/4 < 1 < 4*	*Vérifiée*
45x45	*Min (45,45) ≥30cm*	*Min (45,45) ≥13.3cm*	*1/4 < 1 < 4*	*Vérifiée*
50x50	*Min (50,50) ≥30cm*	*Min (50,50) ≥13.3cm*	*1/4 < 1 < 4*	*Vérifiée*

II.8.6.2. Vérification aux zones nodales selon RPA99v2003 [ART.7.5.1]

Les poutres doivent respecter les dimensions ci-après :

$b\,max \leq 1{,}5h1 + b1$

$d \leq \text{Max}\left(\frac{b1}{2};\frac{h1}{2}\right)$

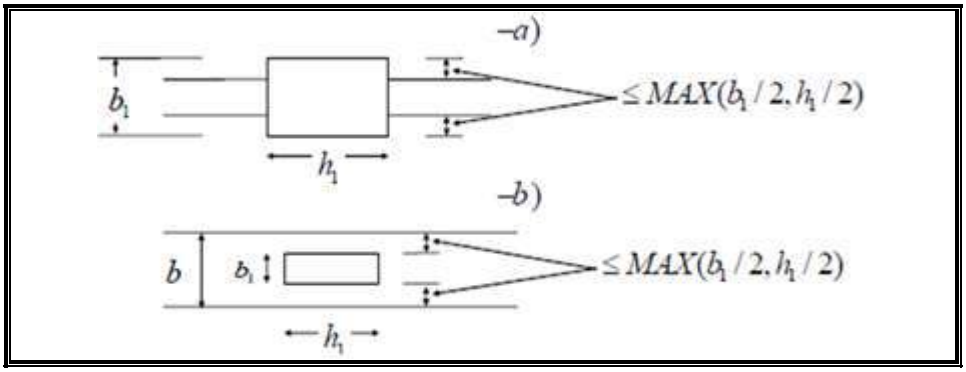


Figure II.4. Règles de pré dimensionnement de Zones nodales.

Tableau II.14. Vérification aux zones nodales.

Etage	*B max (cm)*	*h_1 (cm)*	*b_1 (cm)*	*B max≤1,5h_1+b_1*	*d (cm)*	*Max (b1/2;h1/)*	*D ≤ Max (b1/2;h1/2)*
8^{eme}, 9^{eme} ,10^{eme} et 11^{eme}	*30*	*35*	*35*	***Vérifiée***	*2.5*	*17.5*	***Vérifiée***
5^{eme}, 6^{eme} et 7^{eme}	*30*	*40*	*40*	***Vérifiée***	*5*	*20*	***Vérifiée***
2^{eme}, 3^{eme} et 4^{eme}	*30*	*45*	*45*	***Vérifiée***	*7.5*	*22.5*	***Vérifiée***
S.s, RDC et 1^{er}	*30*	*50*	*50*	***Vérifiée***	*10*	*25*	***Vérifiée***

II.9. Voiles

Les voiles sont des murs en béton armé justifiés à l'article ***[ART.7.7.1 RPA 99V2003]***:

L'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.

$e \geq \frac{h_e}{25} \Rightarrow e \geq \frac{266}{25} \Rightarrow e \geq 10.64\text{cm}$

$e \geq \frac{h_e}{22} \Rightarrow e \geq \frac{266}{22} \Rightarrow e \geq 12.09\text{cm}$

$e \geq \frac{h_e}{20} \Rightarrow e \geq \frac{266}{20} \Rightarrow e \geq 13.3\text{cm}$

On prend : ***e =15 cm***.

CHAPITRE III :
Calcul des éléments secondaires

III .1. Acroter

III.1.1. Introduction

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

Il est soumis à la flexion composée due à :

- ✓ Un effort normal dû à son poids propre ***(G).***
- ✓ Un moment dû à la surcharge ***(Q)***

IL a pour rôle de :

- ✓ Servant comme garde-corps.

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

- ➢ ***Principe de calcul :***

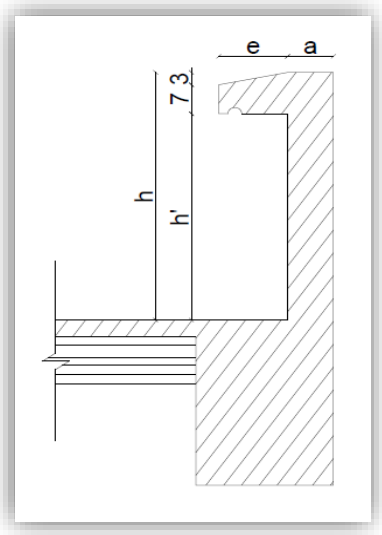


Figure III.1. Dimensions de l'acrotère.

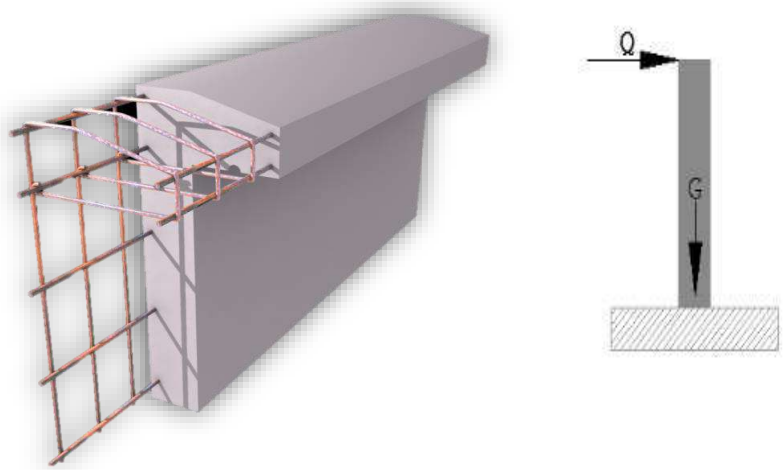


Figure III.2. Model de calcul d'acrotère.

III.1.2. Calcul des efforts

III.1.2.1. Evaluation des charges

- ➢ Charge permanente :

$G = ((h \times a + (e \times 0.10) \times 1ml) \times \rho béton = 1.875$ KN/m... **[**DTR.BC2-2-ART.III.1]

- ➢ Charge d'exploitation : Q = 1 KN/ml……. **[**DTR.BC2-2-ART.7.2.1]

III.1.2.2. Calcul des sollicitations

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

Etat limite ultime : ELU		
Effort normal	*Nu =1.35Nu=2.53 KN/ml*	***Réf :*** CBA 93, Art.a.3.3.2.1
Effort tranchant	*Tu =1.5Q=1,5KN/ml*	***Réf :*** CBA 93, Art.a.3.3.2.1
Moment d'encastrement	*Mu =1.5 Q.h=0.9 KN.m/ml*	***Réf :*** CBA 93, Art.a.3.3.2.1
Etat limite de service : ELS		
Effort normal	*Nser =Nser=1.875 KN*	***Réf :***CBA93, Art.a.3.3.3
Moment d'encastrement	*Mser = Qxh=0.6 KN.m*	***Réf :***CBA93, Art.a.3.3.3

III.1.3. Calcul de Ferraillage a l'ELU

III.1.3.1. Ferraillage vertical

Le calcul se fait sur une section rectangulaire (100x10) cm² soumise à ***la flexion composée***.

A l'aide d'un programme de calcul (robot expert) :

A_{vs1}= 4.40 cm^2.

A_{vs2} = 4.40 cm^2

III.1.3.2. Section minimale

$A_{min} = \max\left\{4\% \times u \middle| \frac{0.2B}{100}\right\}$= 8.80 cm^2 ***Réf :*** CBA 93, Art.A-8-1.2.1.

III.1.3.3. Les armatures choisies verticaux

A_{vs1} = **7 HA 10** = 5.50 cm^2.

A_{vs2} = **7 HA 10** = 5.50 cm^2.Avec : Espacement : e = 15 cm

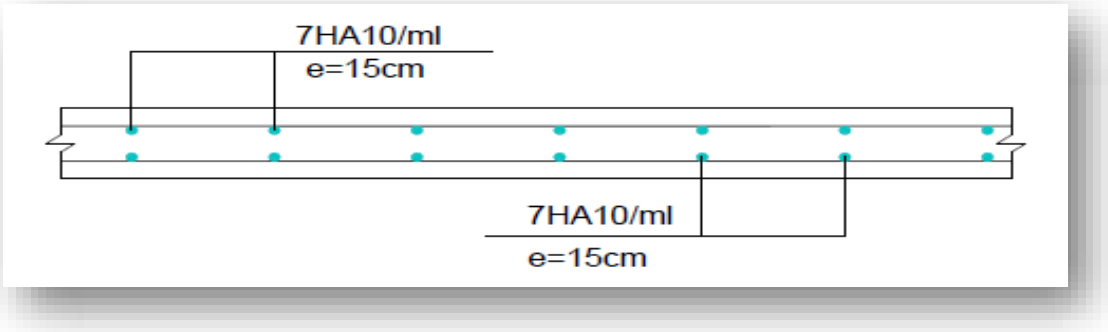


Figure III.3. Armatures choisies.

III.1.3.4. Section maximale :

$A_{max} = \frac{5B}{100}$ = 50cm^2 ***Réf: CBA*** 93, Art.A-8-1.2.1.

III.1.3.5. Quantité de ferraillage horizontal (répartitions)

A_{rep}=$Avchoisi/4$ = 1.375 cm^2.

III.1.3.6.les armatures choisies horizontaux

A_{rep1} = **4 HA 8** = 2.01cm^2/0.6m.

A_{rep2}= **4 HA 8** = 2.01cm^2/0.6m.

Espacement : e = 18 cm.

III.1.4. Vérification des contraintes normales de traction a l'EIS

Type de fissuration : **préjudiciable.**

$\sigma_{b\ adm}$ = 0.6 F_{c28} = 15 Mpa ***Réf :*** CBA 93, Art.A-4.5.3.3

$\sigma_{s\ adm}$ = min $\left\{\frac{2}{3}fe \middle| 110\sqrt{(\eta.ft28)}\right\}$ = 201.63 Mpa ***Réf :*** CBA 93, Art.A-4.5.3.3

σ_{bc} = 0.34 Mpa vérifie

σ_s = 2.16 Mpa vérifie

σ'_s = 2.64 Mpa vérifie

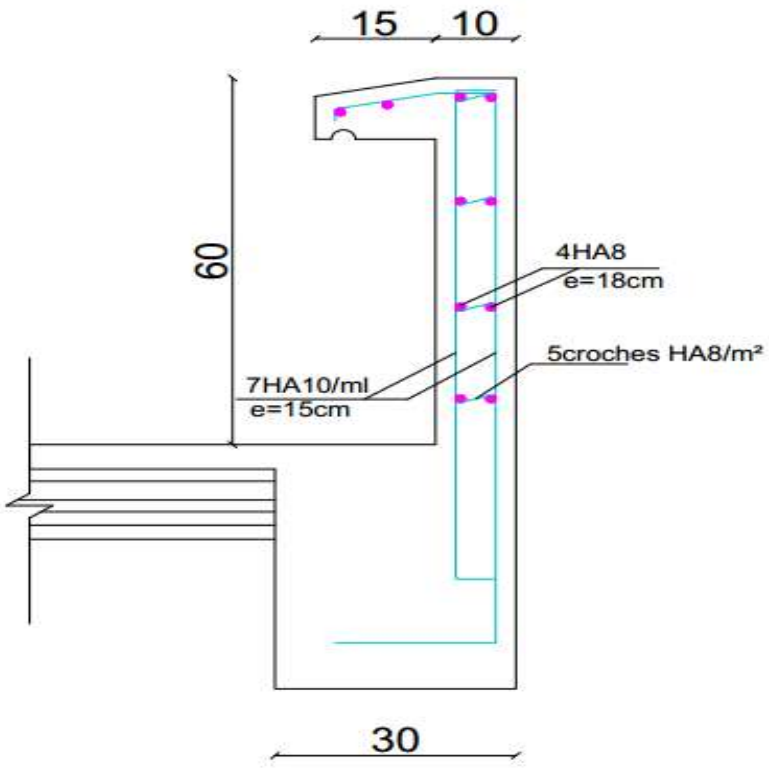


Figure III.4. Détail de ferraillage d'acrotère.

III.2. Escaliers

III.2.1. Introduction

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

III.2.2. Etudes des escaliers à deux volées avec palier intermédiaire

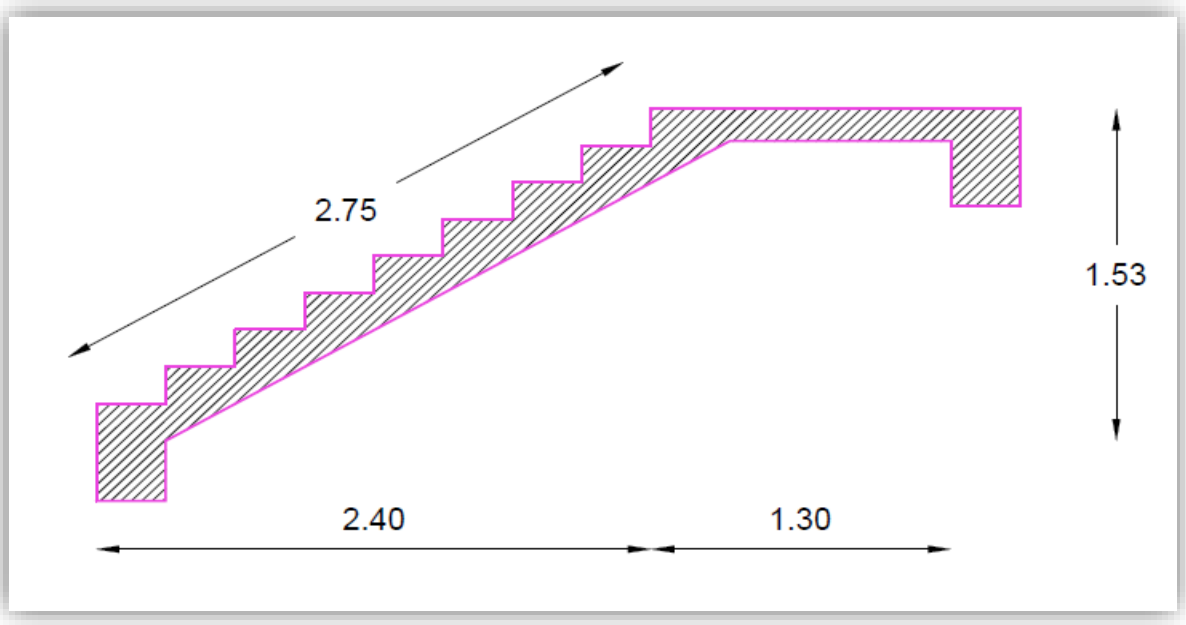


Figure III.5. Dimensions d'escalier.

III.2.2.1. Dimensionement

- ***L'inclinaison de la paillasse :***

$$\tan\alpha = \frac{H}{L} = \frac{153}{240} = 0.637 \alpha = \tan^{-1} 0.637 = 32.52°.$$

- ***La longueur de la paillasse et du palier :***

$$L_{paillasse} = \frac{L1}{\cos\alpha} = \frac{2.4}{\cos(32.52)} = 2.85 \text{ m}.$$

$$L_{total} = \frac{L1}{\cos\alpha} + L2 = \frac{2.4}{\cos(32.52)} + 1.30 = 4.15 \text{ m}.$$

➢ ***Epaisseur de la paillasse et de palier :***

Condition d'épaisseur : $\frac{L}{35} < ep < \frac{L}{30} \Rightarrow \frac{415}{35} < ep < \frac{415}{30}$

D'où : $11.85 < e_p < 13.83$

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

III.2.3. Détermination des charges et surcharges de l'escalier

III.2.3.1. Paillasse

Tableau III.2. Charges et surcharge de la paillasse de l'escalier.

/	Composants	Épaisseur (m)	Poids volumiques (KN /m3)	Poids surfaciques (KN/m2)
1	Carrelage	0.02	22	0.40
2	Mortier de pose	0.02	20	0.40
3	Lit de sable	0.03	18	0.54
4	Poids propre de la paillasse	0.15/cosα	25	4.45
5	Poids propre des marches	0.15/2	25	2.13
6	Enduits en ciment	0.02	18	0.36
/	G (charges permanentes)	8.28 KN/m2		
/	Q (surcharges d'exploitation)	2.5 KN/m2		

III.2.3.2.Palier

Tableau III.3. Charges et surcharge du palier de l'escalier.

/	Composants	Épaisseur (m)	Poids volumiques (KN /m3)	Poids surfaciques (KN/m2)
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	Poids propre de palier	0.15	25	3.75
5	Enduits en ciment	0.02	18	0.36
/	G (charges permanentes)	5.45 KN/m2		
/	Q (surcharges d'exploitation)	2.5 KN/m2		

III.2.4 Détermination des efforts

Tableau III.4. Combinaisons des charges de l'escalier.

/	G (KN/m²)	Q (KN/m2)	P_u (KN/m2)	P_{ser} (KN/m2)
Palier	5.45	2.5	11.11	7.95
Paillasse	8.28	2.5	14.92	10.78

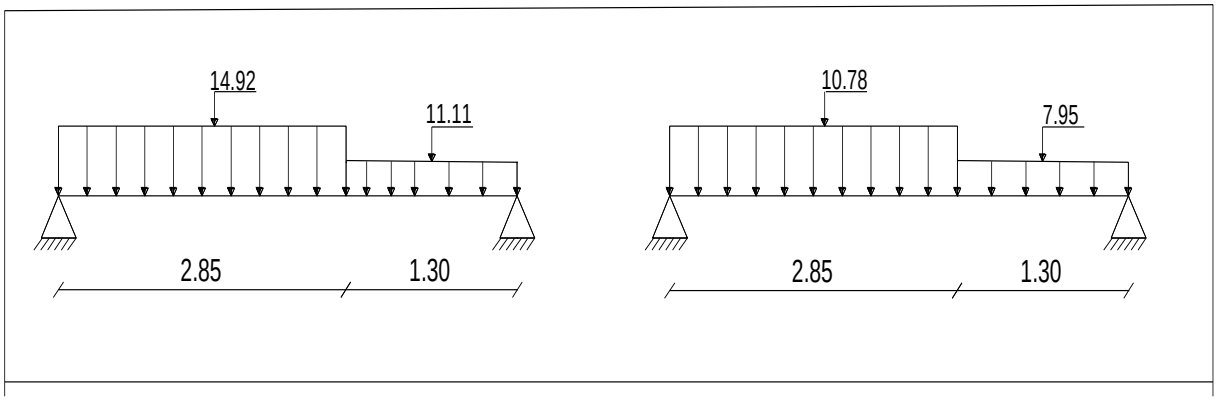


Figure III.6. Distribution des charges **à l'ELU.** **Figure III.7.** Distribution des charges **à l'ELS**

- ***Réactions des appuis :***

Tableau III.5.Réaction des appuis

Réaction	***ELU***	***ELS***
R_a	*26.78KN*	*21.79 KN*
R_b	*30.18 KN*	*19.27 KN*

- ***Effort tranchant et moment fléchissant à l'ELS et l' ELU:***

Tableau III.6. Effort tranchant et moment fléchissant **à l'ELS et l' ELU:**

X	***Moment fléchissant***	***Effort tranchant***
Calcul des sollicitations à ELU		
$\mathbf{0 \leq x \leq 2.85}$	$M(0) = 0\ KN.m$ $M(2.85) = 25.42\ KN.m$	$T(0) = 30.18\ KN$ $T(2.85) = -12.34KN$
$\mathbf{0 \leq x \leq 1.30}$	$M(0) = 0\ KN.m$ $M(1.3) = 25.42\ KN.m$	$T(0) = -26.78\ KN$ $T(1.3) = -12.34KN$
Calcul des sollicitations à ELS :		
$\mathbf{0 \leq x \leq 2.85}$	$M(0) = 0\ KN.m$ $M(2.85) = 18.32\ KN.m$	/
$\mathbf{0 \leq x \leq 1.30}$	$M(0) = 0\ KN.m$ $M(1.3) = 18.32\ KN.m$	/

- ***Calcule moment max à l'ELS et l' ELU:***

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

Tableau III.7. Résultats des moments.

/	*La distance*	*Le moment*		
		M_{MAX}	M_T	M_A
ELU	$x = 2.02\ m$	*30.52KN.m*	*25.94KN.m*	*15.26KN.m*
ELS	$x = 2.02\ m$	*22.02KN.m*	18.72*KN.m*	*11.01KN.m*

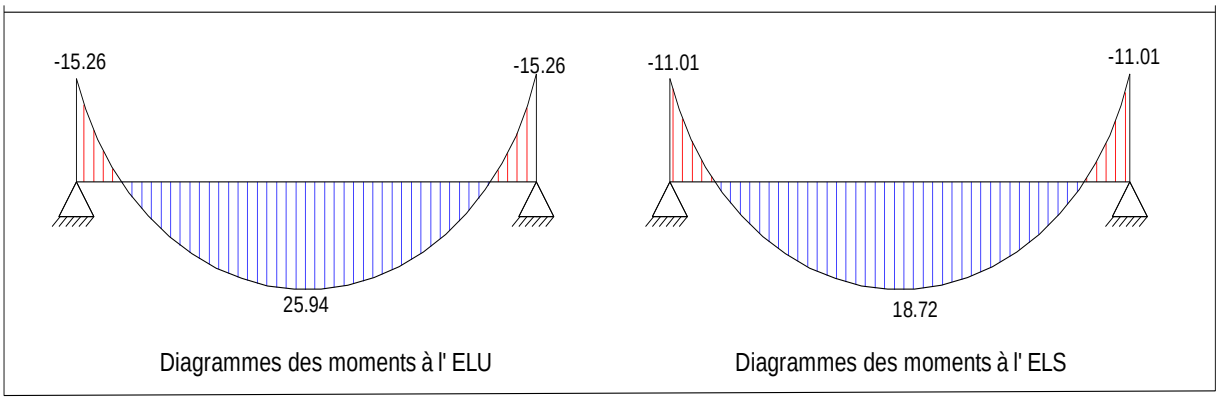


Figure III.8. Diagramme des moments retenus à **l'ELU** et à **l'ELS.**

- ***Conclusion :***

Tableau III.8. Les résultats obtenus

	l'ELU	*l'ELS*
Mt max (KN.m)	*25.94*	*18.72*
Ma max (KN.m)	*15.26*	*11.01*
T max (KN)	*30.18*	/

III.2.5.ferraillage de l'escalier

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

Avec : B=100 cm ; H=15cm ; C = C'= 2.5 cm ; D= 12.5 cm ; σb = 14.17 Mpa ; σ_s= 348 Mpa

A l'ELU :

Tableau III.9. Les résultats du feraillage d'escaliesrs

	M (KN.m)	$\mu < \mu_l$ $\mu = \frac{Mu}{b.d^2.\sigma b}$	β	*Acal (cm²/ml)* $A = \frac{Mu}{\beta.d.\sigma s}$	*Achoisir (cm²)*
En travée	*25.94*	*0.12*	*0.936*	*6.37*	***7HA12=7.92***
Eux appuis	*15.26*	*0.068*	*0.965*	*3.63*	***7HA12=7.92***

- ***Armatures de répartition :***

$$\text{Ar} = \frac{\text{At}}{4} = \frac{7.92}{4} = 1.98\ \text{cm}^2 \Rightarrow \text{Achoisir} = 7\text{HA8} = 3.52\text{cm}^2.$$

$$\text{Ar} = \frac{\text{At}}{4} = \frac{7.92}{4} = 1.98\ \text{cm}^2 \Rightarrow \text{Achoisir} = 7\text{HA8} = 3.52\text{cm}^2.$$

- ***Condition de non fragilité : [ART A4.2.1 EC2]***

$$A_{min} = \min\left(0.26 \times \frac{f_{t28}}{f_e} \times \text{b} \times \text{d}\,;\, 0.0013 \times \text{b} \times \text{d}\right) = 1.63\ \text{cm}^2$$

- ***Les armatures choisis :***

A=7HA8 = 3.52 $\text{cm}^{2.}$

Espacement : **e** = 15 cm

$\mathbf{A_{rep}}$=A/4 = $\frac{3.52}{4}$ = 0.88 ……A_{rep}=3.52 cm^2

Espacement : **e** = 15 cm

Donc : $A_{choisir} > A_{min}$…… ***Condition vérifiée***

- ***Condition d'espacement :***

Tableau III.10. Vérification de l'espacement.

/	***Les armatures longitudinales***	***Les armatures de répartitions***
En travée	*St =15cm ≤ Min [3h=51; 33cm] =33cm*	*St =15cm ≤ Min [4h=68; 45cm]=45cm*
En appuis	*St =15cm ≤ Min [3h=51 ;33cm]=33cm*	*St =15cm ≤ Min[4h=68 ;45cm]=45cm*

III.2.6.Vérification des contraintes

Al'ELS :

- ***Vérification des contraintes :***

La fissuration est considérée comme peu nuisible :

Tableau III.11. Vérification des contraintes.

/	*Mser (KN.m)*	*Achoisir (cm²)*	*Y (cm)*	$I(cm^4)$	$\sigma b(MPA)$	$\overline{\sigma b}\ (MPA)$	*Obs*
En travée	*17.58*	*7.92*	*4.38*	*10633.87*	*7.72*	*15*	***Vérifiée***
En appuis	*10.34*	*7.92*	*4.38*	*10633.87*	*4.54*	*15*	***Vérifiée***

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

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

T= 30.18 KN

$$\tau = \frac{Tu}{b.d} = \frac{30.18x10^3}{1000x125} = 0.24\ MPA$$

$$\bar{\tau} = \min\left(\frac{0.2\ x\ fc28}{\gamma b}; 5MPA\right)$$ ***Fissuration peu nuisible***

$$\tau = 0.24\ MPA \leq \bar{\tau} = 3.33\ MPA$$ ***Vérifiée***

Conclusion :

Le choix :

- ✓ ***En travée*** : A_t***=7HA12 =7.92 cm².***
- ✓ ***En appuis : Aa=7HA12 = 7.92 cm².***
- ✓ ***Armatures de répartition : Ar=7HA8=3.52 cm².***

Avec : s_t***=15cm***

- ***Condition de la flèche :***

Il n'est pas nécessaire de calculer la flèche si les inégalités suivantes sont vérifiées (Annexe B)

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{20}\frac{Mt}{M0} \quad \Rightarrow \quad \frac{0.15}{4.05} = 0.037 < \frac{1}{20} \times \frac{17.58}{21.79} = 0.040$$ ***Condition non Vérifiée***

$$\frac{A}{b0.d} \leq \frac{2}{fe} \quad \Rightarrow \quad \frac{7.92}{100\times12.5} = 0.0063 > \frac{2}{400} = 0.005$$ ***Condition non Vérifiée***

Remarque:

Puisque les conditions précédentes ne sont pas vérifiées on se repose sur ***[CBA93 ANEXXE(D)]*** pour calculer la flèche.

Les résultats sont dans le tableau suivant :

Tableau III.12. Résultats de la flèche.

f_i *(mm)*	$\bar{f}$*(mm)*	*Observation*
$\frac{M_t.l^2}{10.E_i I_{fi}} = \frac{(17.58x10^6).(4.05x10^3)^2}{10x32164.2x12954.25x10^4} = 6.93$	$\frac{l}{500} = \frac{4050}{500} = 8.1$	***Condition vérifiée***

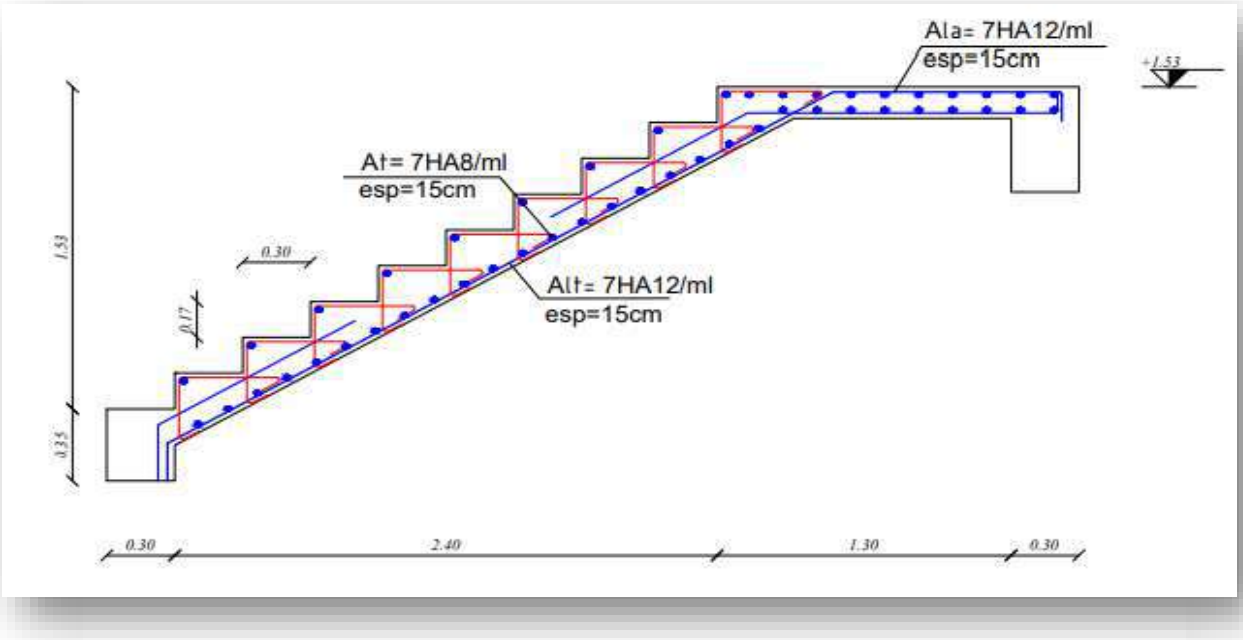


Figure III.9. Détail de ferraillage d'escalier.

III.2.7.Poutre palier

La poutre palière a pour rôle de supporter le poids d'escalier, elle sera calculée en ***flexion Simple.*** Elle a une section (b×h) avec longueur de ***3.45m***.

III.2.7.1. Evaluation des charges

Poids propre de la poutre *: Pp=0.3×0.35×25 = 2.625kN/ml*

Les réactions d'appuis *:*

$\begin{cases} R(ELU) = 29.07KN \\ R(ELS) = 20.97KN \end{cases}$ ***Donc :***

$$\begin{cases} P_U = \frac{(Ra \times Rb)}{L} + 1.35\ pp = \frac{(29.07 \times 2)}{3.15} + (1.35 \times\ 2.625) =\ 22.00KN \\ P_{Ser} = \frac{(Ra \times Rb)}{L} +\ pp = \frac{(20.97 \times 2)}{3.15} +\ 2.625 = 15.94KN \end{cases}$$

III.2.7.2.calcul des efforts

Le calcul s'effectue comme pour une poutre semi encastrée sur les deux appuis,

La méthode ***R.D.M*** *donne :*

Tableau III.13. Les résultats des efforts.

/	R_a (KN)	M_a(KN.m)	M_t(KN.m)
	$R_a = R_b = \frac{P_{U\times}L}{2}$	$M_a = M_b = 0.5Mo$	$M_{t\,max} = 0.85Mo$
ELU	34.65	13.64	23.19
ELS	25.11	9.89	16.80

- ***Ferraillage de la poutre palière (Flexion Simple)***

Al' ELU :

Tableau III.14. Les résultats du ferraillage de la poutre palière.

	M (KN.m)	$\mu < \mu_l$ $\mu = \frac{Mu}{b.d^2.\sigma b}$	β	Acal (cm²/ml) $A = \frac{Mu}{\beta.d.\sigma s}$	Achoisir (cm²)
En travée	23.19	0.052	0.973	2.10	**3HA12=3.39**
Eux appuis	13.64	0.030	0.985	1.22	**3HA12=3.39**

- ***Vérification des contraintes :***

Al' ELS :

La fissuration est considérée comme peu nuisible.

Tableau III.15. Vérification des contraintes de la poutre palière.

/	Mser (KN.m)	Achoisr (cm²)	σb (MPA)	$\overline{\sigma b}$ (MPA)	Obs	σs (MPA)	$\sigma s'$ (MPA)	$\overline{\sigma s}$ (MPA)	Obs
En travée	16.80	3.39	3.62	15	**C.V**	165.93	37.40	**201.63**	**C.V**
En appuis	9.89	3.39	1.33	15	**C.V**	17.11	17.11	**201.63**	**C.V**

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

V_u= 34.65 KN

$$\tau = \frac{Vu}{b.d} = \frac{34.65x10^3}{300x325} = 0.35 \text{ MPA}$$

$$\bar{\tau} = \min\left(\frac{0.15 \text{ x } fc28}{\gamma b}; 4MPA\right) = \min\left(\frac{0.15x\ 25}{1.5} = 2.5\ ;\ 5MPA\right) = 2.5$$ ***Fissuration peu nuisible***

$\tau = 0.35 \text{ MPA} \leq \bar{\tau} = 2.5 \text{ MPA}$ ***Vérifiée***

➢ ***Les armatures transversalles :***

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

$\emptyset_t \leq (10; 12; 30)$mm …..$\emptyset_t \leq 10$mm On prendre $\emptyset_t = 8$ mm

At=$\frac{\pi\times\emptyset 2}{4}$=$\frac{\pi\times 0.8*0.8}{4}$=0.5cm^2

Avec: nt **=4At** = 2 cm^{2}Donc on adopter: At =4HA8 = 2.01 cm^2

➢ ***L'espacemen St :***

Zone nodale :$\overline{St}$≤min $[\frac{h}{4} = \frac{35}{4} = 8.75cm ; 12\emptyset t = 12 \times 0.8 = 9.6cm] = 8.75cm$

Zone courant :$\overline{St}$=min [0.9d=29.25cm ; 40cm] =29.25cm

- **On adopter les valeurs suivantes :**

Zone nodale : St=10cm ≤ $\overline{St}$=10cm……..CV

Zone courant : St=15cm≤$\overline{St}$ =29.25cm…….CV

Vérification de flèche :

Il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche si les 3 inégalités sont vérifiées (Annexe B) :

$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{10}\frac{Mt}{M0} \Rightarrow \frac{35}{315} = 0.11 \geq \frac{Mt}{15M0} = \frac{1}{15} \times \frac{16.80}{19.77} = 0.056$ ***Condition Vérifiée***

$\frac{A}{b_0.d} \leq \frac{4.2}{fe} = \frac{3.39}{30\times 32.5} = 0.0034 < \frac{4.2}{400} = 0.01$ ***Condition Vérifiée***

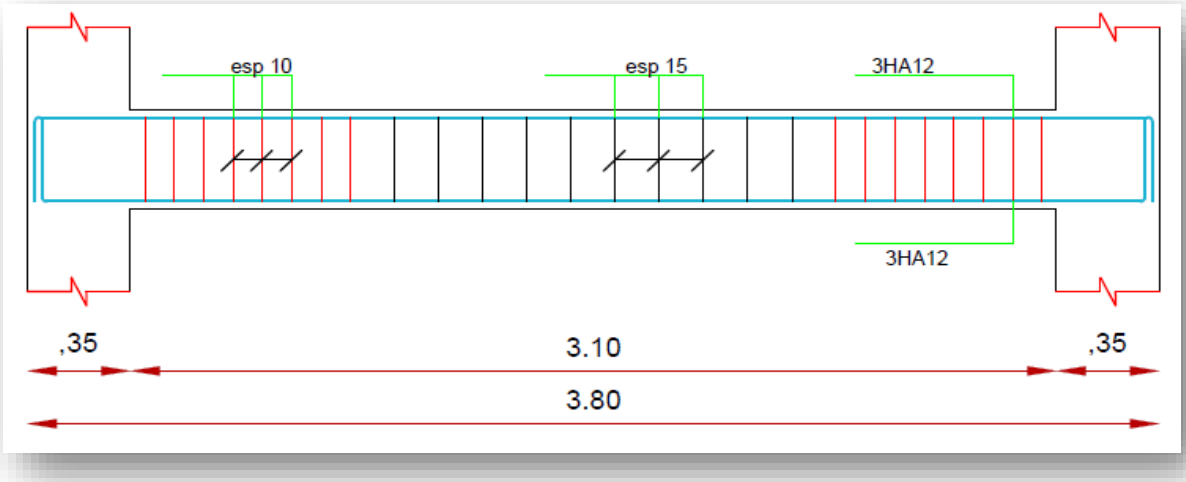


Figure III.10. Détail de ferraillage de poutre palier.

III.3. Dalle pleine

III.3.1. Introduction

La dalle pleine est un plancher en BA coulé sur un coffrage plat. Le calcul se fait en flexion simple. Ce type de plancher est très utilisé dans les structures, notamment pour les formes irrégulières.

✓ ***Calcul de la charge totale :***

G = 6.91 KN/m² } P_u= 14.58 KN/m²

Q = 3.5 KN/m² } P_{ser}= 10.41 KN/m²

III.3.2. Les déférents types des dalles pleines

III.3.2. Premier type : (dalle reposant sur 3 appuis)

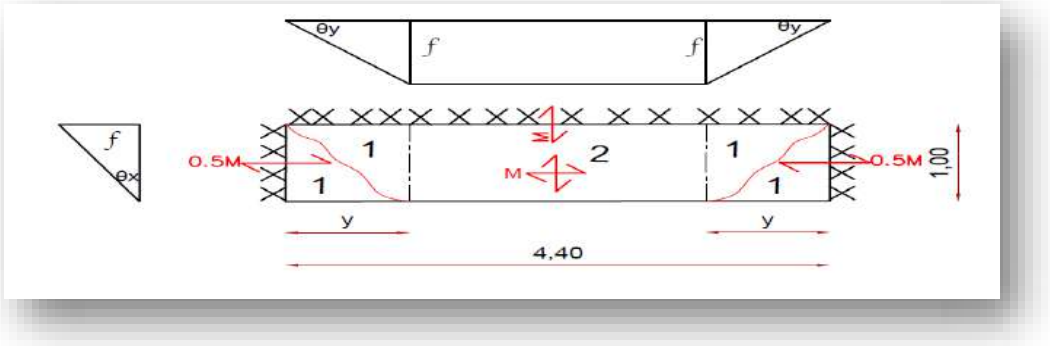


Figure III.11. Dalle reposant sur 3 appuis.

✓ ***Détermination de M :***

On va utiliser la méthode des lignes de rupture (annexe C) pour la détermination des moments, à l'ELU et la méthode forfaitaire (annexe D) pour la détermination des moments à l'ELS.

Tableau III.16. Calcul des moments.

ELU	ELS
pu = 1.35× 6.91+1.5×3.5 = 14.58 KN/m	pser = 6.91+ 3.5 = 10.41 KN/m
Mu = M =0.22× pu = 3.20 KN.m	Mser = M =0.22× pu = 2.29 KN.m
Mt = M = 3.20 KN.m Ma = 0.5M = 1.60 KN.m	Mt = Pser×Lx^2/10 = 1.041 KN.m Ma = -Pser×Lx^2/16 = -0.65 KN.m

$2.046 \times y^2 + 1.98 \times y - 6.6 = 0$; y = 1.376 ; M = 0.22pu.

III.3.2.1. Calcul du ferraillage à l'ELU

Tableau III.17. Les résultats du ferraillage de la dalle pleine.

	M (KN.m)	$\mu < \mu_l \ldots CV$		β	$Acal\ (cm^2) \geq Amin\ (cm^2) \ldots CNV$		A choisir (cm^2)
		$\mu = \frac{Mu}{b.d^2.\sigma b}$	μ		$A = \frac{Mu}{\beta.d.\sigma s}$	$Amin = \frac{b \times h}{1000}$	
En travée	3.20	0.014	0.392	0.993	0.74	1.5	**7HA8=3.52**
Eux appuis	1.60	0.0072	0.392	0.997	0.368	1.5	**7HA8=3.52**

- ***Condition d'espacement :***

$St = \frac{100}{7} = 14.28 \approx 15cm \leq \overline{St} = \text{Min}\,[3h = 45\ ;\ 33cm] = 33cm$ ***Condition vérifiée.***

III.3.2.2. Vérification des contraintes à l'ELS

La fissuration est considérée comme peu nuisible :

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

	M (KN.)	Achoisir (cm^2)	$\sigma b(MPA)$	$\overline{\sigma b}(MPA)$	$\sigma s(MPA)$	$\sigma'(MPA)$	$\overline{\sigma s}(MPA)$	A choisi (cm^2)
			$\frac{Mser}{I}.y$	$0.6.fc28$				
En travée	1.041	3.52	0.25	15	2.54	2.54	201.63	**Vérifiée**
En appuis	0.65	3.52	0.16	15	1.58	1.58	201.63	**Vérifiée**

Donc : les armatures calculées ***à 'ELU.*** Seront maintenues.

III.3.2.3. Vérification de l'effort tranchant

En général, on ne dispose pas d'armatures transversales dans les dalles. On n'aura pas besoin d'armatures transversales dans les dalles si la condition suivante est satisfaite :

$$\tau = \frac{v}{b_0.d} \leq \frac{0.07}{\gamma_b} f_{c28}$$

Tableau III.19. Vérification des contraintes de cisaillement**.**

Dalle		$T_u(kN)$		*Tmax*	*Tadm*	*Vérifiée*
b (cm)	e (cm)	Sens- X	6.55	0.0524	1,17	Oui
100	15	Sens-Y	4.86	0.033	1,17	Oui

Donc : le béton seul résiste à l'effort de cisaillement et les armatures transversales ne sont pas nécessaires

III.3.2.4. Condition de la flèche

Il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche si les 2 inégalités sont vérifiées (Annexe B) :

$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{20}\frac{Mt}{M0} \Rightarrow \frac{0.15}{1} = 0.15 > \frac{1}{20} \times \frac{3.20}{25.19} = 0.0635$ ***Vérifiée***

$\frac{A}{b0.d} \leq \frac{2}{fe} \Rightarrow \frac{3.93}{100\times12.5} = 0.0031 < \frac{2}{400} = 0.005$ ***Vérifiée***

III.3.3. Deuxième type : (dalle triangulaire encastre dans les 3 cotes)

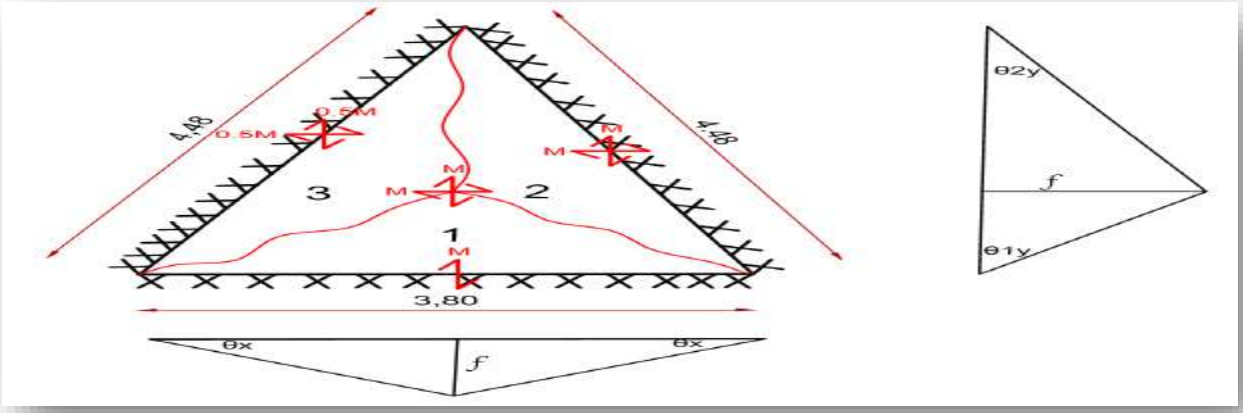


Figure III.12. Dalle triangulaire encastre dans les 3 cote

Tableau III.20. Calcul des moments.

ELU	ELS
pu = 11.58 KN/m	pser = 8.41 KN/m
Mu =1.74 KN.m	Mser = $0.0576\times8.41\times3.80^2$=6.99 KN.m
Mt = 1.74 KN.m Ma = 1.74 KN.m	Mtx=Mty =0.75×6.99=5.24 KN.m Max=Mty = -0.5×6.99=3.50 KN.m

$2.26\times y^2 + 26.88 \times y - 60 = 0$; y = 1.92 ; M = 0.15pu.

III.3.3.1. Calcul du ferraillage à l'ELU

Tableau III.21. Les résultats du ferraillage de la dalle pleine.

		M (KN.m	$\mu < \mu_l$…CV		β	Acal (cm^2)≥Amin (cm^2) ..CNV		A choisir (cm^2)
			$\mu = \frac{Mu}{b.d^2.\sigma b}$	μl		$A = \frac{Mu}{\beta.d.\sigma s}$	Amin=$\frac{b \times h}{1000}$	
En travée	x	1.74	0.0078	0.392	0.996	0.40	1.5	7HA8=3.52
	y		0.0092	0.392	0.996	0.40	1.5	7HA8=3.52
Eux appuis	x	1.74	0.0078	0.392	0.996	0.40	1.5	7HA8=3.52
	y		0.0092	0.392	0.996	0.40	1.5	7HA8=3.52

- ***Condition d'espacement :***

$\text{St} = \frac{100}{5} = 20\text{cm} \leq \overline{St} = \text{Min}\,[3\text{h} = 45\,;\ 33\text{cm}] = 33\text{cm}$ ***Condition vérifiée.***

III.3.3.2. Vérification des contraintes à l'ELS

La fissuration est considérée comme peu nuisible :

Tableau III.22. Vérification des contraintes **à l'ELS :**

	M (KN.m)	Achoisir (cm^2)	σb(MPA)	$\overline{\sigma b}$(MPA)	σs (MPA)	σ' (MPA)	$\overline{\sigma s}$ (MPA)	A choisi (cm^2)
			$\frac{Mser}{I}.y$	0.6. $fc28$				
En travée	5.24	3.52	1.28	15	12.77	12.77	201.63	Vérifiée
En appuis	3.50	3.52	0.85	15	8.53	8.53	201.63	Vérifiée

Donc : les armatures calculées ***à 'ELU.*** Seront maintenues.

III.3.3.3. Vérification de l'effort tranchant

Tableau III.23. Vérification des contraintes de cisaillement**.**

Dalle		$T_u(kN)$		Tmax	Tadm	Vérifiée
b (cm)	e (cm)	Sens- X	15.45	0.1236	1,17	Oui
100	15	Sens-Y	14.67	0.1174	1,17	Oui

Donc : le béton seul résiste à l'effort de cisaillement et les armatures transversales ne sont pas nécessaires

III.3.3.4. Condition de la flèche

Il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche si les 2 inégalités sont vérifiées (Annexe B) :

$\frac{\text{h}}{\text{l}} \geq \frac{1}{20}\frac{\text{Mt}}{\text{M0}} \Rightarrow \frac{0.15}{1} = 0.15 > \frac{1}{20} \times \frac{3.20}{25.19} = 0.0635$ ***Vérifiée***

$\frac{\text{A}}{\text{b0.d}} \leq \frac{2}{\text{fe}} \Rightarrow \frac{3.52}{100 \times 12.5} = 0.0028 < \frac{2}{400} = 0.005$ ***Vérifié***

III.4.Calcul des poutrelles

III.4.1. Introduction

Les planchers sont les parties horizontales d'une construction dont les largeurs sont nettement supérieures aux épaisseurs. Ils s'appuient sur les éléments porteurs (poutres, murs, porteurs.) et ils sont considérés comme des éléments infiniment rigides horizontalement (éléments indéformables).

III.4.2. Plancher à corps creux

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

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

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

- ✓ La dalle de compression.
- ✓ Les poutrelles

III.4.2.1. La dalle de compression

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

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

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

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

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

Avec :

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

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

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

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

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

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

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

$A_{t2} = 4\,\emptyset\,5 = 0.78cm^2$ avec un éspacement de $25cm$.

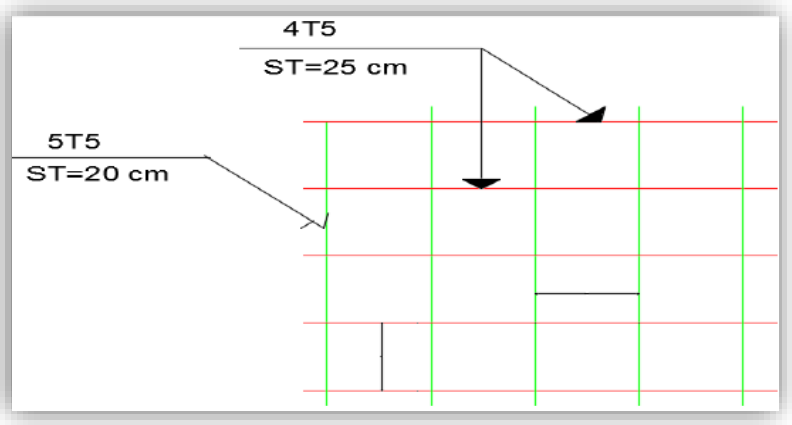


Figure III.13. Disposition des armatures de la dalle de compression.

III.4.2.2. Types des poutrelles

➢ . On a 5types des poutrelles à étudier.

Le calcul se fait en deux étapes :

➢ ***Avant le coulage de la table de compression :***

Dans cette étape la poutrelle est considérée comme poutre isostatique. Elle supporte son poids propre, le poids propre du corps creux et la charge due au poids de l'ouvrier ainsi que le poids des matériaux et des coffrages éventuellement existés, qui est égale à :

Q= Max (1 KN ; 0.5L KN), Localisée au milieu de la travée ***[B.6.8.4.1.2].***

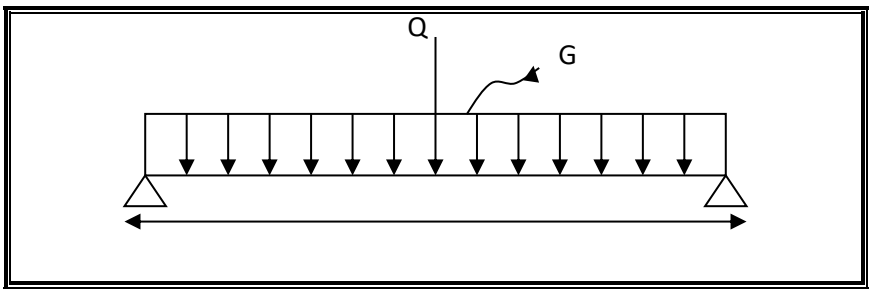


Figure III.14. Poutrelle avant coulage**.**

- ***Charges et surcharges :***

Tableau III.24. Charge et surcharge

Charges permanentes	G (KN/ml)
Poids de la poutrelle : 0.12×0.04×25=0.12KN/ml	0.72
Poids du corps creux : 0.60×1=0.60 KN/ml	
Surcharge d 'exploitation	Q(KN)
Poids de l'ouvrier et les matériaux : Max (1KN e0.5L) =0.5L=0.5×4.95=2.475KN/ml	2.475

Calcul des étaiements :

$$f\max = \frac{5\times GL^4}{384\times EI} + \frac{Ql^3}{48EI} = \frac{5\times 0.72\times 4950^4}{384\times 10818.87\times 640000} + \frac{2.475\times 1000\times 4950^3}{48\times 10818.87\times 640000} = 577.232 \text{ mm.}$$

$f_{adm} = {}^{L}/_{500} = {}^{4950}/_{500} = 9.9$ mm.

Donc : $\rightarrow f_{max} \geq f_{adm}$ =C.N.V

- ***choix du Nombre d'étaiement :***

Tableau III.25. Nombre d'étaiements choisiss.

Étaiement	G	Q	fc28	E (MPA)	L (mm)	I (mm4)	F max (mm)	F barr (mm)	F<F bar
0	0.72	2.475	25	10818.86	4950	640000	1716.09	9.9	cnv
1	0.72	1.2375	25	10818.86	2475	640000	107.25	4.95	cnv
2	0.72	1	25	10818.86	1650	640000	23.55	3.3	cnv
3	0.72	1	25	10818.86	1237.5	640000	8.87	2.475	cnv
4	0.72	1	25	10818.86	990	640000	4.22	1.98	cnv
5	0.72	1	25	10818.86	825	640000	2.31	1.65	cnv
6	0.72	1	25	10818.86	707.14	640000	1.40	1.42	cv

Conclusion :On doit prévoir 6 étaiements de 0,70 m de distance.

- ***Apres le coulage de la table de compression :***

Dans cette étape la poutrelle travaille comme une poutre continue

- ***Méthodes de calcul***

Après le coulage du béton, les poutrelles appuyées deviennent des poutres continues (hyperstatiques), le calcul des poutrelles sera fait à l'aide de la méthode forfaitaire après la vérification des conditions de la méthode, Si la méthode forfaitaire n'est pas applicable, on fait appel à la méthode de Caquot.

- ***Calcul des sollicitations:***

Tableau III.26. Calcul des sollicitations**.**

Plancher	G (KN/m²)	Q (KN/m²)	L (m)	G (KN/ml)	Q (KN/ml)	ELU	ELS
terrasse	6.67	1	0.60	4.002	0.6	6.302	4.602
Habitation	6.36	1.5	0.60	3.816	0.9	6.501	4.716

- ***methode caquot :***
- ***sollicitations dans la poutrelle à troi travées (ELU)et(ELS) :***

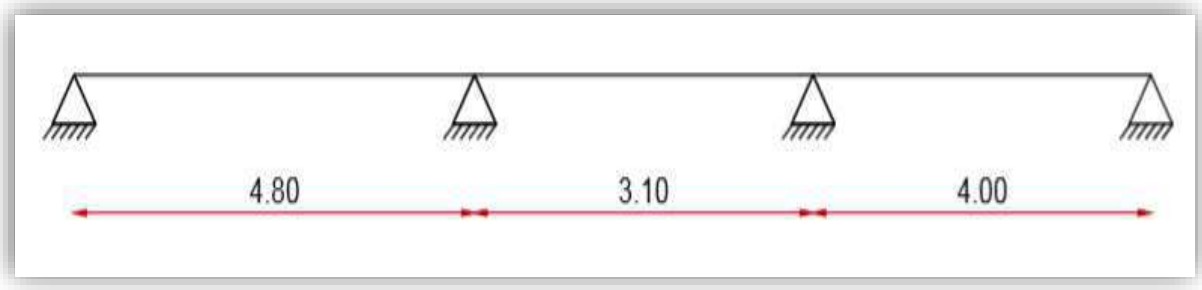


Figure III.15. Type2 (poutrelle à trois travées)

Tableau III.27. Différentes sollicitations dans la poutrelle à trois travées **(ELU)** et **(ELS).**

ELU									
travées	qu (KN)	L (m)	L'(m)	M_0 (KNm)	Mw (KNm)	M_e (KNm)	M_t	T_w	T_e
AB	6.5016	4.8	4.8	18.725	3.745	13.222	**10.241**	13.629	**-17.578**
BC	6.5016	3.1	2.48	7.810	**13.222**	9.355	-3.478	11.325	-8.830
CD	6.5016	4	4	13.003	9.355	2.600	7.025	14.692	-11.315

ELS							
travées	q ser (KN)	L (m)	L'(m)	M_0 (KNm)	Mw(KNm)	M_e (KNm)	M_t
AB	4.716	4.8	4.8	13.582	2.716	**9.591**	**7.428**
BC	4.716	3.1	2.48	5.665	**9.591**	6.786	-2.523
CD	4.716	4	4	9.432	6.786	1.886	5.096

- ***sollicitations dans la poutrelle à quatre travées (ELU)et(ELS) :(methode caquot)***

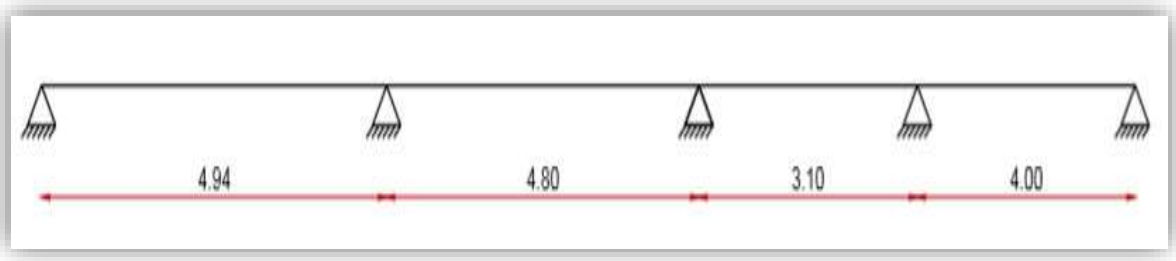


Figure III.16. Type4 (poutrelle à quatre travées)

Tableau III.28. Différentes sollicitations dans la poutrelle à quatre travées **(ELU)** et **(ELS).**

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
AB	6.5016	4.94	4.94	19.833	3.967	**15.435**	**10.132**	13.737	**-18.381**
BC	6.5016	4.8	3.84	18.723	**15.435**	8.699	6.657	17.007	-14.200
CD	6.5016	3.1	2.48	7.810	8.699	9.355	-1.217	9.866	-10.289
DE	6.5016	4	4	13.003	9.355	2.600	7.025	14.692	-11.315

ELS							
Travées	q ser (KN)	L (m)	L'(m)	M_0 (KNm)	Mw(KNm)	M_e (KNm)	M_t
AB	4.716	4.94	4.94	14.386	2.877	**11.196**	**7.349**
BC	4.716	4.8	3.84	13.582	**11.196**	6.310	4.829
CD	4.716	3.1	2.48	5.665	6.310	6.786	-0.883
DE	4.716	4	4	9.432	6.786	1.886	5.096

Résultat final :

Tableau III.29. Résultats des sollicitations.

/	*ELU*			*ELS*	
/	***Mt (max)***	***Ma (max)***	***T max***	***Ma (max)***	***Mt (max)***
Sollicitation	*10.241*	*15.435*	*18.381*	*7.428*	*11.196*
Référence	*Type 2*	*Type 4*	*Type 4*	*Type 2*	*Type 4*

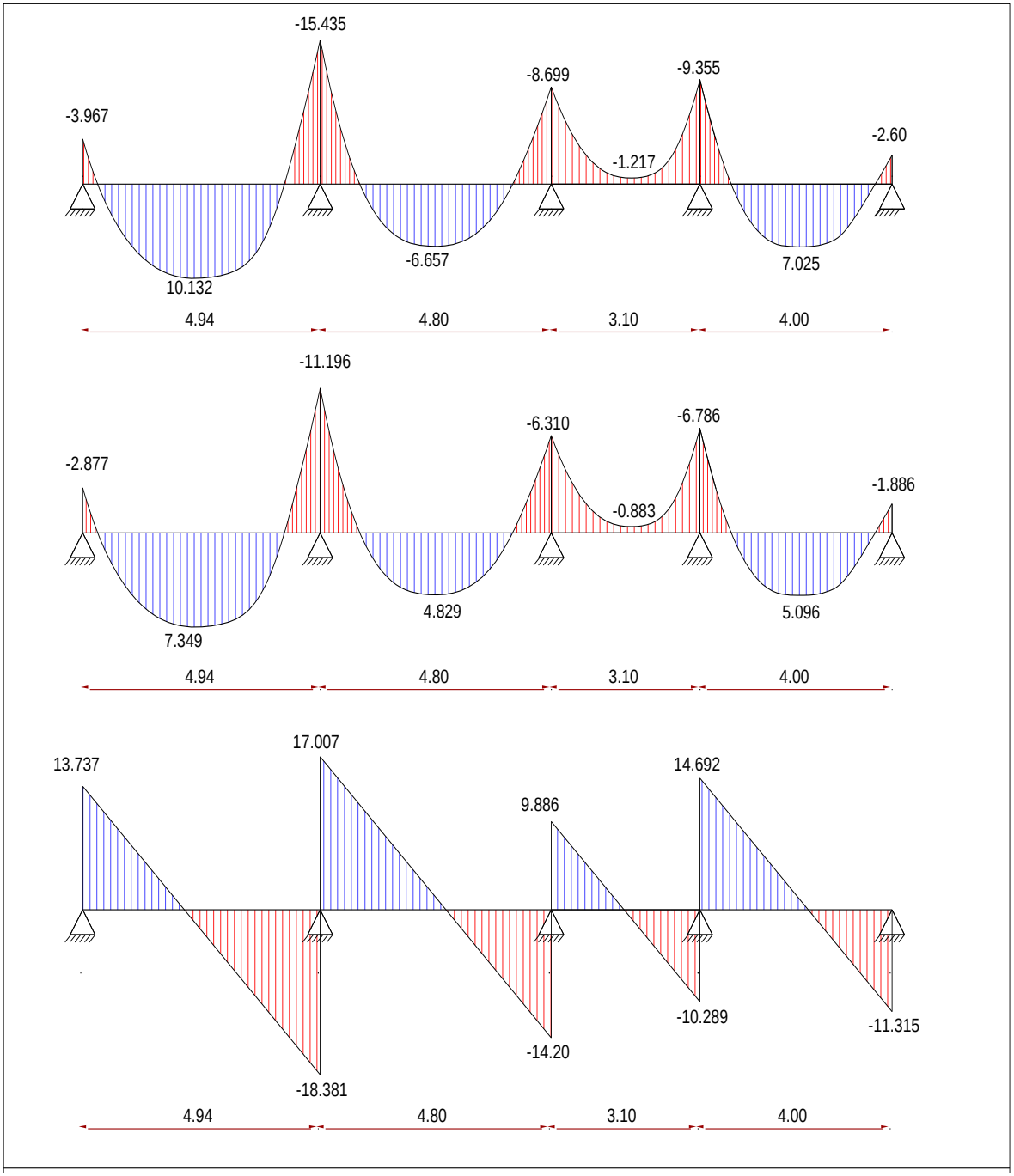


Figure III.17. Diagramme sollicitations dans la poutrelle à quatre travées **(ELU)** et **(ELS).**

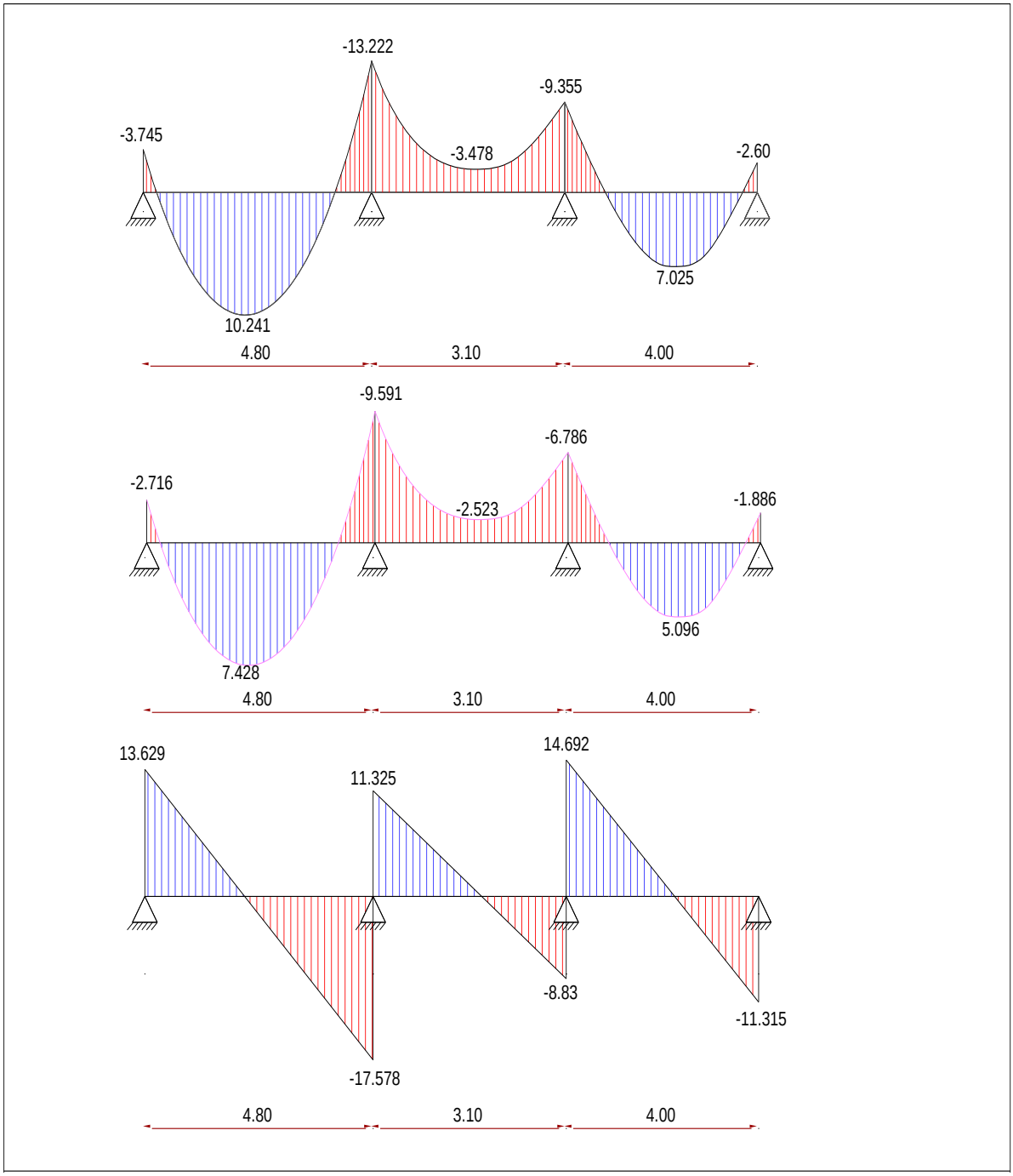


Figure III.18. Diagramme sollicitations dans la poutrelle à trois travées **(ELU)** et **(ELS).**

III.4.3.Ferraillage des poutrelles

Tableau III.30. Calcul et vérification des armatures.

		En travée	Aux appuis
E L U	**Mu (KN/m)**	10.241	15.435
	M_0 (KN/m)	M0 = σb. b. h0 (d- h0 /2) = 14.2 x 10^3 x 0.60 x 0.04 (0.22 – 0.04 /2) M0 = 68.16KN/m	
		Mu < M_0 ⇒ l'axe neutre appartient à la table ⇒étude d'une section rectangulaire (b*h) = (60*25) ⇒ calcul en flexion simple	La table étant entièrement tendue, Le calcul se fera pour une section rectangulaire (b*h) = (12*25) ⇒ calcul en flexion simple
	μ	0.024	0.037
	μl	**0.392**	
	μ ≤ μl	**Vérifiée**	**Vérifiée**
	A' (cm^2)	0	0
	β	0.988	0.982
	A (cm^2)	1.35	2.05
	A_{choisi} (cm^2)	2.35	2.26
	Le choix	**2HA10**	**1HA10+2chap10**
Vérification a l'ELS			
E L S	**M_{ser} (KN/m)**	7.428	11.196
	y1 (cm)	3.78	5.85
	IG (cm^4)	11068.94	12983.18
	σ b (MPa)	2.54	5.05
	σ b_{bar} (MPa)	15	15
	σ b ≤ $\bar{}$σ b	**Vérifiée**	**Vérifiée**

III.4.4. Vérifications

III.4.4.1. Vérification de l'effort tranchant [ART A.5.1.1 CBA93]

T_{max} = 18.381 KN

$\tau = \frac{Tu}{b \times d} = \frac{18.381 \times 10^3}{120 \times 220} = 0.696\ MPA \bar{\tau} = \min\left(\frac{0.2 x fc28}{\gamma b}; 5MPA\right)$ ***Fissuration peu nuisible***

$\bar{\tau} = \left(\frac{0.2 \times 25}{1.5} = 3.33; 5\right) = 3.33\ MPA \rightarrow \tau = 0.67\ MPA \leq \bar{\tau} = 3.33\ MPA$ ***Condition Vérifiée***

III.4.4.2 .Diamètre des armatures transversales

Le diamètre $\emptyset_t$ des armatures transversales doit être inférieur ou égal à la valeur minimale suivante : $\emptyset_t \leq Min\left(\frac{h}{35}; \emptyset_l; \frac{b_0}{10}\right)$

$\emptyset_t \leq (\frac{200}{35}; 12; \frac{120}{10})$mm $\rightarrow \emptyset_t \leq (5.71; 12; 12)$mm $\rightarrow\rightarrow \emptyset_t = 5.71$mm.

On adopte: $\emptyset_t \leq 5.71$ mm, on prend: $\emptyset_t = 6$mm

at $= \frac{\pi \emptyset_t^{\,2}}{4} = 28.26\text{mm}^2$.

Avec:

At =at × nt = 0.28 × 2 = 0.56 cm^2.

at : section d'une barre = at = 0.28 cm²

nt: nombre des barres= nt = 2

At ≥ At_{min} => 0.56 ≥ 0.54 ……***Condition Vérifiée***

III.4.4.3 . Espacement des armatures transversales [ART A.5.1.2.2 CBA93]

$S_t \leq$ Min$\begin{cases} 0.9d \\ 40\text{cm} \end{cases}$ = (19.8; 40 cm)

Donc: St=15 cm.

III.4.4.4. Vérification de la flèche

Il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche si les 3 inégalités sont vérifiées (Annexe B) :

$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{15M_0}$ → 0.034≤ 0.04***Condition non Vérifiée***

$\rho \leq \frac{3.6}{f_e} = \rightarrow 0.009 \geq 0.0089$. ***Avec*** $\rho = \frac{A}{bd}$***Condition non Vérifiée***

Remarque:

Puisque les conditions précédentes ne sont pas vérifiées on se repose sur

[CBA93 ANEXXE(D)] *pour* calculer la flèche

Les résultats sont dans le tableau suivant :

Tableau III.31. Vérification de la flèche des poutrelles

f_i *(mm)*	$\bar{f}$*(mm)*	*Observation*
$\frac{M_t . l^2}{10 . E_i I_{fi}} = \frac{7.428 \times 10^6 \times (4.95 \times 10^3)^2}{10 \times 32164.20 \times 8373.07 \times 10^4} = 6.75$	$\frac{l}{500} = \frac{4950}{500} = 9.9$	***Condition vérifiée***

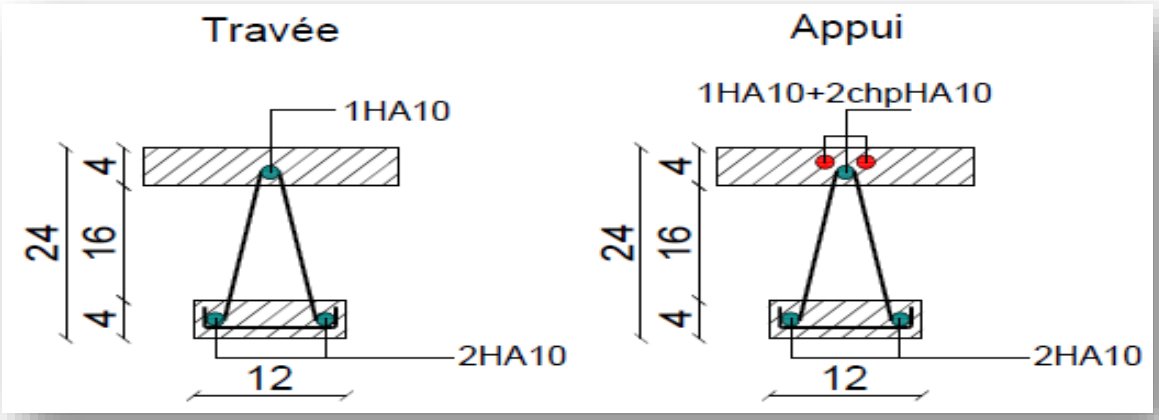


Figure III.19. Détail de ferraillage des poutrelles

III.5. DALLE MACHINE

III.5.1. Introduction

La dalle machine est une dalle pleine, qui reprend un chargement important par rapport à celle des dalles de la structure, cela est due au mouvement de l'ascenseur ainsi qu'à son poids, en tenant compte de la variation des effets de la machine par rapport à la dalle.

III.5.2. Pré dimensionnement de la dalle

On a deux conditions à vérifiées :

- ***Critère de résistance :***

Pour une dalle reposant sur 3 ou 4 appuis : Lx/45≤e≤Lx/40

Avec : Lx : la plus petite portée de la dalle mesurée entre nus des appuis [L_{max} = 1.80m]

e : l'épaisseur de la dalle.

$$\text{Alors : } \frac{180}{45} \leq e \leq \frac{180}{40} \Longrightarrow \quad 4.00 \leq e \leq 4.50$$

- ***Condition de L'E.N. A :***

L'entreprise nationale des ascenseurs (E.N.A) préconise que l'épaisseur de la dalle machine soit : e ≥ 25cm, donc on prend e = 25 cm.

III.5.3. Détermination des charges permanente et charges d'exploitation

On a un seul types d'ascenseurs (Monte Personnes) .

Charges permanentes :

Tableau III.32. Poids de la machine**.**

P(Kg)								
P1	**P2**	**P3**	**P4**	**P5**	**P6**	**P7**	**P8**	**P9**
8400	3200	200	600	800	1250	700	1100	1000

Poids de la machine supportée : q = $\frac{\Sigma \text{ Pi}}{S} = \frac{17250}{4.23}$ = 4078,01 kg/m² = 40,78 kN/m².

Poids propre de la dalle = 0,25x25 = 6,25 kN/m².

G = (40,78) +6,25 = **47,03 kN/m²**

- ***Charges exploitations :***

Q = 1250 kg (concentrée)

Q = 1,50 kN/m² (répartie)

Tableau III.33. Détermination des charges**.**

G (kN/m²)	Q (kN/m²)	P_u (kN/m²)	P_{ser} (kN/m²)
47,03	1,5	65,74	48,53

III.5.4. Détermination des sollicitations

On va utiliser la méthode des lignes de rupture (annexe C) pour la détermination des moments L'ELU et la méthode forfaitaire (annexe D) pour la détermination des moments.

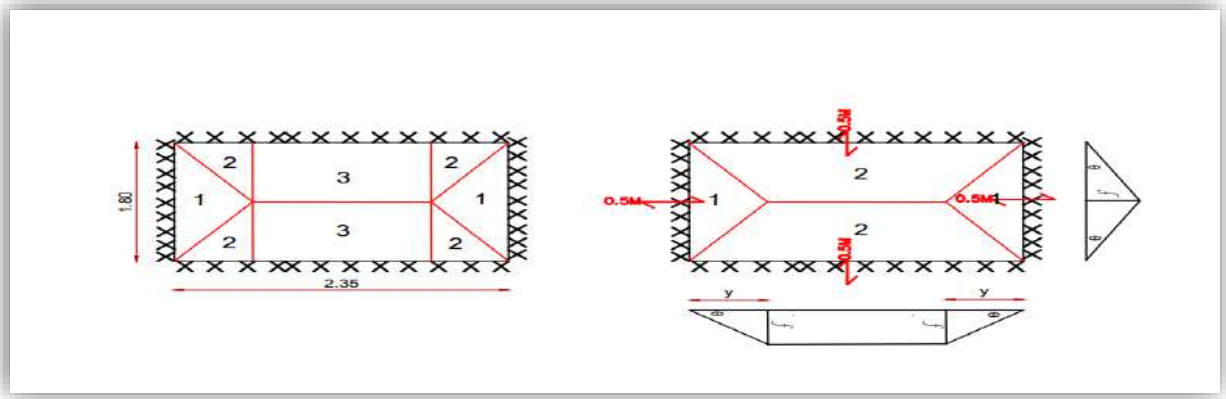


Figure III.20. Les encastrements et les dimensions de la dalle machine

Tableau III.34. Sollicitations de la dalle machine.

Cas	M (kN.m)		Mt (kN.m)	Max (kN.m)	May (kN.m)
ELU	0,31 x Pu	20.38	20.38	10.19	10.19

Avec : $M_{Travée} = M$, $M_{Appui} = 0{,}5\ M$

III.5.5. CALCUL du ferraillage à l'ELU

Tableau III.35. Les résultats du ferraillage de la dalle pleine.

Dalle		Sollicitations à l'ELU		Section d'armatures calculées		Section d'armatures choisies	
b (cm)	**e (cm)**	$M_{travée}$	M_{appui}	As_1	As_2	As_1	As_2
100	25	20.38	10.19	2.64	1.31	4HA10	4HA10

- ***Condition d'espacement :***

$St = \frac{100}{4} = 25cm \leq \overline{St} = \text{Min}[3h = 45\ ;\ 33cm] = 33cm$ ***Condition vérifiée.***

III.5.6. Vérification des contraintes à l'ELS

La fissuration est considérée comme peu nuisible :

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

	M (KN.m)	**Achoisir (cm^2)**	**σb(MPA)** $\frac{Mser}{I}.y$	$\overline{\sigma b}$**(MPA)** $0.6.fc28$	**σs (MPA)**	**σ′ (MPA)**	$\overline{\sigma s}$ **(MPA)**	**A choisi (cm^2)**
En travée	8.98	3.14	0.84	15	9.80	0.00	201.63	**vérifiée**
	5.91	3.14	0.60	15	6.91	0.00	201.63	**vérifiée**
En appuis	-3.17	3.14	0.85	15	0.00	3.71	201.63	**vérifiée**

III.5.7. Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU

Tableau III.37. Vérification des contraintes de cisaillement.

Dalle		T_u(kN)		Tmax	Tadm	Vérifiée
b (cm)	e (cm)	Sens-X	30.61	0.14	1,16	Oui
100	25	Sens-Y	28.22	0.13	1,16	Oui

III.5.8. Vérification de la flèche à L'ELS

Il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche si les 3 inégalités sont vérifiées (Annexe B) :

$\frac{h}{l_x} = \frac{25}{180} = 0{,}138 \geq \frac{M_t}{20 \times M_0} = \frac{10.56}{20 \times 10.56} = 0{,}05.$

$\frac{A_x}{b \times dx} = \frac{3{,}14}{100 \times 22{,}5} = 0{,}001 \leq \frac{2}{feE} = \frac{2}{400} = 0{,}005.$

$\frac{Ay}{b \times dy} = \frac{3{,}14}{100 \times 21{,}5} = 0{,}001 \leq \frac{2}{feE} = \frac{2}{400} = 0{,}005.$

Les deux conditions sont vérifiées ; donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

III.5.9. Vérification Poinçonnement

$$P \leq 0{,}045 . u_c . h . \frac{f_{cj}}{\gamma_b}$$

Avec: P = max [P1…..P9] = P1 = 8400 kg = 84 kN

Uc = 2 (u+v) ; Uc = 2a +2b +4h +8e; (a = b = e = 0).

Uc = 4h = 25x4 = 100 cm

P = 84 kN ≤ 0,045 x (1000) x (250) x $\frac{25}{1{,}5}$ = 187.5 kN

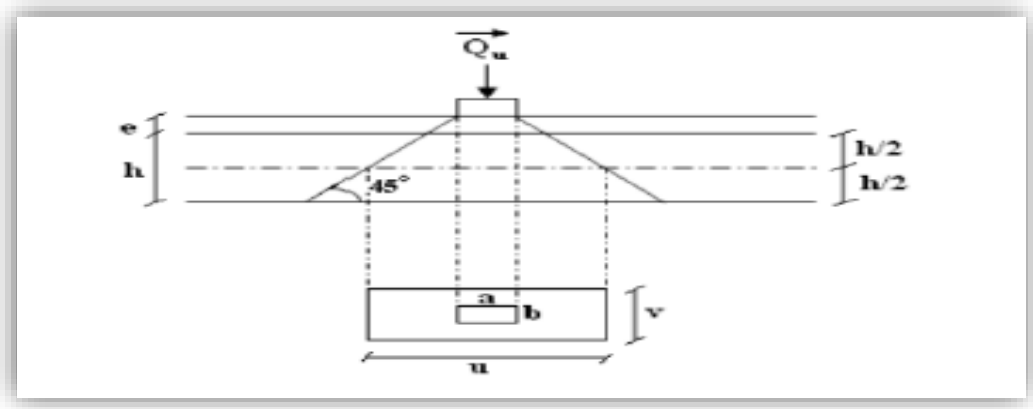


Figure III.21 : Vérification de poinçonnement.

CHAPITRE IV :
Etude dynamique

IV.1. Introduction

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

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

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

IV.2. Critères de classification par RPA 99 version 2003

Notre projet est situé dans une zone de sismicité très forte Zone III

IV.2.1. Classification des ouvrages selon leur importance

Dans ce projet, l'ouvrage est classé dans la catégorie de moyenne importance. **Groupe 2**

IV.2.2. Classification de site

Selon le rapport géotechnique relatif à notre ouvrage. On est en présence d'un site Meuble (Catégorie S3) .il est constitué de dépôts épais de sable et gravier moyennement dense ou d'argile moyennement raide. **[Art 3.3]**

IV.3. Caractéristiques géométriques de la structure

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

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

IV.3.1. Centre de masse

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

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

$$X_G = \frac{\sum W_i * X_i}{\sum W_i}$$

$$Y_G = \frac{\sum W_i * Y_i}{\sum W_i}$$

Avec :

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

IV.3.2. Centre de torsion

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

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

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

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

Avec :

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

Il est rappelé que :

- Le centre de torsion d'un voile plein ou d'un poteau simple (rectangulaire) est confondu avec son centre de gravité ;
- Pour un voile plein composé possédant un centre de symétrie, le centre de torsion est confondu avec ce centre de symétrie.
- Les inerties sont calculées par les formules suivantes :
  - Pour les poteaux : $I_x = \frac{b\,h^3}{12}$; $I_y = \frac{h\,b^3}{12}$
  - pour les voiles pleins : $I_x = \frac{L\,e^3}{12}$; $I_y = \frac{e\,L^3}{12}$
  - pour les voiles avec ouvertures : $I_e = \frac{a_n\ I}{\frac{60}{11}\cdot\frac{2mc}{(I_1+I_2)}\cdot\frac{A_0(\alpha\,.\,\xi)}{\alpha^2}+1}$

Avec :

a_n: coefficient qui dépend du nombre de niveaux.

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

$a_n = 1$ Si $n > 11$

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.

$$m = \frac{2c}{\frac{1}{A_1} + \frac{1}{A_2}}$$

I_i : Moment d'inertie des trumeaux.

A_i : Aire des éléments du refend.

2c : Distance entre les deux centres de gravité des trumeaux.

a : Demi portée de l'ouverture.

$\alpha = w\,H_0$ (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'ouverture.

$w^2 = \frac{G}{3\,I\,H}\left[2\left(\frac{i\,c^2}{a^3}\right)\right]$: Voile à une deux d'ouvertures.

H: Hauteur d'étage.

$A_0(\alpha, \xi)$: est une fonction de 'α' et 'ξ ' qui vaut :

$A_0(\alpha, \xi) = \frac{2}{3} + \frac{2-\alpha^2}{\alpha^3} \cdot \frac{\text{sh}\,\alpha}{\text{ch}\,\alpha} - \frac{2}{\alpha^2\,\text{ch}\,\alpha}$ Si $\xi = 0$

Avec : $\xi = \frac{X}{H}$ Si $0 < \xi < 1$

$$A_0(\alpha, \xi) = \frac{1}{3}(2 - 3\xi + \xi^3) + \frac{2}{\alpha^2}\xi + \frac{2-\alpha^2}{\alpha^3\,\text{ch}\,\alpha}.\text{sh}\,\alpha\,(1-\xi) - \frac{2}{\alpha^2}\frac{\text{ch}\,\alpha\xi}{\text{ch}\,\alpha}$$

Remarque : Si α > 10, on peut dire que le linteau est très rigide, l'ouverture est très petite, le voile est considéré comme étant plein.

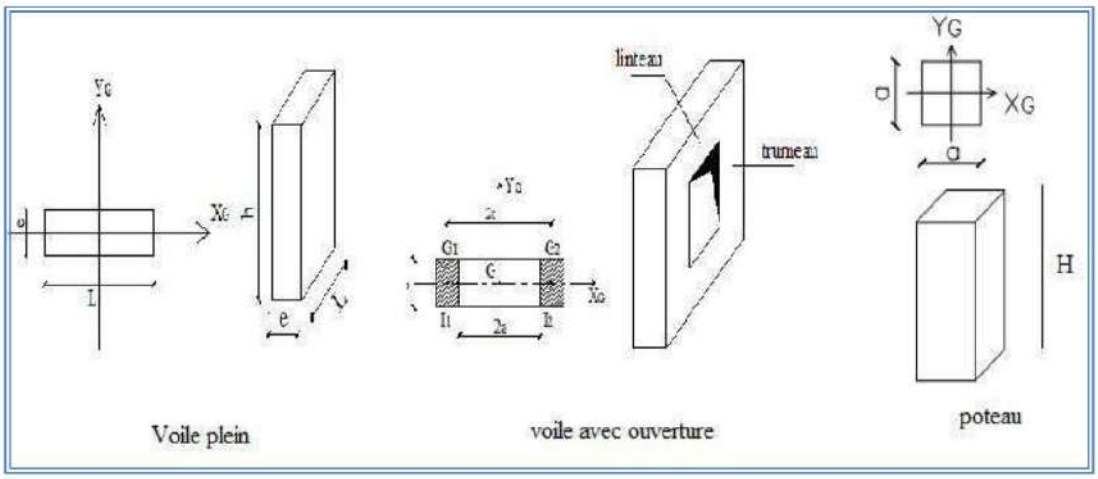


Figure IV.1. Inerties des voiles et des poteaux

IV.4. Interprétation des résultats

IV.4.1. Disposition des voiles

IV.4.1.1. Voile périphérique (partie Sous-Sol)

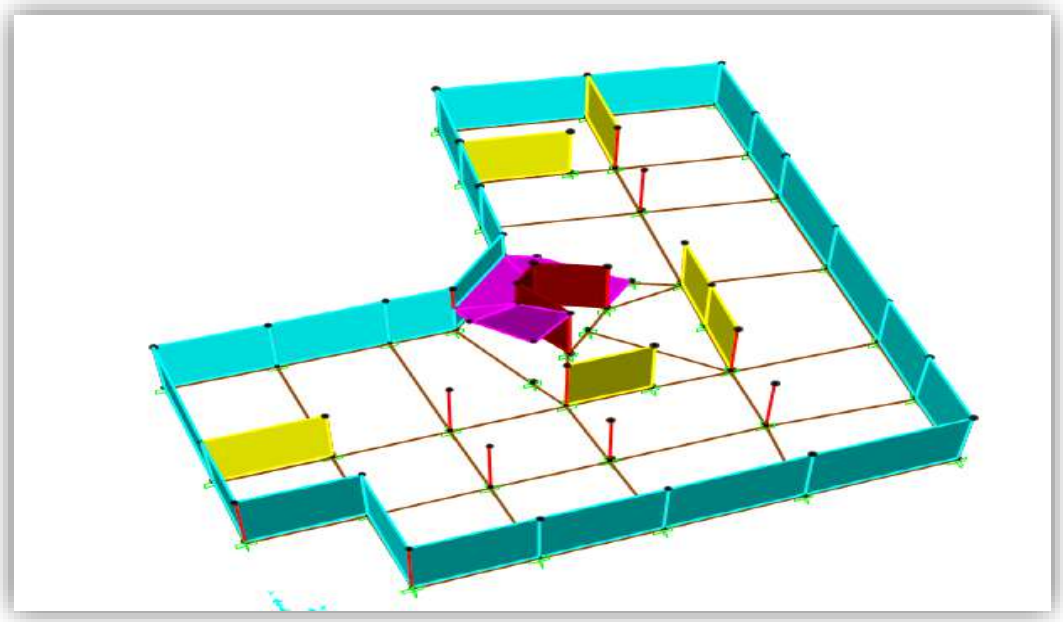


Figure IV.2. Disposition des voiles périphérique (partie Sous-sol)

IV.4.1.2. Proposition de la disposition des voiles de contreventement

- ***1^{ér} disposition (voile de contreventement) :***

Mode	*Période (s)*	U_X	U_Y	R_Z	*Commentaire*
Mode 1	*1.01*	*54.75%*	*9.53 %*	*0.19 %*	*Translation suivante l'axe X*
Mode 2	*0.91*	*9.39 %*	*53.31 %*	*1.82 %*	*Translation suivante l'axe Y*
Mode 3	*0.65*	*0.02 %*	*1.95 %*	*60.75 %*	*Rotation autour de l'axe Z*

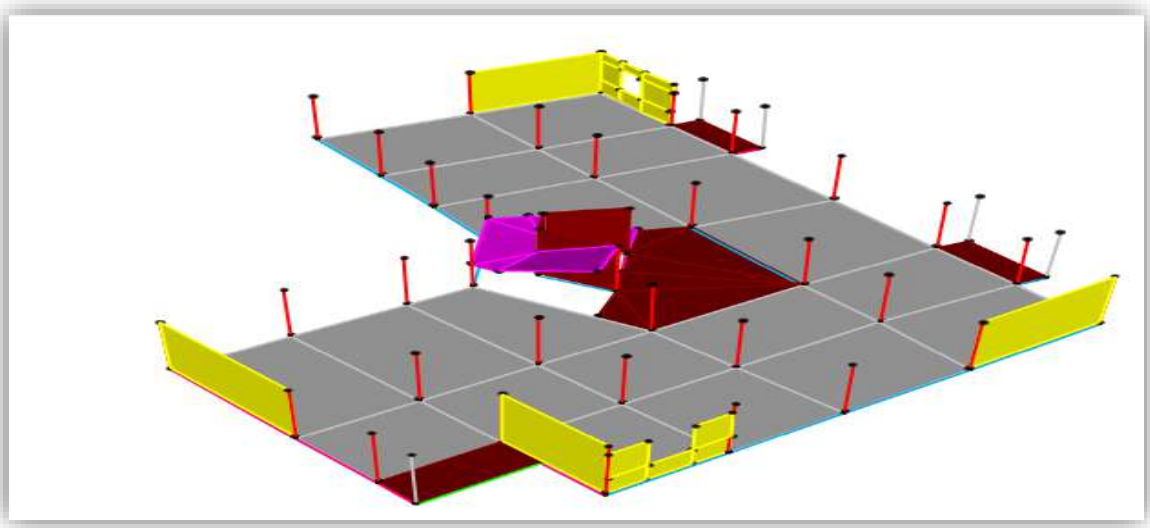


Figure IV.3. Premier disposition des voiles

- ***2éme disposition :***

Mode	*Période (s)*	U_X	U_Y	R_Z	*Commentaire*
Mode 1	*0.92*	*59.54 %*	*4.05 %*	*0.07 %*	*Translation suivante l'axe X*
Mode 2	*0.82*	*4.47%*	*59.16 %*	*1.22 %*	*Translation suivante l'axe Y*
Mode 3	*0.71*	*0.00 %*	*1.27%*	*61.24%*	*Rotation autour de l'axe Z*

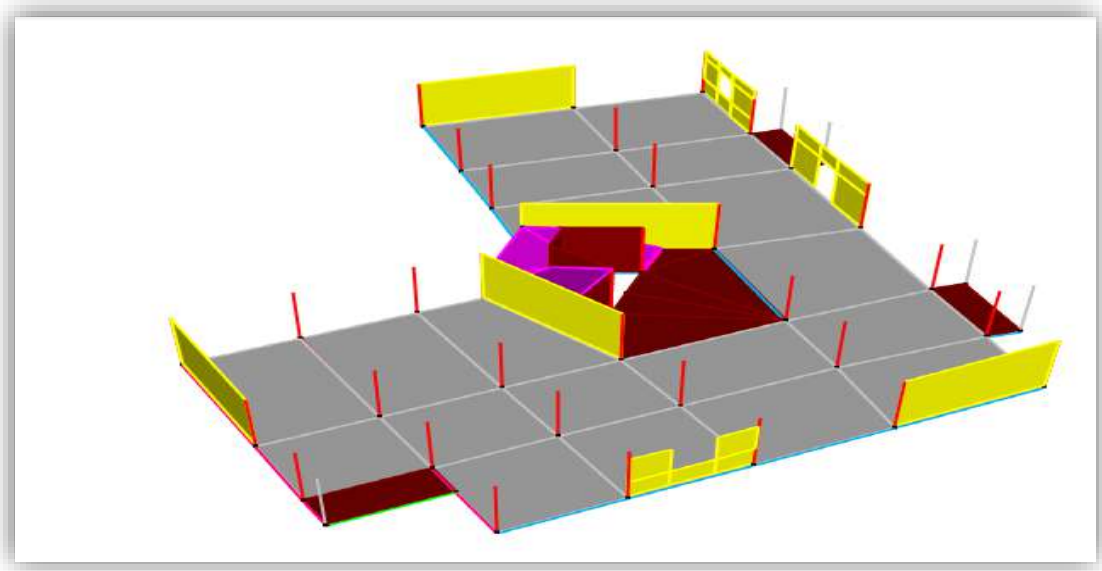


Figure IV.4 . Deuxieme disposition des voiles

- ***3éme disposition :***

Mode	*Période (s)*	U_X	U_Y	R_Z	*Commentaire*
Mode 1	*0.85*	*54.72 %*	*1.41 %*	*7.86 %*	*Translation suivante l'axe X*
Mode 2	*0.78*	*0.33 %*	*61.56 %*	*2.12 %*	*Translation suivante l'axe Y*
Mode 3	*0.47*	*8.93 %*	*1.52 %*	*53.53 %*	*Rotation autour de l'axe Z*

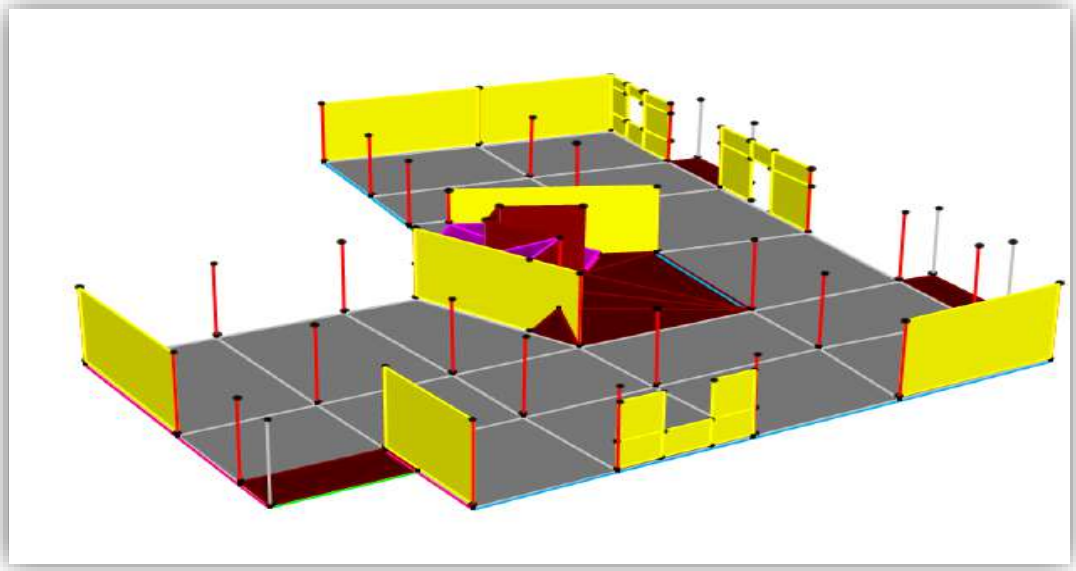


Figure IV.5 . troisieme disposition des voiles

➢ ***4éme disposition :***

Mode	*Période (s)*	U_X	U_Y	R_Z	*Commentaire*
Mode 1	*0.70*	*6.59 %*	*56.14 %*	*1.68 %*	*Translation suivante l'axe Y*
Mode 2	*0.66*	*57.17 %*	*5.66 %*	*1.54 %*	*Translation suivante l'axe X*
Mode 3	*0.40*	*0.63 %*	*2.87 %*	*60.76 %*	*Rotation autour de l'axe Z*

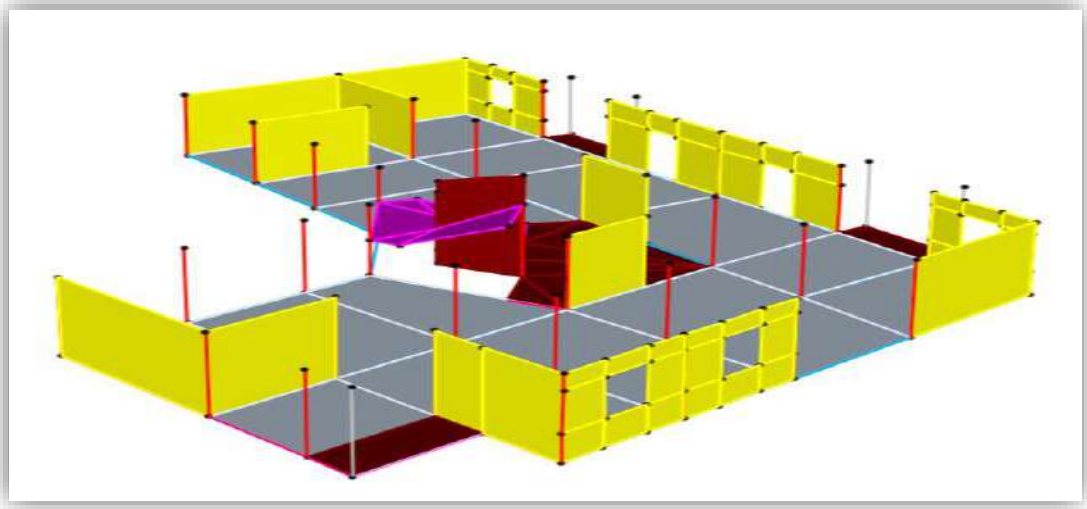


Figure IV.6 . Quatrieme disposition des voiles (disposition finale)

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

IV.4.2. Calcul de centre de masse excentré de torsion :

Tableau IV.5. Résultat de calcul de centre de masse excentré de torsion

Niveau		Masse et centre de Masse			Inertie et centre d'inertie			
Diaphragme N°	**Niveau (m)**	**Poids (kN)**	**XG (m)**	**YG (m)**	**∑ Ix (m4)**	**∑ Iy (m4)**	**XR (m)**	**YR (m)**
M_ DIAPH_ 3.06	3.06	5323.30	11.93	9.96	4.592×10^4	7.217×10^4	10.35	6.45
L_ DIAPH_ 6.12	6.12	4967.66	11.93	10.16	4.592×10^4	7.217×10^4	9.94	8.44
K_ DIAPH_ 9.18	9.18	4906.31	11.94	10.16	4.592×10^4	7.217×10^4	9.90	8.87
J_ DIAPH_ 12.24	12.24	4849.97	11.96	10.17	4.592×10^4	7.217×10^4	9.93	9.03
I_ DIAPH_ 15.30	15.3	4849.97	11.96	10.17	4.592×10^4	7.217×10^4	9.98	9.11
H_ DIAPH_ 18.36	18.36	4793.95	11.98	10.17	4.592×10^4	7.217×10^4	10.03	9.15
G_ DIAPH_ 21.42	21.42	4742.50	12.00	10.17	4.592×10^4	7.217×10^4	10.08	9.17
F_ DIAPH_ 24.48	24.48	4742.50	12.00	10.17	4.592×10^4	7.217×10^4	10.13	9.17
E_ DIAPH_ 27.54	27.54	4691.82	12.01	10.18	4.592×10^4	7.217×10^4	10.17	9.16
D_ DIAPH_ 30.60	30.6	4645.28	12.03	10.18	4.592×10^4	7.217×10^4	10.21	9.15
C_ DIAPH_ 33.66	33.66	4645.28	12.03	10.18	4.592×10^4	7.217×10^4	10.26	9.13
B_ DIAPH_ 36.72	36.72	4633.64	12.02	10.19	4.592×10^4	7.217×10^4	10.26	9.11
A_ DIAPH_ 39.78	39.78	3804.59	12.11	10.12	4.592×10^4	7.217×10^4	10.34	9.08



Figure IV.7. Disposition du centre de masse et centre de torsion

IV.4.3. Calcul d'excentricité selon RPA99 version2003[Art 3.5.1-a]

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

❖ ***Dimensions du bâtiment :***

Longueur du bâtiment = 22.27 m
Largeur du bâtiment = 23.64 m

IV.4.3.1. Excentricité admissible

Excentricité suivant Lx = 15 %. Lx = 3.34 m
Excentricité suivant Ly = 15 %. Ly = 3.55m

IV.4.3.2. 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.6. Calcule d'excentricité théorique

Excentricité				
Diaphragme N°	Niveau (m)	Ex = |XR-XG| (m)	Ey = |YR-YG| (m)	Vérification
M_ DIAPH_ 3.06	3.06	1.581	3.550	Ok
L_ DIAPH_ 6.12	6.12	1.982	1.719	Ok
K_ DIAPH_ 9.18	9.18	2.045	1.296	Ok
J_ DIAPH_ 12.24	12.24	2.032	1.133	Ok
I_ DIAPH_ 15.30	15.3	1.981	1.052	Ok
H_ DIAPH_ 18.36	18.36	1.946	1.016	Ok
G_ DIAPH_ 21.42	21.42	1.918	1.002	Ok
F_ DIAPH_ 24.48	24.48	1.871	1.000	Ok
E_ DIAPH_ 27.54	27.54	1.840	1.012	Ok
D_ DIAPH_ 30.60	30.6	1.818	1.029	Ok
C_ DIAPH_ 33.66	33.66	1.778	1.049	Ok
B_ DIAPH_ 36.72	36.72	1.728	1.070	Ok
A_ DIAPH_ 39.78	39.78	1.772	1.034	Ok

IV.5. Choix de la méthode de calcul

IV.5.1. Introduction

Pour analyser les efforts horizontaux qui sont appliqués au niveau des planchers, on utilise une méthode parmi les trois suivantes selon leurs conditions d'application :

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

IV.5.2. Conditions d'application de la méthode statique équivalente

Pour notre structure, la hauteur (H = 39.78m) dépassant le 30 m, donc selon le RPA99V2003, la Méthode statique équivalente n'est pas applicable, pour simplifier les calculs, cette étude sera menée selon, la méthode modale spectrale d'une manière automatique moyennant le logiciel d'analyse 'SAP2000 V20.2.0'. **[Art 4.1.2]**

IV.5.3. Méthode dynamique modale spectrale

IV.5.3.1. Le spectre de réponse de calcul

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1{,}25A\left(1+\frac{T}{T_1}\left(2{,}5\eta\frac{Q}{R}-1\right)\right) & 0 \le T \le T_1 \\ 2{,}5\eta(1{,}25A)\left(\frac{Q}{R}\right) & T_2 \le T \le T_2 \\ 2{,}5\eta(1{,}25A)\left(\frac{Q}{R}\right)\left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \le T \le 3.0\ s \\ 2{,}5\eta(1{,}25A)\left(\frac{Q}{R}\right)\left(\frac{T_2}{3}\right)^{\frac{2}{3}}\left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & T \ge 3.0\ s \end{cases}$$

Avec :

a) ***Coefficient d'accélération A :*** **[Tab.4.1]**

A : est en fonction de la zone ainsi que le groupe d'usage,

Pour notre ouvrage on a : (zone III, groupe d'usage 2) A = 0.25

b) : Facteur de correction d'amortissement :

Donné par la formule : $\boldsymbol{\eta = \sqrt{7/(2+\xi)} \geq 0{,}7}$ **……. [Tab 4.2.]**

Selon RPA99v2003, remplissage dense : ξ = 7%Donc : **η = 0.882**

c) ***R : coefficient de comportement*** **: [Art 3.4.A.4.b]**

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

- Les voiles reprennent 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.7. Justification du coefficient de comportement R suivant X

Étage N°	Sollicitations dues aux charges			Sollicitations dues aux charges		
	Poids Nz (kN)	Nz /Poteaux	Nz /Voiles (kN)	Effort tranchant Tx	Tx /Poteaux	Tx /Voiles (kN)
39.78	4758.55	2187.68	2570.86	1117.14	0.00	1117.14
36.72	9907.40	4668.39	5239.00	2085.86	0.00	2085.86
33.66	15046.80	7190.26	7856.54	2955.25	0.00	2955.25
30.60	20190.60	9810.07	10380.53	3669.64	0.00	3669.64
27.54	25538.48	13183.38	12355.09	4298.87	0.00	4298.87
24.48	30827.50	16046.29	14781.21	4860.26	0.00	4860.26
21.42	36114.50	19007.21	17107.29	5346.55	0.00	5346.55
18.36	41667.74	23089.68	18578.05	5769.10	0.00	5769.10
15.30	47117.23	26295.86	20821.37	6130.99	0.00	6130.99
12.24	52560.26	29624.22	22936.03	6438.82	0.00	6438.82
9.18	58321.48	34408.07	23913.40	6687.69	0.00	6687.69
6.12	63960.46	38078.83	25881.63	6824.22	0.00	6824.22
3.06	69872.58	30660.47	39212.10	6942.59	0.00	6942.59

Tableau IV.8. Choix du coefficient de comportement R suivant X en %

Étage	Sollicitations dues aux charges			Sollicitations dues aux charges		
Diaphragme N°	Poids Nz (%)	Nz /Poteaux (%)	Nz /Voiles (%)	Effort tranchant Tx (%)	Tx /Poteaux (%)	Tx /Voiles (%)
39.78	100	45.97	54.03	100	0.00	100.00
36.72	100	47.12	52.90	100	0.00	100.00
33.66	100	47.79	52.21	100	0.00	100.00
30.60	100	48.59	51.41	100	0.00	100.00
27.54	100	51.62	48.38	100	0.00	100.00
24.48	100	52.05	47.95	100	0.00	100.00
21.42	100	52.63	47.37	100	0.00	100.00
18.36	100	55.41	44.59	100	0.00	100.00
15.30	100	55.81	44.19	100	0.00	100.00
12.24	100	56.36	43.64	100	0.00	100.00
9.18	100	58.99	41.00	100	0.00	100.00
6.12	100	59.53	40.46	100	0.00	100.00
3.06	100	43.88	56.12	100	0.00	100.00

Tableau IV.9. Justification du coefficient de comportement R suivant Y

Étage N°	Sollicitations dues aux charges			Sollicitations dues aux charges		
	Poids Nz (kN)	Nz /Poteaux (kN)	Nz /Voiles (kN)	Effort tranchant Tx (kN)	Tx /Poteaux (kN)	Tx /Voiles (kN)
39.78	4327.73	2187.68	2140.05	988.53	0.00	988.53
36.72	9068.42	4668.39	4400.02	1984.21	0.00	1984.21
33.66	13799.68	7190.26	6609.42	2797.56	0.00	2797.56
30.60	18554.94	9810.07	8744.87	3485.27	0.00	3485.27
27.54	23625.15	13183.38	10441.77	4090.88	0.00	4090.88
24.48	28540.24	16046.29	12493.95	4622.05	0.00	4622.05
21.42	33484.43	19007.21	14477.21	5088.39	0.00	5088.39
18.36	38861.89	23089.68	15772.21	5503.39	0.00	5503.39
15.30	43978.55	26295.86	17682.69	5861.21	0.00	5861.21
12.24	49139.39	29624.22	19515.17	6166.35	0.00	6166.35
9.18	54846.22	34408.07	20438.14	6420.60	0.00	6420.60
6.12	60217.60	38078.83	22138.77	6582.69	0.00	6582.69
3.06	61285.28	30660.47	30624.81	6632.65	0.00	6632.65

Tableau IV.10. Choix du coefficient de comportement R suivant Y en %

Étage N°	Sollicitations dues aux charges verticales			Sollicitations dues aux charges horizontales		
	Poids Nz (%)	Nz /Poteaux (%)	Nz /Voiles (%)	Effort tranchant Tx (%)	Tx /Poteaux (%)	Tx /Voiles (%)
39.78	100	50.55	49.45	100	0.00	100.00
36.72	100	51.48	48.52	100	0.00	100.00
33.66	100	52.10	47.89	100	0.00	100.00
30.60	100	52.87	47.13	100	0.00	100.00
27.54	100	55.80	44.19	100	0.00	100.00
24.48	100	56.22	43.77	100	0.00	100.00
21.42	100	56.76	43.23	100	0.00	100.00
18.36	100	59.41	40.58	100	0.00	100.00
15.30	100	59.79	40.20	100	0.00	100.00
12.24	100	60.28	39.71	100	0.00	100.00
9.18	100	62.73	37.26	100	0.00	100.00
6.12	100	63.23	36.76	100	0.00	100.00
3.06	100	50.02	49.97	100	0.00	100.00

d) Facteur de qualité Q. RPA99v2003

Le facteur de qualité est égal à 1 additionné à la somme de 6 pénalités selon que les critères de qualité sont satisfaits ou non : $Q = 1 + \sum_1^6 P_q$

Ces pénalités sont rappelées dans le tableau suivant :

Tableau IV.11. Détermination du facteur de qualité Q de la structure

	Critère	*suivant X*		*suivant Y*	
		observé	*valeur*	*observé*	*valeur*
1	***Conditions minimales sur les files de contreventement***	*oui*	*0*	*oui*	*0*
2	***Redondance en plan***	*oui*	*0*	*oui*	*0*
3	***Régularité en plan***	*non*	*0.05*	*non*	*0.05*
4	***Régularité en élévation***	*oui*	*0*	*oui*	*0*
5	***Contrôle de la qualité des matériaux***	*oui*	*0*	*oui*	*0*
6	***Contrôle de la qualité de l'exécution***	*oui*	*0*	*oui*	*0*

En récapitulant les résultats on trouve :

$$\begin{cases} Q_x = 1 + 0.05 = 1.05 \\ Q_y = 1 + 0.05 = 1.05 \end{cases}$$

-Périodes caractéristiques : **RPA99v2003**

$$\begin{cases} T_1 = 0.15\ s \\ T_2 = 0.50\ s \end{cases} \rightarrow \text{Site S3}$$

-Le spectre de réponse de calcul : RPA99v2003 [Art 4.3.3].

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

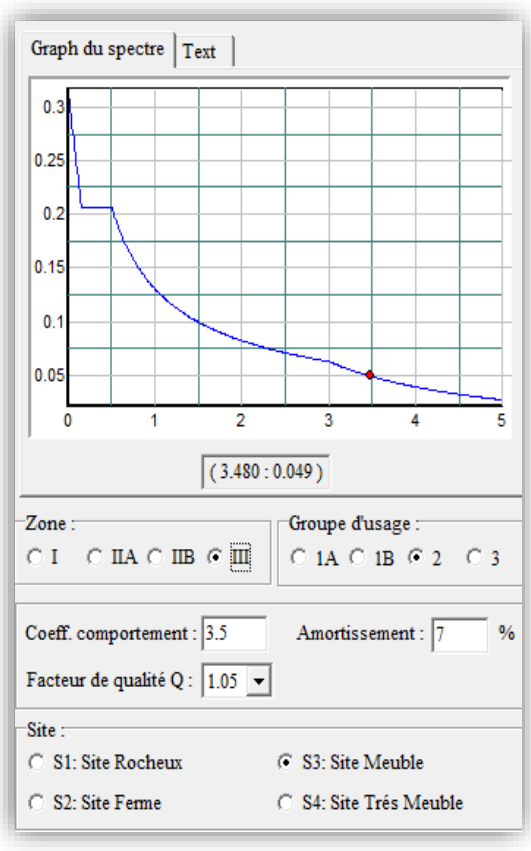


Figure IV.8. Spectre de réponse (X)

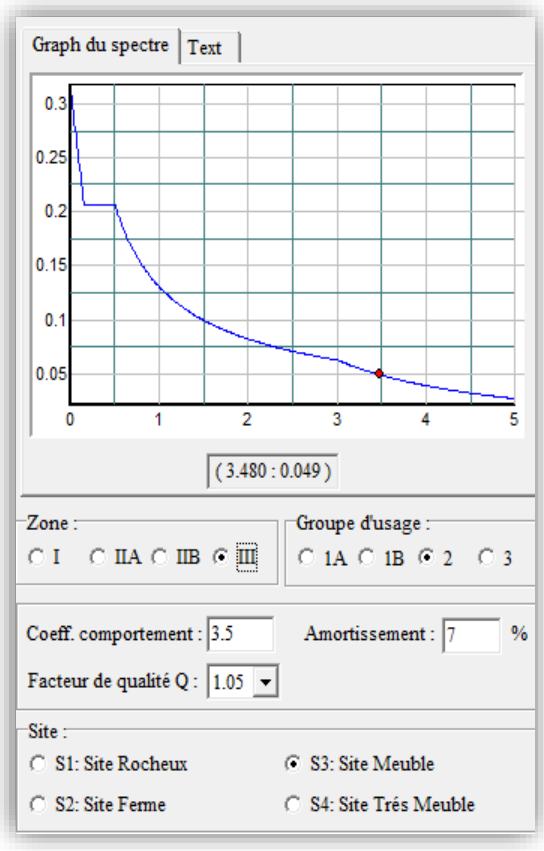


Figure IV.9. Spectre de réponse (Y)

IV.6. Résultats des vérifications de la structure

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

- ***Stabilité de la structure :***

✓ Vérification de participation massique.

✓ Vérification de la Force sismique à la base.

✓ Vérification de la stabilité au renversement.

✓ Vérification des déplacements (inter étage).

✓ Vérification des déplacements en tête du bâtiment

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

- ***Résistance des éléments :***

✓ Vérification du cisaillement des éléments.

✓ Vérification de l'effort normal réduit dans les poteaux

IV.6.1. Vérification de comportement des trois premiers modes

Tableau IV.12. Le comportement des trois premiers modes

Mode	***Période (s)***	U_X	U_Y	R_Z	***Commentaire***
Mode 1	*0.70*	*6.59 %*	*56.14 %*	*1.68 %*	***Translation suivante l'axe Y***
Mode 2	*0.66*	*57.17 %*	*5.66 %*	*1.54 %*	***Translation suivante l'axe X***
Mode 3	*0.40*	*0.63 %*	*2.87 %*	*60.76 %*	***Rotation autour de l'axe Z***

Commentaire :

-Le 1er mode donne une translation suivante l'axe Y car le sens de faible rigidité

$\sum Ky < \sum Kx$.

-Le 2eme mode donne une translation suivante l'axe X car le sens de forte rigidité

$\sum Ky < \sum Kx$.

-Le 3eme mode donne une rotation autour de l'axe Z, cette torsion due à l'excentricité, cette excentricité est provoquée par la géométrie de la structure.

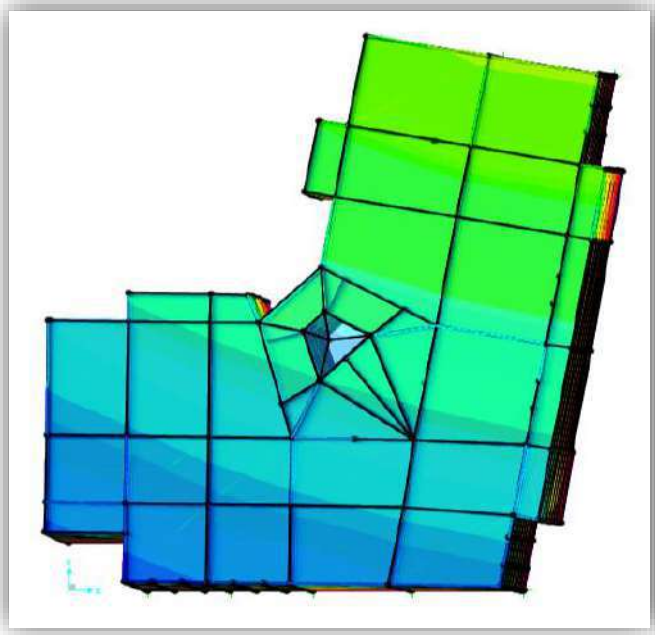


Figure IV.10. Deuxième mode (translation suivant X)

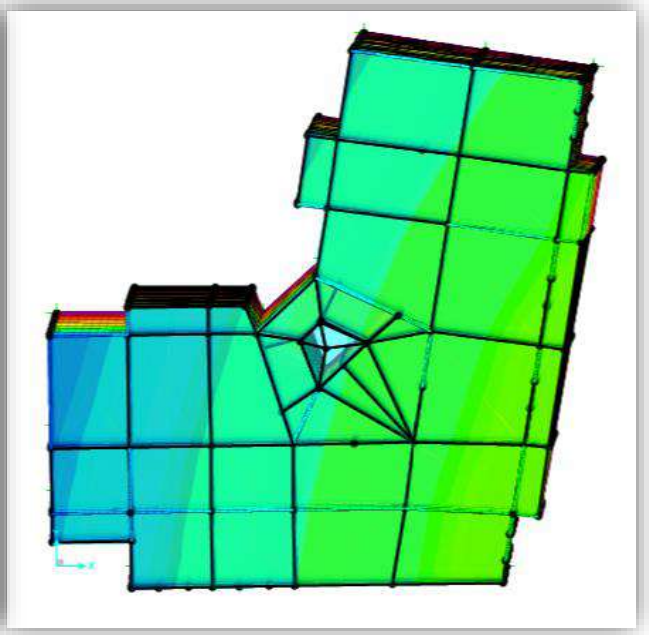


Figure IV.11. Première mode (translation suivant Y)

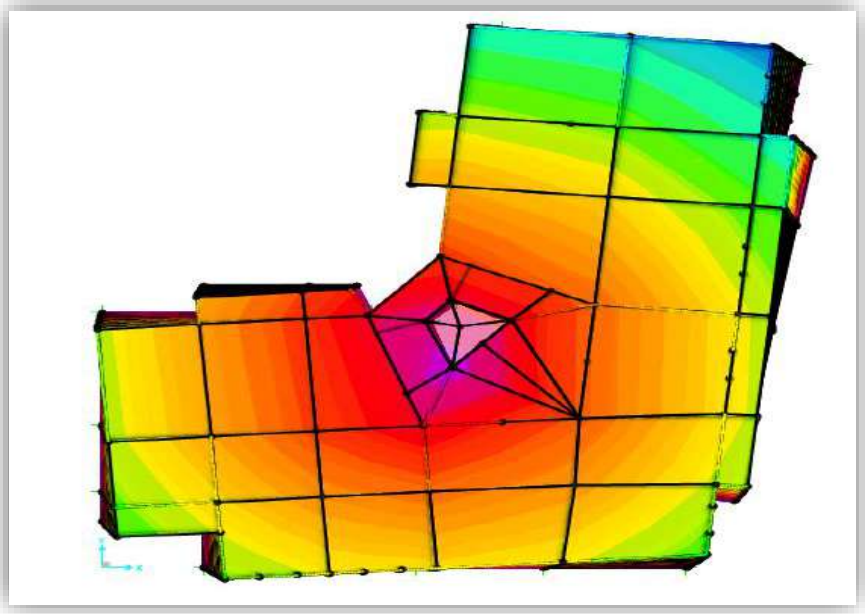


Figure IV.12. Troisième mode (rotation autour de l' axe Z)

IV.6.2. Vérification de participation massique RPA99v2003 [4.3.4.a]

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

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

Tableau IV.13. Vérification de participation massique.

Modes	Périodes (s)	UX (%)	UY (%)	UZ (%)	CumulX (%)	CumulY (%)	CumulZ (%)
1	0.701	6.594	56.137	1.682	6.594	56.137	1.682
2	0.661	57.172	5.663	1.540	63.766	61.800	3.222
3	0.404	0.625	2.871	60.757	64.391	64.672	63.979
4	0.173	1.504	16.110	0.452	65.895	80.782	64.431
5	0.162	17.600	1.415	0.435	83.495	82.197	64.866
6	0.107	0.004	0.011	0.276	83.500	82.208	65.142
7	0.103	0.423	0.624	19.167	83.923	82.833	84.309
⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮
17	0.074	0.510	0.038	0.027	90.175	89.114	84.851
⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮
27	0.05	0.488	1.056	2.921	90.767	90.736	88.400
⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮
28	0.049	0.421	1.491	2.091	91.188	92.226	90.492

Commentaire :

La structure est dissipée plus de 90% de l'énergie stocke ou **17**modes suivant l'axe X et **28** modes auteur de l'axe Z. et **27** modes suivant l'axe Y

La structure a dissipé moins de 90 % de l'énergie stockée au **28** mode avec un temps égale « T=**3.78** sec » à cause de sa rigidité au niveau du sous-sol.

IV.6.3. Vérification de force sismique à la base

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

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

- ***Calcul de la force sismique totale :*** **RPA99v2003 [Art 4.2.3]**

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

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

Tableau IV.14. Calcul de la force sismique

A	**D_x**	**D_y**	**R**	**Q_x**	**Q_y**
0,25	1.669	1.704	3,5	1,05	1,05
W (KN)		V_x (kN)		V_y (kN)	
61596.773		7699.597		7884.387	

Tableau IV.15. Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul.

E_{dx} (kN)	**V_x (kN)**	**E_{dy} (kN)**	**V_y (kN)**
7089.305	7699.597	6704.785	7884.387
Rapport : $\frac{E_{dx}}{V_x}$		Rapport : $\frac{E_{dy}}{V_y}$	
0,921>0,8		**0,850>0,8**	

IV.6.4. Vérification de la stabilité au renversement [Art 4.4.1 RPA99v2003]

- ***Le moment de renversement :***

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

Le moment de renversement est égal à :

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

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

Le moment de stabilité qui est égal à : $Mt_x = X_G \times Wi$

$Mt_y = Y_G \times Wi$

Avec :

- ➢ X_G , Y_G : les coordonnées du centre de géométrie de la structure.
- ➢ Wi : la masse de plancher dans chaque niveau.

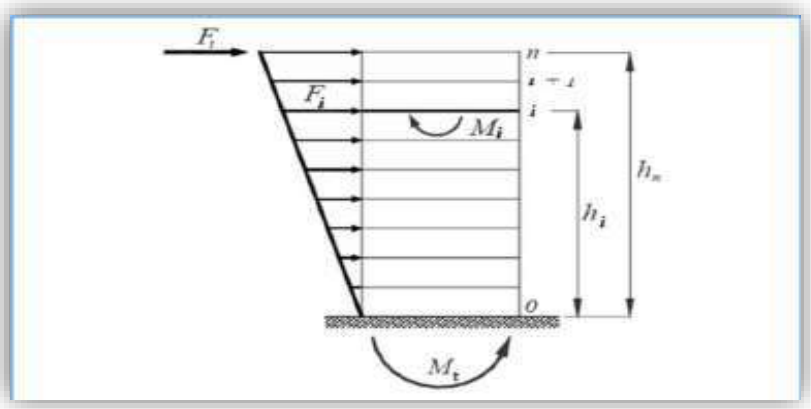


Figure IV.13. Les forces agissent sur la stabilité au renversement.

- ***Distribution de la résultante des forces sismiques* : [Art 4.4.1]**

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

Avec :

$$F_t = \begin{cases} 0.07\, T.V \leq 0.25\, V & \text{Si } T \geq 0.7 \text{ s} \\ 0 & \text{Si } T < 0.7\, s \end{cases}$$

On a: Tx= 0.759 s> 0.7 s → Ft = 0.07*0.759*7699.597=409.079 KN

Ty= 0.736 s > 0.7 s → Ft = 0.07*0.736*7884.387 = 406.203 KN

$F_{ix} = \left\{\frac{W_i h_i}{\sum_{j=1}^{n} W_j h_j}\right\}. (V_x - F_t) = \alpha_x. (V_x - 409.079)$, $F_{iy} = \left\{\frac{W_i h_i}{\sum_{j=1}^{n} W_j h_j}\right\}. (V_y - F_t) = \alpha_y. (V_y - 406.203)$

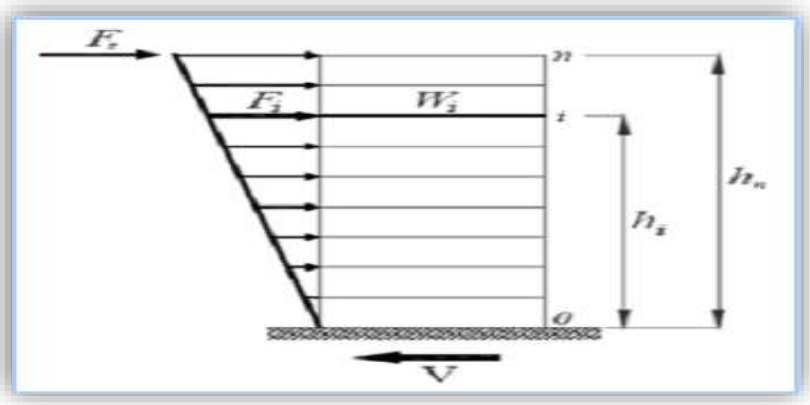


Figure IV.14. La distribution des forces sismique selon la hauteur d'étage.

Tableau IV.16. Calcul du moment de renversement et la force sismiques selon la hauteur

h_i (m)	W_i (KN)	W_i x hi	F_{ix} (KN)	F_{iy} (KN)	M_{rx} (kn.m)	M_{ry} (kn.m)
39.78	3804.59	151346.59	861.886	884.072	34285.839	35168.390
36.72	4633.64	170147.261	968.952	993.893	35579.922	36495.784
33.66	4645.28	156360.125	890.437	913.358	29972.122	30743.633
30.6	4645.28	142145.568	809.488	830.325	24770.348	25407.961
27.54	4691.82	129212.723	735.838	754.779	20264.998	20786.639
24.48	4742.5	116096.4	661.144	678.162	16184.807	16601.420
21.42	4742.5	101584.35	578.501	593.392	12391.493	12710.462
18.36	4793.95	88016.922	501.237	514.139	9202.720	9439.607
15.3	4849.97	74204.541	422.578	433.456	6465.457	6631.884
12.24	4849.97	59363.633	338.063	346.765	4137.893	4244.406
9.18	4906.31	45039.926	256.492	263.095	2354.603	2415.212
6.12	4967.66	30402.079	173.133	177.589	1059.575	1086.850
3.06	5323.3	16289.298	92.764	95.152	283.858	291.164
∑	/	1280209.416	/		196953.640	202023.418

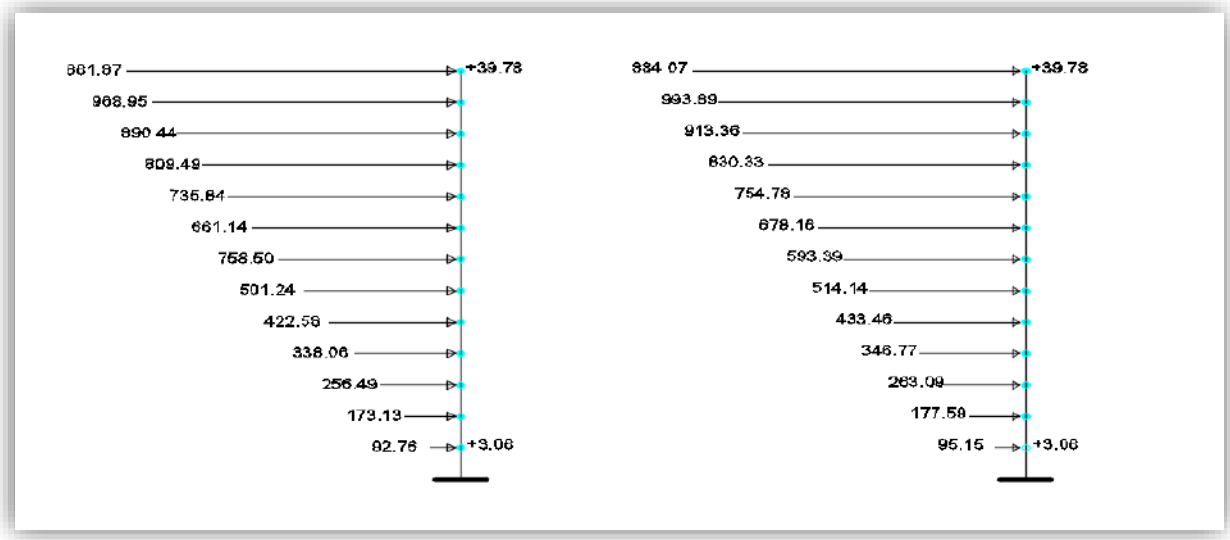


Figure IV.15. Concentration des forces sismiques aux étages suivant X et Y

Tableau IV.17. Calcul du moment stabilisant.

Niveau	W_I (KN)	X_G	Y_g	M_{SX}	M_{SY}
39.78	3804.59	12.107	10.117	46062.171	38491.037
36.72	4633.64	12.023	10.178	55710.253	47161.187
33.66	4645.28	12.034	10.179	55901.299	47284.305
30.6	4645.28	12.034	10.179	55901.299	47284.305
27.54	4691.82	12.014	10.177	56367.525	47748.652
24.48	4742.5	12.00	10.173	56910.00	48245.452
21.42	4742.5	12.00	10.173	56910.00	48245.452
18.36	4793.95	11.979	10.170	57426.727	48754.471
15.3	4849.97	11.963	10.166	58020.191	49304.795
12.24	4849.97	11.963	10.166	58020.191	49304.795
9.18	4906.31	11.941	10.163	58586.247	49862.828
6.12	4967.66	11.926	10.159	59244.313	50466.457
3.06	5323.3	11.934	9.995	63528.262	53206.383
∑	/			738588.481	625360.123

Vérification :

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

Tableau IV.18. Vérification de stabilisation.

	M_{sx}	M_{sy}	M_{rx}	M_{ry}	M_{sx}/M_{rx}	M_{sy}/M_{ry}	*Obs*
∑**M**	738588.482	625360.124	196953.641	202023.418	*3.750*	*3.095*	*Vérifiée*

Commentaire :

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

IV.6.5. *Vérification des déplacements inter-étages* [Art 4.4.1 RPA99v2003] :

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

$\delta_K = R\delta_{ek}$**[Art 4.4.3]**

Avec : δ_{ek} : Déplacement du aux forces séismiques F_i.

R : coefficient de comportement.

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

$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$**[Art 5.10]**(1)

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

h_e : La hauteur de l'étage K.

On va vérifier :$(\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}) \leq 0.01h_e$

- ***Suivant X :***

Tableau IV.19. Vérification les déplacements inter étages Sens X

Niveau	Niveau (m)	δx (cm)	R.δx (cm)	ΔX (cm)	0,01.h (cm)	Vérification	εx ‰	[ε] ‰
39.78	39.78	2.941	10.29	0.95	3.06	vérifie	2.16	3.5
36.72	36.72	2.671	9.35	0.97	3.06	vérifie	2.23	3.5
33.66	33.66	2.393	8.38	0.99	3.06	vérifie	2.28	3.5
30.60	30.6	2.108	7.38	1.01	3.06	vérifie	2.31	3.5
27.54	27.54	1.82	6.37	1.01	3.06	vérifie	2.31	3.5
24.48	24.48	1.531	5.36	0.99	3.06	vérifie	2.27	3.5
21.42	21.42	1.248	4.37	0.95	3.06	vérifie	2.18	3.5
18.36	18.36	0.976	3.42	0.89	3.06	vérifie	2.03	3.5
15.30	15.3	0.722	2.53	0.81	3.06	vérifie	1.84	3.5
12.24	12.24	0.492	1.72	0.69	3.06	vérifie	1.59	3.5
9.18	9.18	0.294	1.03	0.56	3.06	vérifie	1.27	3.5
6.12	6.12	0.135	0.47	0.36	3.06	vérifie	0.83	3.5
3.06	3.06	0.032	0.11	0.11	3.06	vérifie	0.26	3.5

- ***Suivant Y :***

Tableau IV.20. Vérification les déplacements inter étages Sens Y

Niveau	Niveau (m)	δy (cm)	R.δy (cm)	ΔY (cm)	0,01.h (cm)	Vérification	εy ‰	[ε] ‰
39.78	39.78	3.499	12.247	1.117	3.06	Vérifie	2.56	3.5
36.72	36.72	3.18	11.13	1.151	3.06	Vérifie	2.63	3.5
33.66	33.66	2.851	9.979	1.18	3.06	Vérifie	2.7	3.5
30.60	30.6	2.514	8.799	1.197	3.06	Vérifie	2.74	3.5
27.54	27.54	2.172	7.602	1.2	3.06	Vérifie	2.75	3.5
24.48	24.48	1.829	6.402	1.183	3.06	Vérifie	2.71	3.5
21.42	21.42	1.491	5.219	1.138	3.06	Vérifie	2.6	3.5
18.36	18.36	1.166	4.081	1.067	3.06	Vérifie	2.44	3.5
15.30	15.3	0.861	3.014	0.97	3.06	Vérifie	2.22	3.5
12.24	12.24	0.584	2.044	0.829	3.06	Vérifie	1.9	3.5
9.18	9.18	0.347	1.215	0.658	3.06	Vérifie	1.51	3.5
6.12	6.12	0.159	0.557	0.441	3.06	Vérifie	1.01	3.5
3.06	3.06	0.033	0.116	0.116	3.06	Vérifie	0.27	3.5

Commentaire :

Le déplacement inter étage est satisfait à tous les niveaux (y'a pas de changement de masse ni de rigidité).

La déformation ne pas dépasser la limite élasto plastique (domaine élasto plastique) dans les deux directions.

La structure et ses éléments doivent avoir une ductilité suffisante pour pouvoir dissiper une grande part de l'énergie induite par le mouvement sismique et conserver leur résistance de calcul sous déformations imposées. **[Art 2.5.5]**

IV.6.6. Vérification du déplacement en tête **[Art 4.4.3 RPA99v2003]**

Pour le calcul des déplacements en tête on suppose notre structure comme une console Encastré à la base et soumise à une force verticale (force sismique) et ont vérifié le déplacement en tête avec la flèche admissible de cette console. [Art B.6.5.3] (2)

Avec : $\delta_{adm} = \frac{h}{250}$

δ_{adm} : Déplacement admissible de la structure.

h : La hauteur totale des étages. $\delta_{réel} \leq \delta_{adm}$

δ_{adm} : Déplacement admissible de la structure.

h : La hauteur totale des étages. $\delta_{réel} \leq \delta_{adm}$

Tableau IV.21. Vérification du déplacement en tête

	δ *théorique (cm)*	*R*	$\delta_{réel}$ *(cm)*	δ_{adm}*=h/250 (cm)*	$\delta_{réel} < \delta_{adm}$
δ_x	*2.941*	*3.5*	*10.294*	*15.912*	*vérifier*
δ_y	*3.499*	*3.5*	*12.247*	*15.912*	*vérifier*

Commentaire :

Les déplacements en tête sont inférieurs au déplacement admissible.

IV.6.7. Vérification de cisaillement des éléments

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

Les poutres selon CBA93 ***: [Art A.5.1 CBA93] :***

On doit vérifier :

$$\tau = \frac{Tu}{b.d} \leq \bar{\tau}$$

$$\bar{\tau} = \min\left(\frac{0.2 x fc28}{\gamma b}; 5MPA\right)$$ **Fissuration peu nuisible**

$$\bar{\tau} = \min\left(\frac{0.15 x fc28}{\gamma b}; 4MPA\right)$$ **Fissuration préjudiciable, ou très préjudiciable**

Tableau IV.22. Vérification du cisaillement des éléments

Section	*b (cm)*	*h (cm)*	*T (kN)*	*comb*	*Ɣb*	*T(mpa)*	*τadm(mpa)*	*Obs*
Pp 30.40	*30*	*40*	*314.66*	*G+Q+Edx*	*1.15*	*2.80*	*3.26*	*Vérifiée*
Ps 30.30	*30*	*30*	*107.56*	*G+Q+Edx*	*1.15*	*1.30*	*3.26*	*Vérifiée*
P palier	*30*	*35*	*6.38*	*G+Q+Edx*	*1.15*	*0.07*	*3.26*	*Vérifiée*
long30.35	*30*	*35*	*7.65*	*1.35G+1.5Q*	*1.15*	*0.08*	*2.50*	*Vérifiée*
Ch30.30	*30*	*30*	*38.26*	*G+Q+Edy*	*1.15*	*0.41*	*3.26*	*Vérifiée*

Commentaire :

- Pour les charges horizontales on néglige les efforts tranchant dans les poteaux.
- Dans le cas de R=3.5 les voiles prennent 100% de charges horizontale (t), donc les poteaux sont bloqués (prennent 0%) ; pas besoin de vérifier le cisaillement.

IV.6.8. Vérification de l'effort normal réduit à la base [*Art7.1.3.3RPA99v2003] :*

On entend par effort normal réduit, le rapport :

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

Où :

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

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

fcj : est la résistance caractéristique du béton.

Remarque :

Les résultats obtenus dans le choix de pré dimensionnement des poteaux à la base ne sont pas vérifiés d'après la vérification d'effort normale réduit à la base, on a décidé d'augmenter les sections des poteaux de la structure est refaire les vérifications.

Tableau IV.23. Nouvelles sections des poteaux

Niveau	***Section***	
	B (cm)	***H (cm)***
8eme étage-11éme étage	*45*	*45*
5eme étage-7eme étage	*50*	*50*
2eme étage-4émeétage	*55*	*55*
Sous-sol-1ére étage	*60*	*60*

Tableau IV.24. Vérification de l'effort normal réduit à la base

	B(cm)	***h (cm)***	***N (kN)***	***Bc(mm²)***	***Comb***	***fc28 (MPA)***	***γ (mpa)***		***Obs***
Pot-x-	*60*	*60*	*2359.94*	*2359.94*	*G+Q+Edx*	*25*	*0.281*	*0.30*	*vérifiée*
Pot-y-	*60*	*60*	*2393.73*	*2393.73*	*G+Q+Edx*	*25*	*0.285*	*0.30*	*vérifiée*

- ***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 :

$$\tau = \frac{1.4|V_u|}{b.d}$$

La contrainte limite de cisaillement : $\bar{\tau} = 0.2.f_{c28}$

Tableau IV.25. Vérification de cisaillement du voile

NG°	a (cm)	L (m)	Angle (°)	Combinaison	Max/Min	Txmax (kN)	τxmax (MPa)	τadm (MPa)	Vérification
cage d'ascenseur	20	1.2	45	G+Q+EdX	Min	395.32	2.558	5	Vérifiée
voiles périphérique	20	3.95	0	G+Q+EdX	Min	2168.89	4.271	5	Vérifiée
voiles de contreventement	20	2.5	80.69	G+Q+EdX	Max	331.56	1.03	5	Vérifiée

IV.6.9. Vérification vis à vis de l'effet P-Δ [Art 5.9 RPA99v2003].

-Les effets du 2° ordre (ou effet P-**Δ**) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :$\theta = \frac{Pk \times \Delta k}{Vk \times hk} \leq 0.10$.

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

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

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

hk: hauteur de l'étage « k »

Si 0.10<θ ≤0.20, Les effets P-Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du1° ordre par le facteur :$\frac{1}{1-\theta k}$

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

Suivante X et Y:

Tableau IV.26. Vérification l'effet **P-Δ suivant X, Y**

Niveau	h_i*(cm)*	w_i	Δk_x	Vk_x	θk_x	Δk_y	Vk_y	θk_y	$\theta k_x et \theta k_y$<0.1
39.78	*306*	3804.59	0.94	796.98	0.015	1.12	753.75	0.018	*Vérifiée*
36.72	*306*	4633.64	0.97	895.99	0.016	1.15	847.39	0.021	*Vérifiée*
33.66	*306*	4645.28	1	823.38	0.018	1.18	778.72	0.023	*Vérifiée*
30.6	*306*	4645.28	1.01	748.53	0.02	1.2	707.93	0.026	*Vérifiée*
27.54	*306*	4691.82	1.01	680.43	0.023	1.2	643.52	0.029	*Vérifiée*
24.48	*306*	4742.5	0.99	611.36	0.025	1.18	578.2	0.032	*Vérifiée*
21.42	*306*	4742.5	0.95	534.94	0.028	1.14	505.92	0.035	*Vérifiée*
18.36	*306*	4793.95	0.89	463.49	0.03	1.07	438.35	0.038	*Vérifiée*
15.3	*306*	4849.97	0.81	390.76	0.033	0.97	369.56	0.042	*Vérifiée*
12.24	*306*	4849.97	0.69	312.61	0.035	0.83	295.65	0.044	*Vérifiée*
9.18	*306*	4906.31	0.56	237.18	0.038	0.66	224.31	0.047	*Vérifiée*
6.12	*306*	4967.66	0.36	160.1	0.037	0.43	151.41	0.046	*Vérifiée*
3.06	306	5323.3	0.11	85.78	0.022	0.12	81.13	0.026	*Vérifiée*

IV.7. *Conclusion :*

A la fin de ce chapitre, l'étude dynamique de la structure on a Les dimensions des éléments suivants :

- ***Les Poutres :***

-Poutres principal (30x40) cm^2

-Poutres secondaires (30x30) cm^2

-Poutres palier (30x35) cm^2

-Poutres chaînage (30x30) cm^2

- ***Les poteaux :***

-Pour (8 + 9+10+ 11) étages : (45x45) cm^2
-Pour (5+6+7) étages : (50x50) cm^2
-Pour (2+3+4) étages : (55x55) cm

-Pour (sous-sol+RDC+1ére) étages (60x60) cm2

- ***Les voiles :***

Tous les voiles ep=20cm

CHAPITRE V :
Ferraillages des éléments structuraux

V.1. Introduction

Le ferraillage des éléments résistants devra être conforme aux règlements en vigueur applicable en Algérie en L'occurrence le ***C.B.A93*** et ***R.P.A.99 version 2003***.

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

- Les combinaisons données par les règles du ***C.B.A 93 :***
  - ✓ E.L.U :1,35G +1,5Q et G +Q ± E
  - ✓ E.L.S : G + Q
- Les combinaisons données par les règles du ***R.P.A99 version 2003*** :
  - ✓ G +Q ± E
  - ✓ 0,8 G ± E

Avec :

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

Dans notre cas, on a les combinaisons suivantes :

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

V.2. Ferraillage des poutres

V.2.1. Introduction

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

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

Tableau V.1. Les données de calcul

Situation durable :		**Situation accidentelle:**	
Béton	**Acier**	**Béton**	**Acier**
$\gamma_b = 1.5$	$\gamma_s = 1.15$	$\gamma_b = 1.15$	$\gamma_s = 1.00$
$f_{c28} = 25$ MPa	FeE 400	$f_{c28} = 25$ MPa	FeE 400
$\sigma_{bc} = 14.2$ MPa	$\sigma_s = 348$ MPa	$\sigma_{bc} = 18.48$ MPa	$\sigma_s = 400$ MPa

V.2.2. Recommandation des règlements

V.2.2.1. Armatures longitudinales

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

- = 0.5% (b x h) = 0.005x (30x40) = 6.00 cm^2
- = 0.5% (b x h) = 0.005x (30x30) = 4.50 cm^2

Le pourcentage maximum des aciers longitudinaux est de :

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

➢ Poutre de section (30x40) :

$$\begin{cases} 4\%\ en\ zone\ courante \\ 6\%\ en\ zone\ nodale \end{cases} \rightarrow \begin{cases} As^{max} = 0.04(30 \times 40) = 48\ cm^2 \\ As^{max} = 0.06(30 \times 40) = 72\ cm^2 \end{cases}$$

➢ Poutre de section (35x40) :

$$\begin{cases} 4\%\ en\ zone\ courante \\ 6\%\ en\ zone\ nodale \end{cases} \rightarrow \begin{cases} As^{max} = 0.04(30 \times 30) = 36\ cm^2 \\ As^{max} = 0.06(30 \times 30) = 54\ cm^2 \end{cases}$$

V.2.2.2. Armatures transversales **[Art 7.5.2.2]**

La quantité d'armatures transversales est donnée par : At = 0.003.St. b

Avec :

b : Largeur de la poutre

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

$$\begin{cases} St = \dfrac{h}{2} & en\ zone\ courante\ . \\ St = \min\left(\dfrac{h}{4}; 12\emptyset t\right) & en\ zone\ nodale\ . \end{cases}$$

V.2.3. Ferraillage longitudinal des poutres a l'ELU

Tableau V.2. Ferraillage longitudinal des poutres

Poutres	Numéro d'élément	position	Mu (KN.m)	comb	A' (cm)	A calcul (cm^2)	A adoptée (cm^2)
Poutre principale (30x40)	877	Travée	60.30	ELU	0	4.88	3HA14+1ch14=6.16
	958	Appui	-114.36	G+Q-Edx	0	8.28	3HA14+3ch14=9.24
Poutre Secondaire (30x30)	940	Travée	63.95	G+Q+Edx	0	6.34	3HA14= 4.62
	1999	Appui	-75.02	G+Q-Edx	0	7.57	5HA14=7.70
Poutre Chinage (30x30)	813	Travée	30.98	G+Q+Edx	0	2.93	3HA12=3.39
	813	Appui	-34.86	G+Q-Edx	0	3.31	3HA12=3.39

V.2.4. Vérification des poutres selon les conditions [RPA et CBA]

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 $A_{appui} \leq A_{max\ RPA}$.

Avec :

$$A_{min\ CBA}=\frac{bh}{1000}$$

$A_{min\ RPA}$ =0.5 % b.h

Tableau V.3.Vérification des poutres selon les conditions **[CBA et RPA].**

Poutres	Numéro de frame	position	$A_{adoptée}$ (cm^2)	A_{totale} (cm^2)	A_{min} CBA	Amin RPA	Obs
Poutre principale (30x40)	877	Travée	3HA14+1ch14=6.16	10.78	1.20	6.0	**Vérifiée**
	958	Appui	3HA14+3ch14=9.24	13.86		6.0	**Vérifiée**
Poutre Secondaire (30x30)	940	Travée	3HA14=4.62	9.24	0.90	4.5	**Vérifiée**
	1999	Appui	5HA14=7.70	12.32		4.5	**Vérifiée**
Poutre Chinage (30x30)	813	Travée	3HA12=3.39	6.78	0.90	4.5	**Vérifiée**
	813	Appui	3HA12=3.39	6.78		4.5	**Vérifiée**

V.2.5. Vérification des contraintes à l'ELS

Après avoir calculé les armatures longitudinales, une vérification à l'E.L.S est nécessaire.

La contrainte admissible de béton est donnée par la formule :

$\overline{\sigma_b}$= 0.6 f_{c28} Pour : $f_{c28} = 25\ MPA \rightarrow \overline{\sigma_b} =$ 15MPA.

Si la fissuration est peu nuisible, on doit vérifier seulement : $\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$

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

Dans notre cas, on considère que la fissuration est non préjudiciable, puisqu'on va étudier les cas les plus défavorables pour les poutres étage et Terrasse.

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

Poutres	*Niveau*	*position*	M_{ser} *(KN.m)*	*A adoptée* (cm^2)	σ_b*(MPa)*	$\overline{\sigma_b}$ *(MPa)*	*Obs*	σ_S*(MPa)*	$\sigma_{s'}$*(MPa)*	$\overline{\sigma_s}$ *(MPa)*
Poutre principale (30x40)	*Habitation*	*Travée*	*44.00*	*6.16*	*5.87*	*15*	*C.V*	/	/	***201.63***
		Appui	*-71.12*	*9.24*	*8.34*	*15*	*C.V*	/	/	***201.63***
Poutre secondair (30x30)	*Habitation*	*Travée*	*23.36*	*4.62*	*5.59*	*15*	*C.V*	/	/	***201.63***
		Appui	*-27.64*	*7.70*	*5.00*	*15*	*C.V*	145.81	54.90	***201.63***
Poutre Chinage (30x30)	*Habitation*	*Travée*	*7.26*	*3.39*	*1.31*	*15*	*C.V*	*16.32*	*16.32*	***201.63***
		Appui	*-9.88*	*3.39*	*2.77*	*15*	*C.V*	*116.28*	*27.27*	***201.63***

V.2.6. Justification des poutres sous sollicitations des efforts tranchants

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

Tableau V.5. Resultat de Calcul de $\bar{\tau}_u$.

	poutres de rive	**poutres intermediairs**
Fissuration	la fissuration est préjudiciable	la fissuration est peu nuisible
$\overline{\tau_u}$	$\text{Min}\left\{0.15 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4\text{ Mpa}\right\}$	$\text{Min}\left\{0.20 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5\text{ Mpa}\right\}$
situation durable	$\bar{\tau}_u$*=2.50 MPa*	$\bar{\tau}_u$ *=3.33MPa*
Situation accidentelle	$\bar{\tau}_u$*=3.26 MPa*	$\bar{\tau}_u$ *=4.34 MPa*

Tableau V.6.Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres.

Poutres	**Numéro d'élément**	**Vu (KN)**	**Comb**	**Type de fissu**	**τ_uMpa)**	**$\overline{\tau_u}$ (Mpa)**	**Obs**
Poutre principal (30x40)	1758	314.65	G+Q-Edx	Peu nuisible	2.79	3.33	**Vérifiée**
Poutre Secondaire (30x30)	1087	107.55	G+Q+Edx	préjudiciable	1.3	2.5	**Vérifiée**
Poutre chinage	972	23.1	G+Q+Edy	préjudiciable	0.28	2.5	**Vérifiée**

(30x30)							

V.2.7. Calcul des armatures transversales

L'acier choisi pour le ferraillage transversal est de type barres à haut adhérence F_e400.

Le calcul des armateurs transversale et leurs espacements se fait suivant l'annexe E.

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

Tableau V.7. Calcul des armatures transversales et leur espacement.

		CBA 93		**RPA 99**			**$S_{t\ adopté}$ (cm)**		
Section	**τu (Mpa)**	**St (cm)**	**At (cm2)**	**S (ZN) (cm)**	**S'(ZC) (cm)**	**At (cm2)**	**S (ZN) (cm)**	**S'(ZC) (cm)**	**$A_{t\ choisie}$ (cm^2)**
PP (30x40)	2.79	33.75	1.01	10	20	1.80	10	15	**4HA8=2.01**
PS (30x30)	1.30	24.75	0.74	10	15	1.35	10	15	**4HA8=2.01**
Pch (30x30)	0.28	24.75	0.74	10	15	1.35	10	15	**4HA8=2.01**

V.2.8. Vérification de la flèche

Il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche si les 3 inégalités sont vérifiées (Annexe B) :

$$\frac{h}{l} > \frac{1}{16} \quad ; \quad \frac{h}{l} \geq \frac{1}{10}\frac{Mt}{M0} \quad ; \quad \frac{A}{b0.d} \leq \frac{4.2}{fe}$$

Avec : $M_t = K\ M_0$; K : est un coefficient réducteur ($0.75 \leq K \leq 0.85$), on prend K = 0.75

Tableau V.8. Vérification de la flèche des poutres.

Section	**1^{eré} Condition**			**2eme Condition**			**3eme Condition**		
	$\frac{h}{l}$	$\frac{1}{16}$	$\frac{h}{l} > \frac{1}{16}$	$\frac{h}{l}$	$\frac{1}{10}\frac{Mt}{M0}$	$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{10}\frac{Mt}{M0}$	$\frac{A}{b0.d}$	$\frac{4.2}{fe}$	$\frac{A}{b0.d} \leq \frac{4.2}{fe}$
PP (30×40)	0.08	0.0625	Vérifiée	0.08	0.075	Vérifiée	0.005	0.0105	Vérifiée
PS (30×30)	0.097	0.0625	Vérifiée	0.097	0.075	Vérifiée	0.0102	0.0105	Vérifiée
PCH (30×30)	0.097	0.0625	Vérifiée	0.097	0.075	Vérifiée	0.004	0.0105	Vérifiée

Commentaire :

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

Schémas des armatures des poutres :

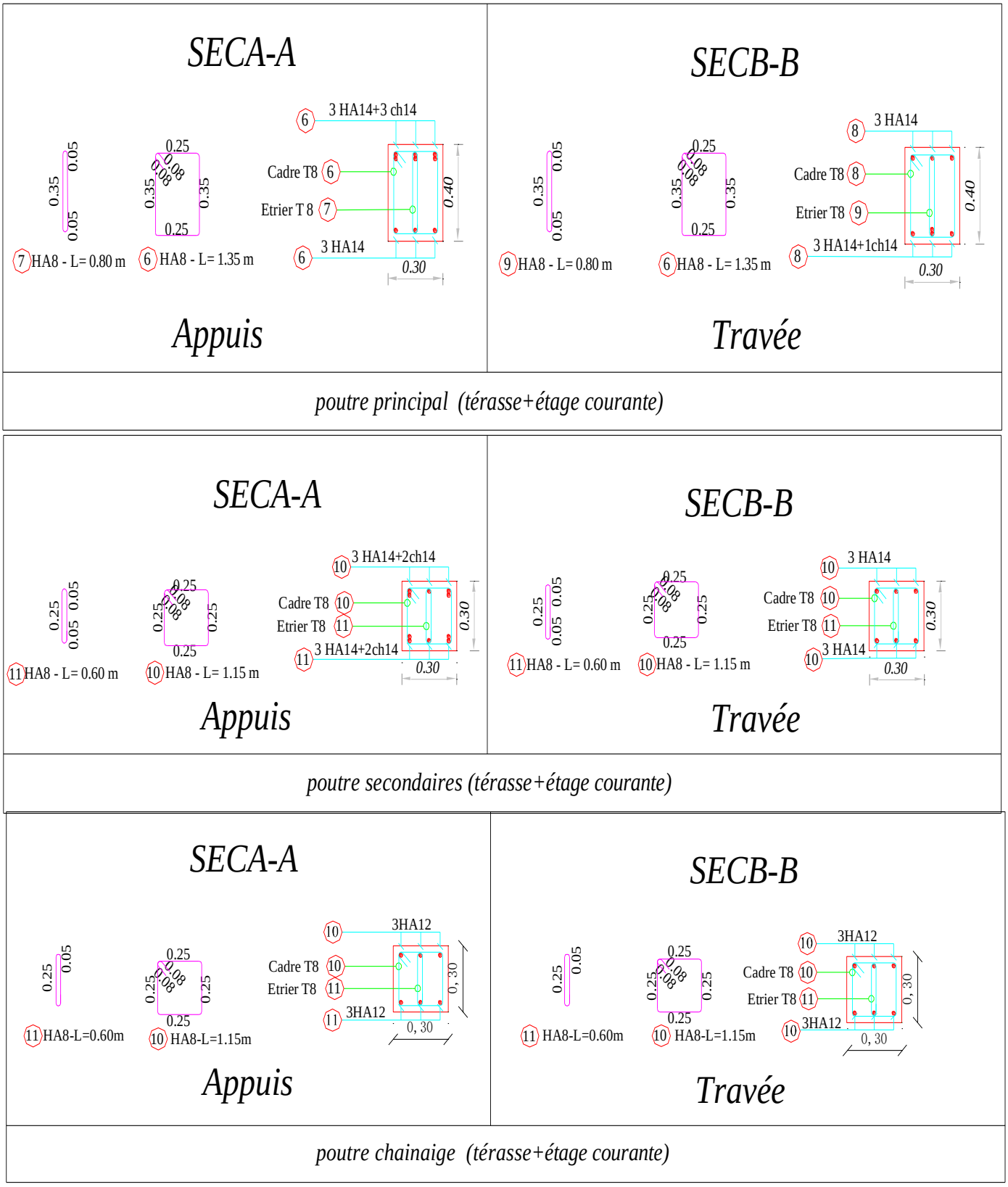


Figure V.1. Dessin de Ferraillage des poutres.

V.3. Ferraillage des poteaux

V.3.1. Introduction

Les poteaux sont des éléments verticaux dans le bâtiment et sont supposés reprendre les charges verticales et la totalité des charges horizontales pour les structures auto-stables ou bien une charge horizontale restreinte supérieure à ***25%*** pour les structures contreventées. Leur inertie joue un rôle prépondérant dans la résistance des charges horizontales. Les poteaux sont généralement soumis à la flexion composée.

Pour équilibrer l'effort normal et le moment de flexion, nous pouvons avoir les quatre (04) cas extrêmes suivant :

- $N_{max}\ et\ M_{x\ correspondant}\ \ et\ M_{y\ correspondant}$
- $N_{min}\ et\ M_{x\ correspondent}\ \ et\ M_{y\ correspondant}$
- $M_{x\ max}\ et\ et\ M_{y\ correspondant}\ et\ N_{correspondent}$
- $M_{y\ max}\ et\ et\ M_{x\ correspondant}\ et\ N_{correspondent}$

V.3.2. Armatures longitudinales

V.3.2.1. Recommandations sur le ferraillage minimal

- **Selon le CBA93 :** $A_l = \text{Min}\begin{cases} 4\ cm^2 \text{par métre de longueur de parement} \\ 0.1\% \leq \frac{A_l}{B} \leq 5\% \quad \text{Section de béton comprimée} \end{cases}$

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

- **Selon le RPA2003 « Art 7.4.2.1 » :**

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.
- Leur pourcentage est limité en zone IIb 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 IIb.
- La distance maximale entre deux barres voisines sur une même face ne doit pas dépasser : 20 cm en zone IIb.
- La zone nodale est bornée par la face supérieure du plancher et h'. $h' = \text{Max}\left[\frac{h_e}{6};\ b_1;\ h_1;\ 60cm\right]$

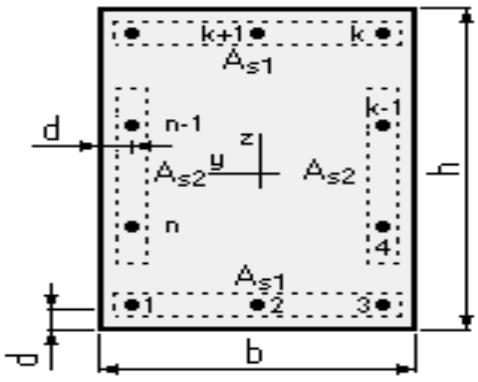


Figure V.2. Les sections des poteaux.

Tableau V.9. Efforts et sections d'acier adoptées pour les poteaux.

Etage	*Section*	*Sollicitations*						$A_{calculée}$ *(cm²)*		$A_{choisie}$ *(cm²)*
								A_{s1}	A_{s2}	
Sous-sol RDC, 1eretage	**60x60**	N_{max}	-3106.61	$M_{x\,corr}$	-6.12	$M_{y\,corr}$	3.25	3.00	1.80	3HA12=3.39cm^2
		N_{min}	-1082.85	$M_{x\,corr}$	-12.37	$M_{y\,corr}$	6.81	3.00	1.80	
		M_{max}	54.05	M_{corr}	-2.40	N_{corr}	-2288.32	3.00	1.80	
2eme ,3eme et 4eme*etage*	**55x55**	N_{max}	-2253.02	$M_{x\,corr}$	-16.15	$M_{y\,corr}$	14.23	2.75	1.65	3HA12=3.39cm^2
		N_{min}	-684.27	$M_{x\,corr}$	2.17	$M_{y\,corr}$	4.15	2.75	1.65	
		M_{max}	-51.69	M_{corr}	-3.49	N_{corr}	-1395.85	2.75	1.65	
5eme ,6eme et 7eme*etage*	**50x50**	N_{max}	-1490.99	$M_{x\,corr}$	-19.02	$M_{y\,corr}$	17.69	2.5	1.5	3HA12=3.39cm^2
		N_{min}	-378.11	$M_{x\,corr}$	5.44	$M_{y\,corr}$	2.28	2.5	1.5	
		M_{max}	-50.89	M_{corr}	-6.64	N_{corr}	-819.61	2.5	1.5	
8eme,9eme, 10eme *et* 11eme etage	**45x45**	N_{max}	-802.26	$M_{x\,corr}$	-19.37	$M_{y\,corr}$	18.20	2.25	1.35	3HA12=3.39cm^2
		N_{min}	-39.93	$M_{x\,corr}$	6.22	$M_{y\,corr}$	-0.79	10.63		
		M_{max}	-52.02	M_{corr}	-9.89	N_{corr}	-109.89	3.23	0.37	
Tous les étages	**25x25**	N_{max}	-194.32	$M_{x\,corr}$	1.99	$M_{y\,corr}$	-2.17	1.25	0.75	3HA12=3.39cm^2
		N_{min}	4.66	$M_{x\,corr}$	0.79	$M_{y\,corr}$	-2.29	0.9	1.1	
		M_{max}	-10.04	M_{corr}	2.69	N_{corr}	-75.80	1.65	0.35	

V.3.2.2. Vérification selon le RPA et CBA :

A min $_{CBA}$=$\frac{B}{1000}$

A min $_{RPA}$=0.009×b×h Zone III

Tableau V.10.Vérification selon le RPA et CBA

Section	**A (cm^2)**	**A min $_{CBA}$ (cm^2)**	**A min $_{RPA}$ (cm^2)**	**A final (cm^2)**
60×60	9.60	3.60	32.40	4HA16+16HA14 =32.67 cm^2
55×55	8.80	3.03	27.23	20HA14=30.79 cm^2
50×50	8.00	2.50	22.50	16 HA14 = 24.63cm^2
45×45	10.63	2.03	18.23	12 HA14 = 18.47cm^2
25×25	4.00	0.63	5.63	6 HA12 = 6.79cm^2

V.3.2.3. Vérification des contraintes à l'ELS

Après avoir fait le choix des armatures longitudinales (tout en respectant les sections minimales exigées par les règlements), on passe à la vérification des contraintes à l'ELS, selon les règles CBA93.

On doit vérifier les contraintes du béton et d'acier avec les contraintes admissibles suivantes :

- ✓ 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 $\sigma_s \leq [\sigma_s]=201.63MPa$.

Les résultats de vérification seront représentés dans le tableau suivant :

Tableau V.11.Vérification des armatures à ELS des poteaux

Section	Sollicitations						Type de fissuration	σ_b (MPa)	σ_s (MPa)	σ_s' (MPa)	$\sigma_i \leq \bar{\sigma}_i$
60x60	N_{max}	-2270.86	$M_{x\,corr}$	-4.49	$M_{y\,cor}$	2.41	Peu nuisible	6.06	/	/	Vérifiée
	N_{min}	-795.53	$M_{x\,corr}$	-9.12	$M_{y\,cor}$	4.99	préjudiciable	2.32	0.00	33.90	Vérifiée
	M_{max}	39.44	M_{corr}	-1.74	N_{corr}	-1673.51	préjudiciable	5.36	0.00	77.79	Vérifiée
55x55	N_{max}	-1646.87	$M_{x\,corr}$	-11.86	$M_{y\,cor}$	10.46	Peu nuisible	5.77	/	/	Vérifiée
	N_{min}	-502.56	$M_{x\,corr}$	1.54	$M_{y\,cor}$	3.03	préjudiciable	1.98	0.00	28.44	Vérifiée
	M_{max}	-37.81	M_{corr}	-2.61	N_{corr}	-1020.39	préjudiciable	4.68	0.00	65.88	Vérifiée
50x50	N_{max}	-1089.88	$M_{x\,corr}$	-13.96	$M_{y\,cor}$	12.97	Peu nuisible	5.17	/	/	Vérifiée
	N_{min}	-277.61	$M_{x\,corr}$	3.93	$M_{y\,cor}$	1.66	préjudiciable	1.74	0.00	23.97	Vérifiée
	M_{max}	-37.22	M_{corr}	-4.90	N_{corr}	-599.02	préjudiciable	3.99	0.00	54.48	Vérifiée
45x45	N_{max}	-586.58	$M_{x\,corr}$	-14.20	$M_{y\,cor}$	13.33	Peu nuisible	4.25	/	/	Vérifiée
	N_{min}	-29.25	$M_{x\,corr}$	4.50	$M_{y\,cor}$	-0.60	préjudiciable	1.16	18.35	12.98	Vérifiée
	M_{max}	-38.15	M_{corr}	-7.34	N_{corr}	-80.15	préjudiciable	4.64	109.32	48.29	Vérifiée
25x25	N_{max}	-142.10	$M_{x\,corr}$	1.47	$M_{y\,cor}$	-1.59	préjudiciable	3.01	0.00	38.61	Vérifiée
	N_{min}	3.57	$M_{x\,corr}$	0.60	$M_{y\,cor}$	-1.66	préjudiciable	1.42	28.12	9.98	Vérifiée
	M_{max}	-7.38	M_{corr}	1.97	N_{corr}	-55.64	préjudiciable	5.02	57.54	44.92	Vérifiée

V.3.3. Armatures transversales

Le calcul des armatures transversales des poteaux et leurs espacements se fait suivant les règlements CBA93 et RPA99version2003 (Annexe D).

-Remarque :

Dans notre projet, l'effort tranchant dans les poteaux est nul (R=3.5), donc :

$$\lambda > 5 \text{ pour tous les poteaux} \quad \Rightarrow \quad A_t = A_{t\,min} = 0.003 * t * b_1$$

Tableau V.12. Les armatures transversales et leurs espacements

Section	*Tu (KN)*	*λg*	ρ_a	*St finale*	*At (cm^2)*	*Zone*	*choix*
(60x60)	*33.04*	*5.10*	*2.50*	*15*	*2.70*	*courante*	$4Ø8 = 2.01$
				10	*1.80*	*nodale*	
(55x55)	*32.54*	*5.56*	*2.50*	*15*	*2.47*	*courante*	$4Ø8 = 2.01$
				10	*1.65*	*nodale*	
(50x50)	*32.06*	*6.12*	*2.50*	*15*	*2.25*	*courante*	$4Ø8 = 2.01$
				10	*1.50*	*nodale*	
(45x45)	*31.91*	*6.80*	*2.50*	*15*	*2.01*	*courante*	$4Ø8 = 2.01$
				10	*1.35*	*nodale*	
(25x25)	*6.00*	*12.24*	*2.50*	*15*	*1.12*	*courante*	$3Ø8 = 1.50$
				10	*0.75*	*nodale*	

V.3.4.Vérification de la quantité d'armatures transversales minimales

Tableau V.13.Vérification de la quantité d'armatures transversales des poteaux

Section	**Zone**	$t = \frac{At}{St.b}\%$	λg	**t≥0.3 %**
(60x60)	Courante	0.35	5.10	oui
	Nodale	0.52		oui
(55x55)	Courante	0.38	5.56	oui
	Nodale	0.57		oui
(50x50)	Courante	0.26	6.12	oui
	Nodale	0.40		oui
(45x45)	Courante	0.30	6.80	oui
	Nodale	0.45		oui

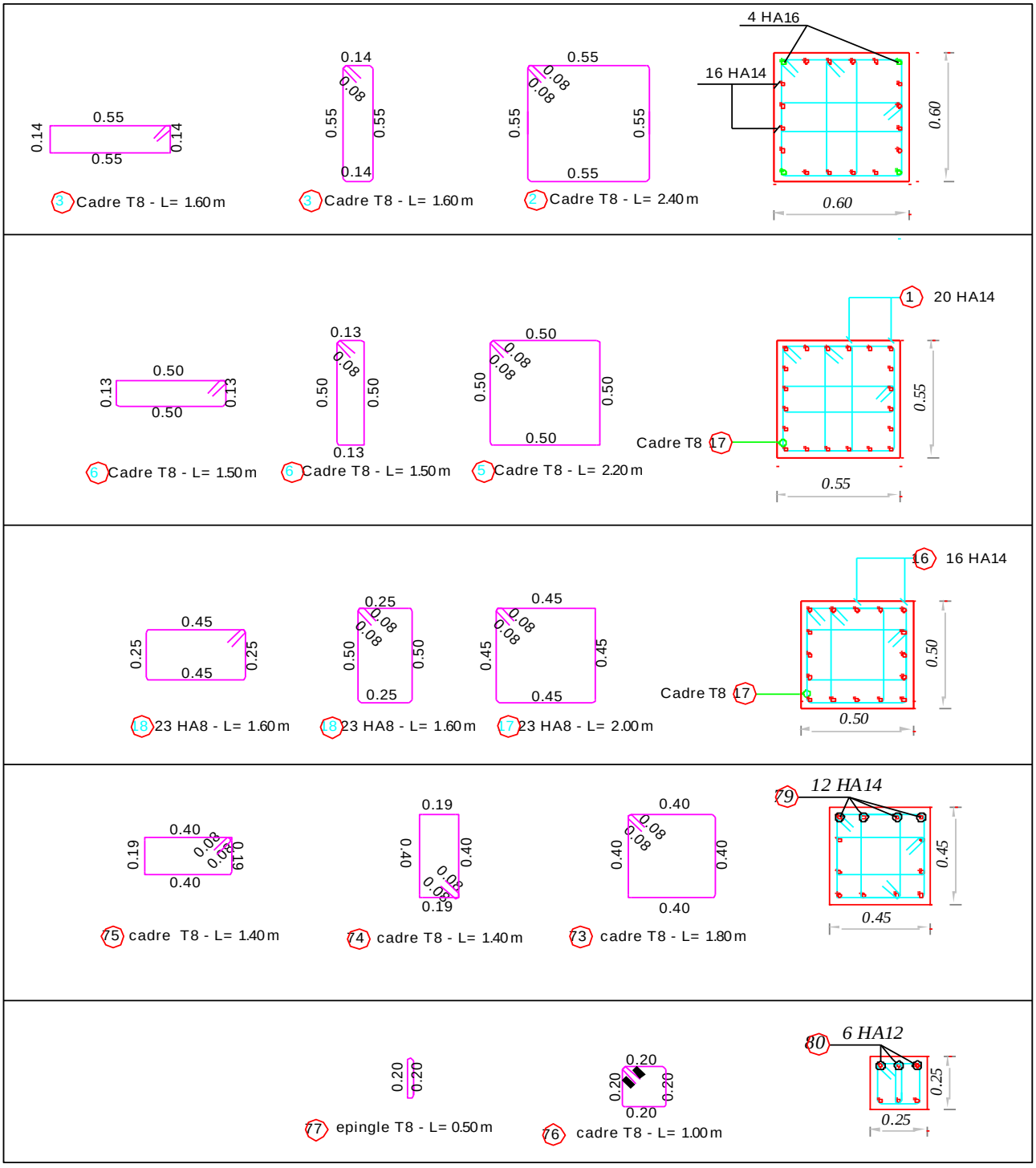


Figure V.3. Dessin de Ferraillage des poteaux.

V.4. Ferraillage des voiles

V.4.1. Introduction

Les voiles sont des éléments verticaux porteurs, dans notre bâtiment, sont utilisés comme des éléments de contreventement dans les deux directions orthogonales, et sont disposés de façon à :

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

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

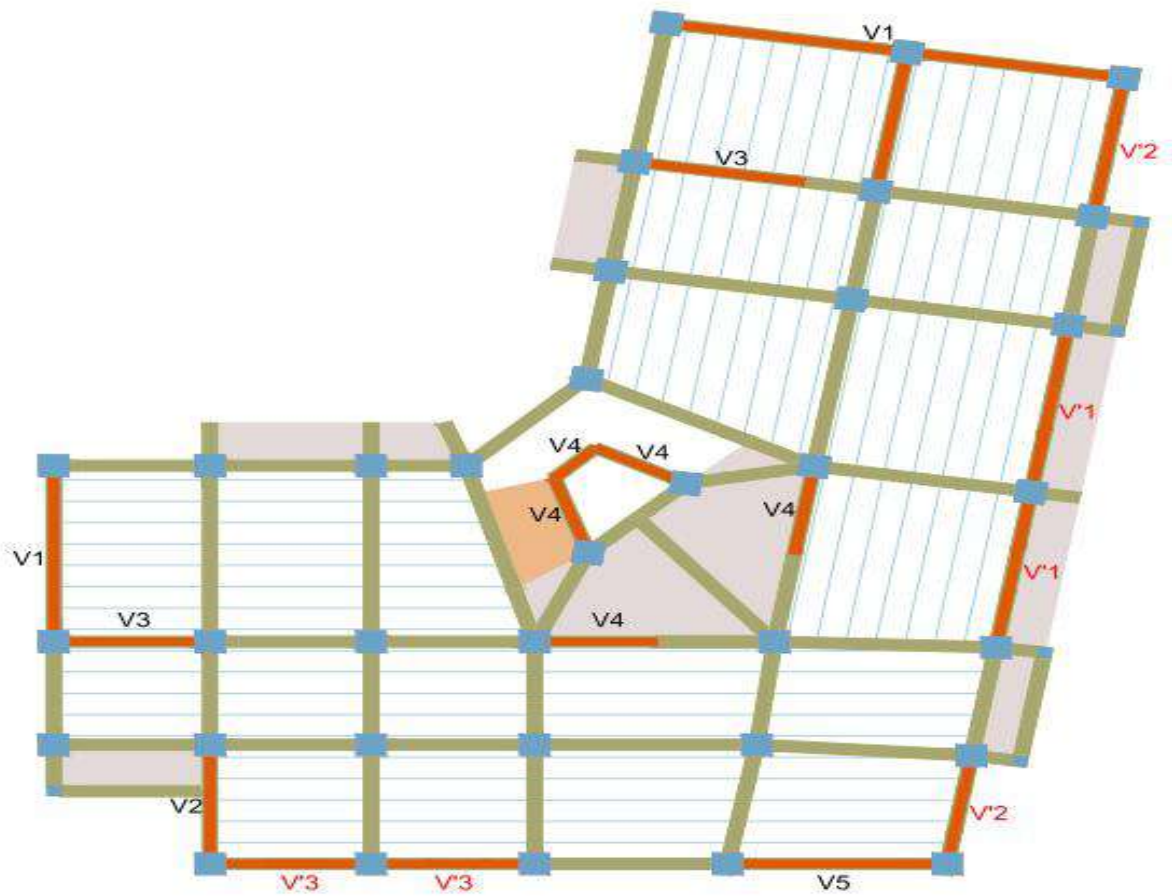


Figure V.4. Numérotation des voiles

V.4.2. Ferraillage des voiles pleines (les trumeaux)

- Nous utilisons la méthode des forces pour le calcul de ferraillages.
- Les armatures verticales :

Sont disposée pour :

  - Equilibrer les contraintes (traction ou compression) dues aux efforts normaux et moments.
  - Minimisé les déformations latérales dues aux charges verticales.

- Les sections minimales et maximales des armatures verticales :

-Av =0.20% Bt	Bt : La section horizontale tendue du voile	[Art 7.7.4.1] RPA 2003
-Av =0.15% Bt	B : La section global du voile	[Art 7.7.4.3] RPA 2003
-Av =0.10% Bt	En zone courante.	[Art 7.7.4.3] RPA 2003

- Les armatures verticales : [Art 7.7.4.3] RPA 2003

  -A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la largeur du voile, cet espacement d'extrémité doit être au plus égale à 15 cm.

  - **Espacement des armatures verticales :**

  $Sv \leq$ Min [1.5a; 30cm] …… [Art 7.7.4.3] RPA 2003

- **Les armatures horizontales :**
  - Sont disposée pour équilibrer les contraintes tangentielles dues aux efforts tranchants.
  - Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées ver l'extérieur.

A_h=Max[$\frac{2}{3}A_v$; 0.15% a. he] ……. [Art 2.233-b] DTR-BC-2.42

$\emptyset_h \leq$ Min [$\frac{h}{35}$; $\frac{a}{10}$; $\emptyset$v]

$S_h \leq$ Min [0.9d ; 40cm] , $S_h \leq \frac{Ah.fe}{0.4a}$, $S_h \leq \frac{0.9\ fe}{\gamma s.a.\tau b}$

$\emptyset_h \leq \frac{a}{10}$, $S_h \leq . \frac{Ahh}{0.003}$, $S_h \leq$ Min [1.5 a; 30 cm]

- **Les armatures transversales :**

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles au mètre carré.

- **La longueur de recouvrement :**

La longueur minimale de recouvrement égale à 50 $\emptyset$ en zone IIb et zone III.

V.4.2.1. Calcul d'armatures verticales

Tableau V.14. Calcul des armateures verticaux des voiles pleins.

Voile	L (cm)	a (cm)	$\frac{L}{10}$(cm)	N (KN.m)	M (KN)	A_S zone extrémité (cm^2)		A_S zone courant min (cm^2)
V1	1010	20	101	-2715.52	9023.88	53.03	53.03	20.20
V2	395	20	60	-320.592	-2861.11	0.00	23.63	7.90
V3	380	20	60	356.126	2099.6	10.41	0.00	7.60
V4	250	20	60	159.24	204.843	0.00	0.00	5.00
V5	510	20	60	-457.333	4798.687	31.22	0.00	10.20

Tableau V.15. Les armatures verticaux du voile plein choisi

Voile	A_S zone extrémité (cm^2)		St zone extrémité (cm)	A_S zone courant (cm^2)	St zone courant (cm)	Av global (cm^2)
V1	2x(14 HA16) = 56.28	2x(14 HA16) = 56.28	7	2x(50HA8)=50.27	14	81.41
V2	2x(6 HA 16) = 24.13	2x(6 HA 16) = 24.13	10	2x(14HA8)=14.07	20	62.33
V3	2x(6HA12) =13.56	2x(6HA12) =13.56	10	2x(13HA8)=13.07	20	40.19
V4	2x(6HA8) =6.03	2x(6HA8) =6.03	10	2x(8HA8) =8.04	20	20.1
V5	2x(8HA16) =32.16	2x(8HA16) =32.16	6	2x(26HA8)=26.12	12	90.44

V.4.2.2. Vérification des armatures à l'ELS

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

Les contraintes sont calculées à L'E.L.S sous Mser :

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

$\overline{\sigma_b}$=0,6 fc28=15 Mpa, et on doit vérifier que : $\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$

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

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

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

Tableau V.16.Vérification des armatures des voiles pleins **à ELS.**

Voile	N (kN)	M (KN.N)	A_{s1} (cm^2)	A_{s2} (cm^2)	σ_b Mpa	σ_s Mpa	$\overline{\sigma_b}$ Mpa	$\overline{\sigma_s}$ Mpa	Obs
V1	3585.14	364.40	56.28	56.28	1.73	25.77	15	201.63	**Vérifiée**
V2	1287.35	33.99	24.13	24.13	1.55	23.11	15	201.63	**Vérifiée**
V3	1733.07	333.75	13.56	13.56	2.23	/	15	/	**Vérifiée**
V4	1328.10	6.95	6.03	6.03	2.59	/	15	/	**Vérifiée**
V5	1882.80	-33.12	32.16	32.16	1.72	25.71	15	201.63	**Vérifiée**

V.4.2.3. Calcul des armateurs horizontaux

Tableau V.17. Calcul des armateurs horizontaux

Voile	As horizontal Calculé (cm^2)	As horizontal Choisie (cm^2)	Espacement (cm)
V1	54.27	2x(27HA 12)= 61.07	10
V2	41.55	2x(27 HA 10)= 42.39	10
V3	26.79	2x(18 HA 10)= 28.27	15
V4	13.4	2x(19 HA 10)= 19.10	15
V5	60.29	2x(28 HA 12)= 63.33	10

V.4.2.4. Armatures transversales

Les deux nappes d'armatures des voiles seront reliées par des aciers de coutures (épingles) dont le diamètre des armatures Φt est tel que $\Phi t \geq \frac{\emptyset v}{3}$, $\emptyset\ v$ étant le diamètre des armatures verticales maintenues par les épingles, voir le tableau suivant :

Tableau V.18. Diamètre des armatures transversales

Armatures longitudinales Øv	Épingles Φt
HA 8 à HA 16	HA 6
HA 20	HA 8

Les épingles sont destinées à empêcher le flambement des armatures verticales ou encore à assurer la transmission des efforts au droit des recouvrements.

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 4par m2 au moins.

Toutes les longueurs de recouvrement sont : Lr = 40ϕ = 40 cm

V.4.3. Ferraillage des voiles avec ouverture (les trumeaux et les linteaux)

V.4.3.1. Les trumeaux

V.4.3.1.1. Armatures verticales

Tableau V.19. Calcul des armatures verticales.

Voile	N(KN)	M (KN.m)	A_{cal} (cm^2)	A_{minRPA} (cm^2)	A_{minCBA} (cm^2)	Choix	A_{cour} (cm^2)	Choix
V'1	150.540	747.03	7.87	5.32	3.55	2HA16+10HA10=11.88	4.15	2×(4HA12)=9.04
V'2	-352.65	157.996	8.55	4.26	2.84	2HA16+10HA10=11.88	3.26	2×(2HA12)=4.52
V'3	-886.75	266.831	16.48	3.22	2.15	2HA16+10HA14=19.42	2.75	2×(1HA12)=2.26

V.4.3.1.2. Vérification des armatures à ELS :

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

Les contraintes sont calculées à L'E.L.S sous Mser :

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

$\overline{\sigma_b}$=0,6 fc28=15 Mpa, et on doit vérifier que : $\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$

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

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

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

Tableau V.20.Vérification des armatures des trumeaux.

Voile	N (kN)	M (KN)	A_{s1} (cm^2)	A_{s2} (cm^2)	σ_b Mpa	σ_s Mpa	$\overline{\sigma_b}$ Mpa	$\overline{\sigma_s}$ Mpa	Obs
V'1	1102.91	51.38	11.88	11.88	2.75	40.71	15	201.63	**Vérifiée**
V'2	428.64	4.57	11.88	11.88	1.23	18.35	15	201.63	**Vérifiée**
V'3	406.97	34.45	19.42	19.42	1.58	23.19	15	201.63	**Vérifiée**

V.4.3.1.3. Calcul des armateurs horizontaux des trumeaux

Tableau V.21. Calcul des armateurs horizontaux des trumeaux

Voile	As horizontal Calculé (cm^2)	As horizontal Choisie (cm^2)	Espacement (cm)
V'1	21.87	2x(28 HA 8)= 28.11	10
V'2	18.85	2x(28 HA 8)= 28.11	10
V'3	27.40	2x(28 HA 8)= 28.11	10

V.4.3.2. 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.

V.4.3.2.1. Ferraillage des linteaux

Dans le calcul des linteaux, on a deux cas :

$\tau_b \leq 0.06 f_{c28}$: Linteau soumis à la Flexion simple

$\tau_b \geq 0.06 f_{c28}$: Linteau soumis à la 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.

Aciers longitudinaux :

$$A_l \geq \frac{M}{Z f_e} \quad , \quad Z = h - 2c \quad , \quad M = 1.4 M_u$$

Aciers transversaux :

On doit savoir si notre linteau est court ou long avec la vérification suivante :

$$\lambda = \frac{l}{h} \Rightarrow \begin{cases} \lambda > 1 & \text{linteau long} \\ \lambda < 1 & \text{linteau court} \end{cases}$$

-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 : $S \leq \frac{A_t * f_e * l}{\bar{V} + (A_t * f_e)}$, $V = \min(V_1 ; V_2)$, $V_2 = 2 * V_u$, $V_1 = \frac{M_{ci} + M_{cj}}{l_{ij}}$

Avec M_{ci} etM_{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*** $(\tau_b \geq 0.06 f_{c28})$***:***

- **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.

$$A_D = \frac{V}{2f_e \sin\alpha} \; ; \; \alpha = \text{Arctg}\left(\frac{h-2d'}{l}\right)$$

- **Armatures longitudinales :**

Ferraillage minimal : RPA2003 « Art 7.7.3.3 »

$$(A_l, A_l') \geq 0.15\% \; (b * h)$$

- **Armatures transversales :**

$$-\text{Pour} : \tau_b \leq 0.025 f_{c28} \quad \Rightarrow \quad A_t \geq 0.0015 \; b * s$$
$$-\text{Pour} : \tau_b > 0.025 f_{c28} \quad \Rightarrow \quad A_t \geq 0.0025 \; b * s$$

s : Espacement entre les cadres

- **Armatures de peau :**

$$A_c \geq 0.002 * b * h$$

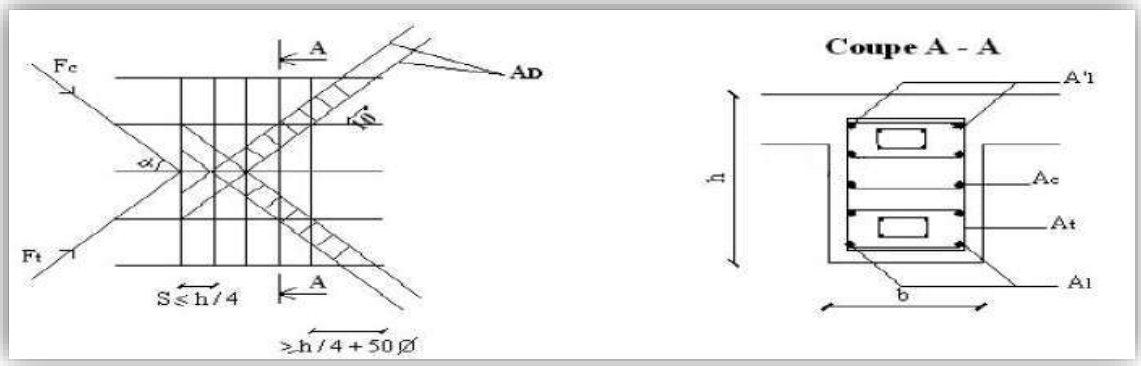


Figure V.5.Armature de linteaux

V.4.3.2.2. Les résultats de calcul du Ferraillage des linteaux

Tableau 0.22. Choix de la méthode de calcul.

Voile	niveau	e (cm)	h (cm)	L (cm)	M (KN.m)	V (KN)	τb	0.06fc28	τb ≤ 0.06fc28
V'1	9.18	20	86	120	326.057	597.509	5.40	1.5	Traction/compression
	36.72	20	86	120	115.057	66.45	1.04	1.5	Flexion simple
V'2	9.18	20	156	120	-241.65	-452.68	2.26	1.5	Traction/compression
	36.72	20	156	120	146.01	29.69	0.73	1.5	Flexion simple
V'3	9.18	20	156	120	512.85	868.90	4.33	1.5	Traction/compression
	36.72	20	156	120	202.194	123.52	1.01	1.5	Flexion simple

Tableau 0.23. La section d'armatures des linteaux (Traction/compression)

	$A_{calculé}$ (cm²)						$A_{choisie}$ (cm²)			
	A_D (cm²)	A_l (cm²)	A_t (cm²)	S_t (cm)	A_c (cm²)	S_t (cm)	A_D (cm²)	A_l (cm²)	A_t (cm²)	A_c (cm²)
V'1	12.47	2.58	1.00	20	3.44	10	2×(6HA12) =13.56	2×(2HA10) =3.14	2HA8 =1.00	2×(8HA8) =8.04
V'2	7.03	4.68	1.00	20	6.24	10	2×(4HA12) = 9.04	2×(2HA14) = 6.15	2HA8 = 1.00	2×(11HA8) =11.05
V'3	13.49	4.68	1.00	20	6.24	10	2×(6HA12) =13.56	2×(2HA14) = 6.15	2HA8 = 1.00	2×(11HA8) =11.05

Tableau 0.24. La section d'armatures des linteaux (Flexion simple)

	$A_{calculé}$ (cm²)					$A_{choisie}$ (cm²)		
	A_l (cm²)	A_t (cm²)	S_t (cm)	A_c (cm²)	S_t (cm)	A_l (cm²)	A_t (cm²)	A_c (cm²)
V'1	2.89	1.00	20	3.44	10	2× (2HA10) =3.14	2HA8 =1.00	2× (8HA8) =8.04
V'2	0.69	1.00	20	6.24	10	2× (2HA10) = 3.14	2HA8 = 1.00	2× (11HA8) =11.05
V'3	2.86	1.00	20	6.24	10	2× (2HA10) = 3.14	2HA8 = 1.00	2× (11HA8) =11.05

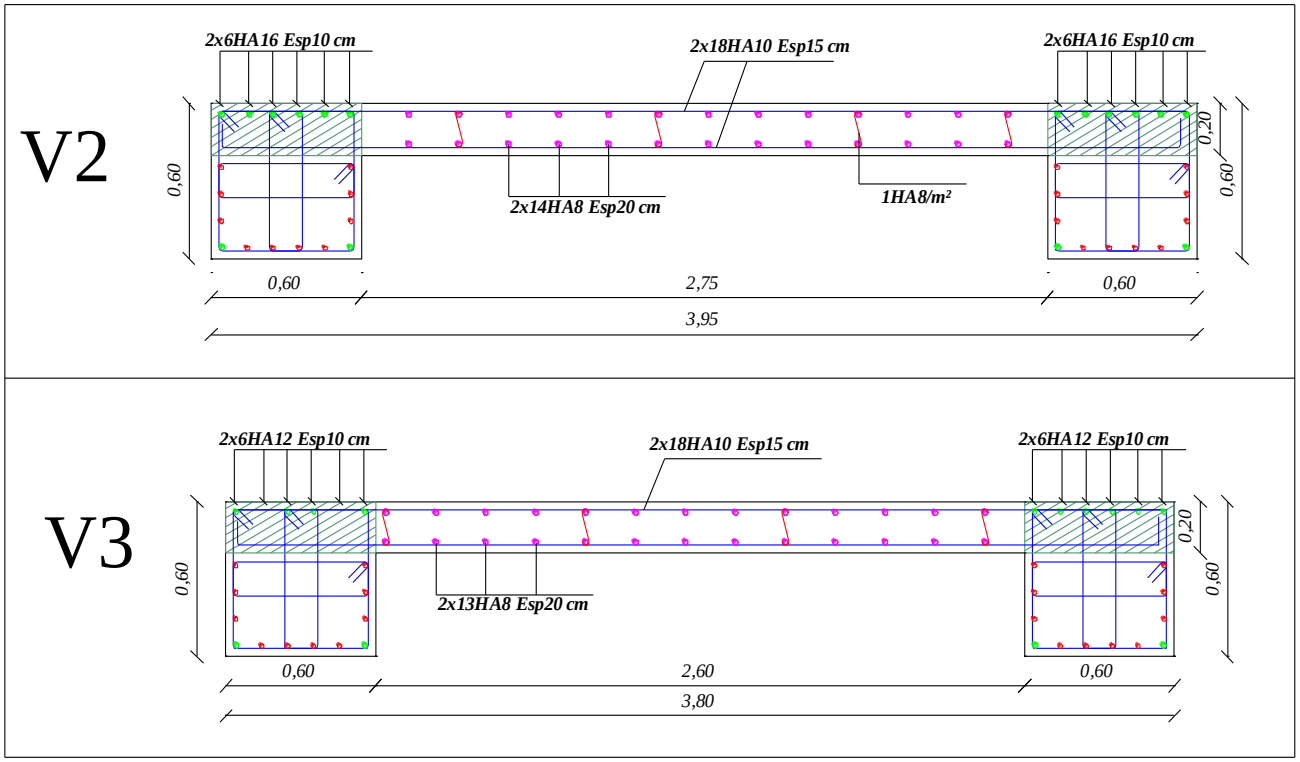


Figure V.6. Dessin de ferraillage des voiles pleines.

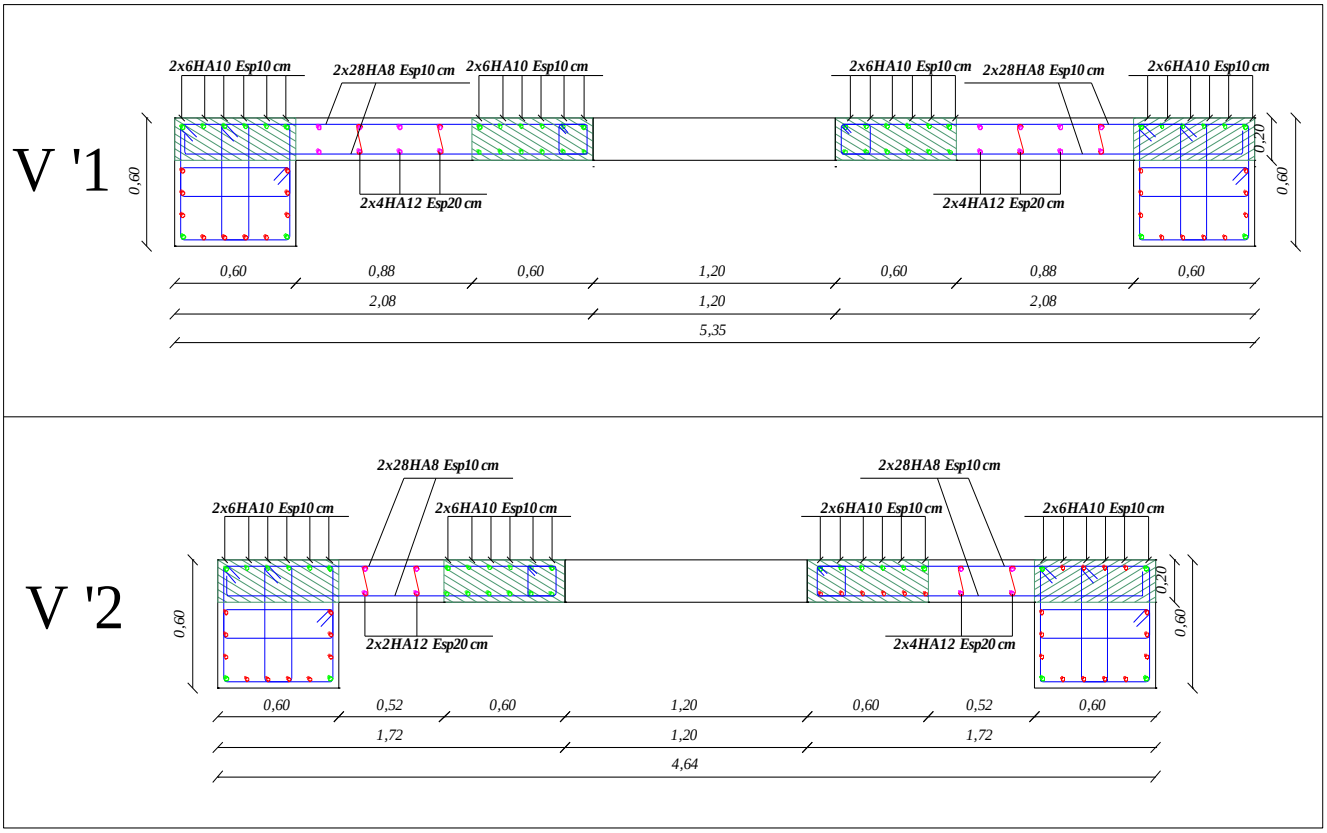


Figure V.7. Dessin de ferraillage des voiles avec ouvertures.

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.

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. Connaissance du site et du sol

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

Le rapport du sol donne les informations suivantes :

- Il s'agit d'un sol de nature argile marneuse.
- De faible a forte humidité et de faible a forte compacité. (W **% = 14.84 %**)
- De Moyenne cohésion. (c **= 0.4 bars**)
- L'angle de frottement est de ($\boldsymbol{\varphi}$ **=22°**)
- Le PH est proche de la neutralité. (**7.94**)
- Le pourcentage en sulfates indique que l'agressivité est nulle. (**0 %**)
- Le taux de carbonates est moyen. (**35%**)

VI.3. Etude préliminaire du choix de type de semelle

La structure en question sera fondée sur un sol dont la contrainte admissible est de **2.0 bars**

La profondeur d'ancrage de **2.00 m** par rapport au niveau du sol. (Sous-sol)

Pour des raisons économiques on vérifie dans l'ordre suivant :

-Les semelles isolées, les semelles filantes et le radier et on opte pour le choix qui assure la stabilité de la structure.

VI.4. Les efforts normaux à base de la structure

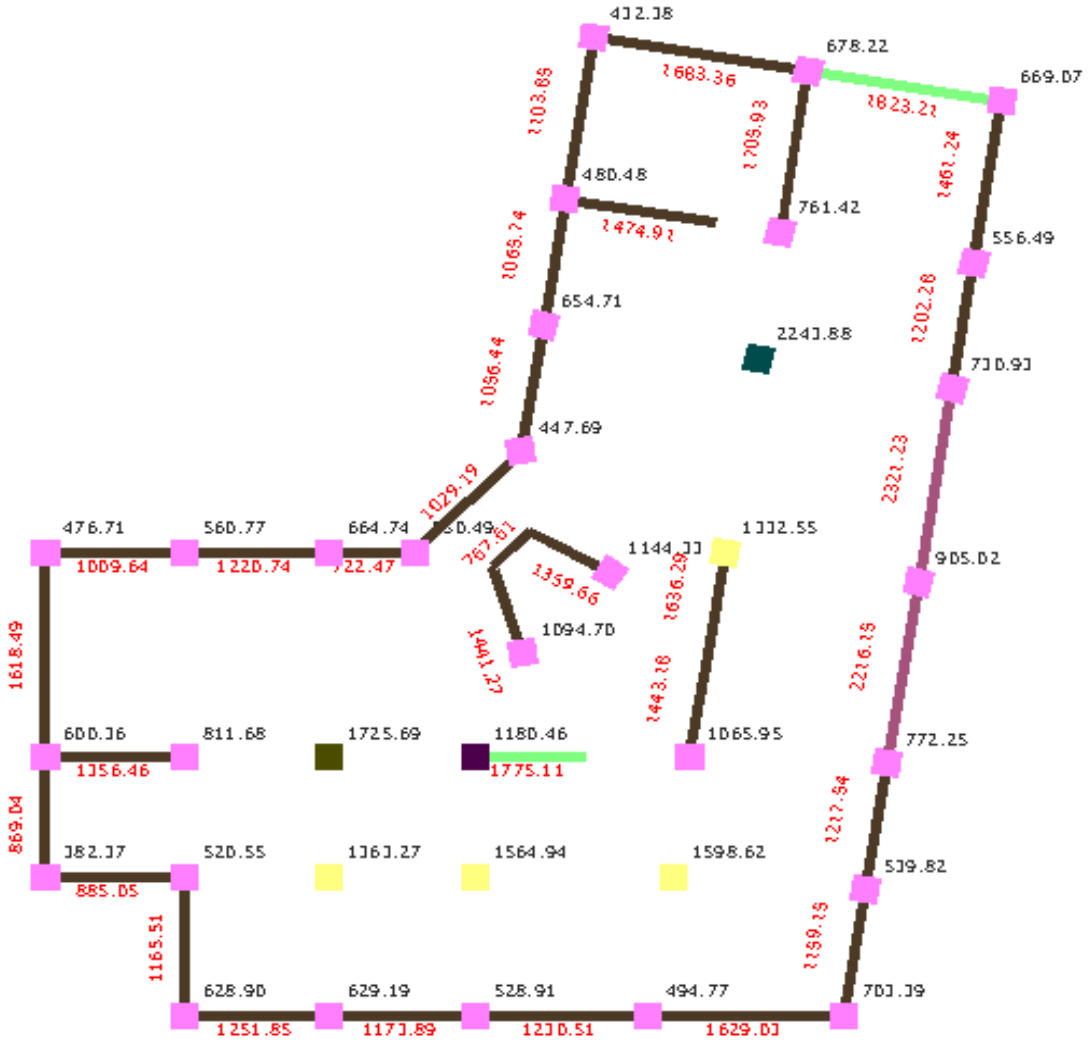


Figure VI.2. Les efforts normaux des poteaux et des voiles à l'ELS.

- **A l'ELS**

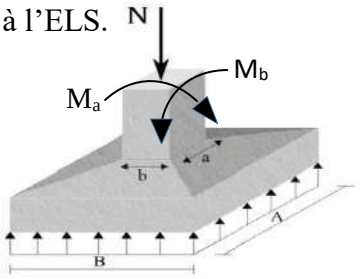


Figure VI.1 : Semelle isolée.

VI.5. Calcul des semelles isolées

VI.5.1. Dimensionnement des semelles isolées

Le calcul de " A et B " de la semelle se fait sur la base de l'inéquation d'équilibre Statique : $e = \frac{M}{N}$

Diagramme trapézoïdale : $[\frac{a}{b}\bar{\sigma}_{sol}]\ B^3 - [N]\ B - [3\ e_{0b}\ N] \geq 0$. (Même pour A)

Diagramme triangulaire : $[1{,}995\frac{a}{b}\bar{\sigma}_{sol}]\ B^3 - [3{,}99\frac{a}{b}\ e_{0b}\bar{\sigma}_{sol}]\ B - [2N] \geq 0$. (Même pour A)

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

S	A cm	b cm	N (KN)	Mx (KN.m)	My (KN.m)	Diagramme	Acal (m)	B cal (m)	Ach (m)	B ch (m)	h cal (cm)	h ch (cm)
S1	60	60	2243.88	5.75	6.86	Trapézoïdale	3.35	3.35	3.7	3.7	80.5	80
S2	60	60	1725.69	-14.77	4.00	Trapézoïdale	2.94	2.94	3.4	3.4	73.0	75
S3	60	60	1180.46	8.37	0.55	Trapézoïdale	2.43	2.43	2.5	2.5	50.5	50

VI.5.2. Vérification de l'interférence entre deux semelles

Lorsqu'il y'a deux fondations voisines, leurs bulles de pression peuvent se chevaucher et la partie du sol située entre les deux fondations supportera plus que s'il y'avait une seule fondation, cette interférence entre bulbes de pression peut causer un tassement plus important entre les deux fondations que sous chaque une des fondations, ainsi que les semelles très chargées auront un bulbe beaucoup plus profond que les autres, le tassement sera plus important que le simple rapport charge/périmètre.

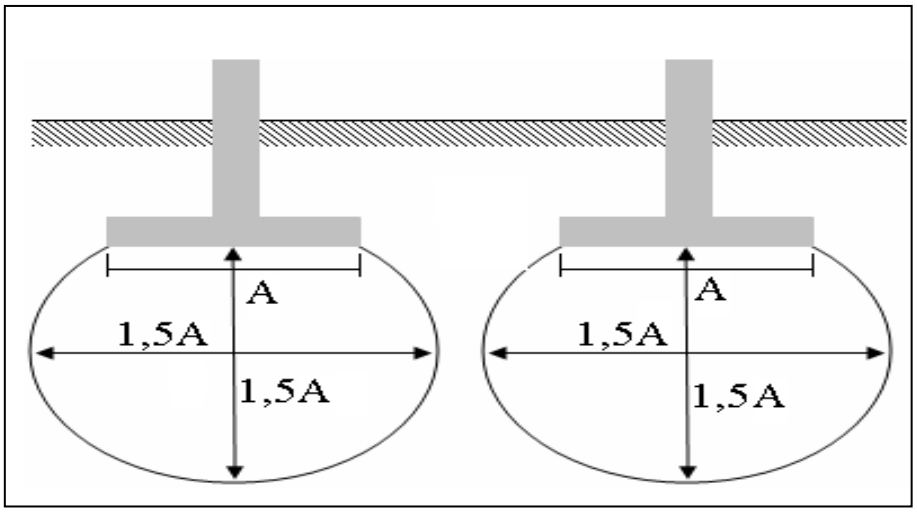


Figure VI.3. Schéma des bulles de pression sous la semelle.

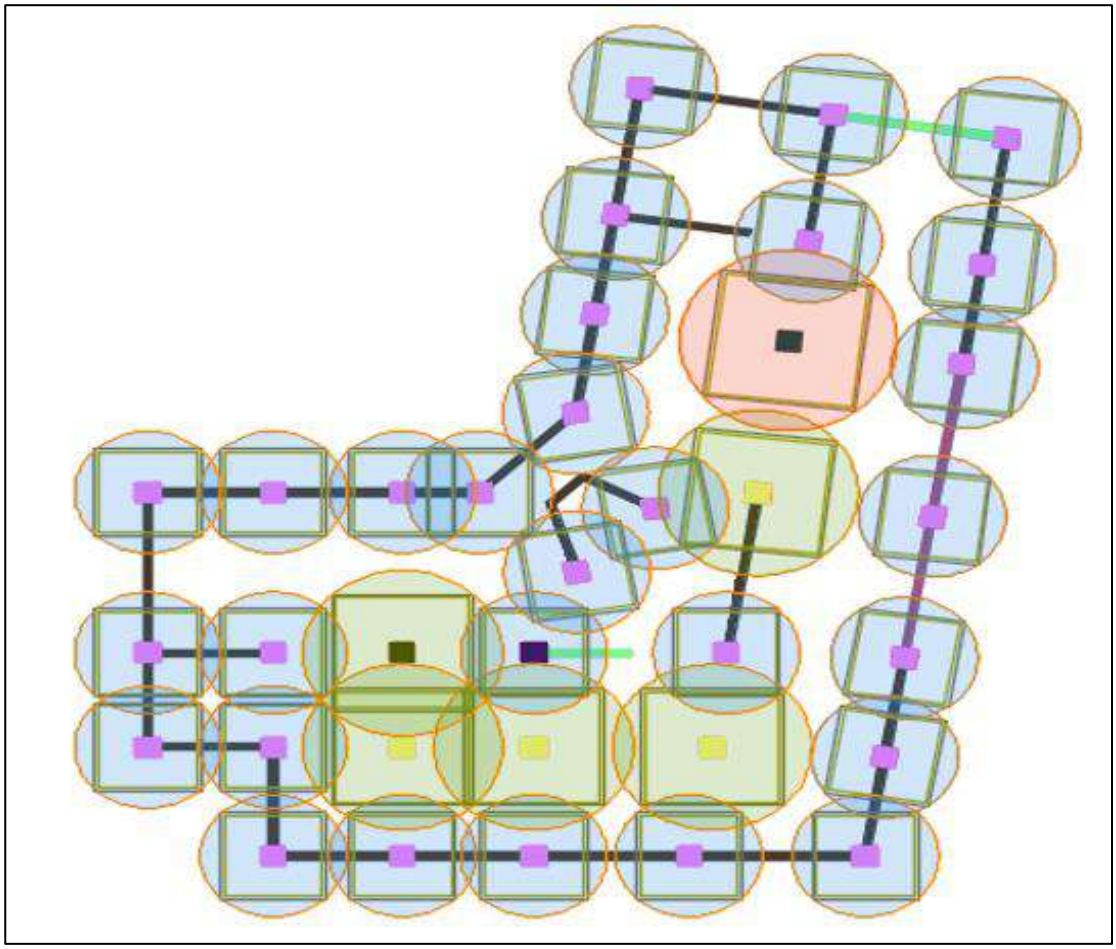


Figure VI.4. Les bulles de pression sous la semelle.

➢ **Remarque**

D'après le Figure VI.3, on remarque qu'il y a un chevauchement des semelles, on a 1 type de semelle a étudié : les semelles filantes croisées (semelles filantes suivants les deux sens).

VI.6. Calcul des semelles filantes

Les dimensions des semelles sont déterminées en fonction des conditions ci-dessous :

- Limitation des contraintes du sol et des tassements différentiels sous semelles.
- Transmission correcte des efforts par bielles obliques de compression du béton.
- Bon enrobage des armatures.
- Non poinçonnement

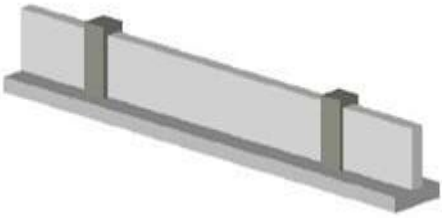


Figure VI.5. Semelle filantes sous voiles.



Figure VI.6. Semelle filantes sous plusieurs poteaux.

VI.6.1. Dimensionnement des semelles filantes

Le calcul de la largeur " B " de la semelle se fait comme suit :

Semelle filante sous plusieurs poteaux : $(A = \frac{l_i + l_{i+1}}{2} + b)$. Transversalement considérer comme une semelle isolée ayant un effort normal N : maximum des efforts des poteaux liés à la semelle filante.

Semelle filante sous mur (voile) avec N et M : on prendre A = 1m et le dimensionnent reste comme une semelle isolée.

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

Semelle		A m	N_{ser} kN	M_{corr} kN	B calculé m	B adopté m	h calculé cm	h adopté cm	σ_{sol} calculé MPa	$[\overline{\sigma}_{sol}]$ MPa
Sous Plusieurs poteaux	SF 1	4.55	2243.88	6.86	2.49	2.60	53.6	55	1.83	2.00
	SF 2	4.52	1725.69	14.77	1.93	2.20	43.6	55	1.67	
Sous voiles	SF ph1	1.0	483.58	23.36	2.52	2.60	53.6	55	1.88	
	SF ph2	1.0	340.07	49.35	2.00	2.20	43.6	55	1.93	

VI.6.2. Vérification de la stabilité au renversement

Quel que soit le type de fondation (superficielle ou profonde), on doit vérifier que l'excentrement de la résultante des forces verticales gravitaires et des forces sismiques reste à

L'intérieur de la moitié centrale de la base des éléments de fondation résistant au renversement $(e_0 = \frac{M_s}{N_s} \leq \frac{B}{4})$.

Tableau VI.3. Vérification de renversement des semelles filantes.

Semelle		N_{ser} Kn	$M_{ser\ corr}$ kN.m	e_0 cm	B m	$\frac{B}{4}$ Cm	$e_0 \leq \frac{B}{4}$
Sous plusieurs poteaux	SF 01	2243.88	6.86	0.30	2.60	65	CV
	SF 02	1725.69	14.77	0.85	2.20	55	CV
Sous voiles	SF ph01	483.58	23.36	4.83	2.60	65	CV
	SF ph02	340.07	49.35	14.51	2.20	55	CV

VI.6.3. Vérification de poinçonnement de semelle filante

$$F \leq F_{Limite} = 0{,}045.u_c.h.\frac{f_{cj}}{\gamma_b}$$

Tableau VI.4. Vérification de poinçonnement de la semelle filante.

Semelle filante	H Cm	F_{limite} kN	F_u kN	Vérification
	55.00	1897.50	3070.18	Non

- **La condition n'est pas vérifiée .**

VI.6.4. Ferraillage des semelles filantes

VI.6.4.1. Semelle filantes (continue) sous plusieurs poteaux

La détermination des armatures se divisera en deux parties, transversalement pour dimensionner et ferrailler la semelle et longitudinale pour dimensionner et ferrailler la poutre de libage.

Transversalement la semelle sera considérée comme isolée ayant pour effort normal N le maximum entre les efforts des poteaux lies à cette semelle filante, ainsi que le moment Mb parallèle à la dimension transversale.

La dimension longitudinale A sera prise comme la distance à mi-chemin entre les poteaux de part et d'autre ($A = \frac{l_i + l_{i+1}}{2} + b$).

Tableau VI.5. Choix de méthode de calcul.

Semelle	N_u (KN)	M_u (KN)	$e_0 = \frac{M_u}{N_u}$ (cm)	$\frac{B}{18}$ (cm)	Méthode
SF01	3070.18	9.33	0.304	14.44	Des bielles
SF02	2358.96	20.20	0.856	12.22	Des bielles

Les armatures principales, transversales, et les armatures de répartitions (avec ses espacements) sont déterminées respectivement par les formules suivantes :

Méthode des bielles $\begin{cases} A_b = \frac{P_u(B-b)}{8.d_b.\sigma_s} \\ A_{a,rep} = \frac{A_b}{4}.B \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} A_b \text{ en } [cm^2] \\ B \text{ en } [m] \end{cases}$

- Armatures principales

Tableau VI.6. Ferraillages des semelles filantes sous plusieurs poteaux.

Semelle	N_u KN	A M	B m	$A_{calculée}$ cm^2	$A_{choisie}$ cm^2	St cm
SF01	3070.18	4.55	2.60	44.54	46HA12=52.02	10
SF02	2358.96	4.52	2.20	34.33	45HA12=50.85	10

- Armature de répartitions

Tableau VI.7. Armature de répartition des semelles filantes sous plusieurs poteaux.

Semelle	Ab cm^2	B m	$A_{rép}$ m	$A_{choisie}$ cm^2	St cm
SF01	11.31	2.60	7.35	2x (7HA12)=15.84	15
SF02	11.31	2.20	6.22	2x (5HA12)=11.31	15

VI.6.4.2. Semelle filante (continue) sous un voile

Le calcul de ferraillage est fait pour 1m de largeur et prendre toutes les formules de ferraillage d'une semelle isolée pour la détermination de la quantité de ferraillage parallèle à B.

Tableau VI.8. Vérification de méthode de calcul.

Semelle	N_u/ml (KN/ml)	M_u/ml (KN)	$e_0 = \frac{M_u}{N_u}(cm)$	$\frac{B}{18}(cm)$	Méthode
SF ph01	661.20	32.04	4.84	14.40	Bielles
SF ph02	551.79	25.44	4.61	12.22	Bielles

- Armatures principales

Tableau VI. 9. Ferraillages principaux des semelles filantes sous voiles.

Semelle	N_u/ml KN/ml	M_u/ml KN	$e_0(cm)$	B m	$A_{calculée}$ cm^2	$A_{choisie}$/ml cm^2	St Cm
SF ph01	661.20	32.04	4.84	2.60	9.55	10HA12=11.31	10
SF ph02	551.79	25.44	4.61	2.20	7.98	10HA12=11.31	10

- Armature de répartitions

Tableau VI.10. Armature de répartitions des semelles filantes sous voiles.

Semelle	Ab cm^2	B m	$A_{rép}$ M	$A_{calculée}$ cm^2	St Cm
SF01	10HA12=11.31	2.60	7.35	17HA12=19.21	15
SF02	10HA12=11.31	2.20	6.22	14HA12=15.84	15

VI.6.5. Pré dimensionnement de la poutre de libage

La poutre de libage va reprendre toutes les charges verticales et les moments de flexion. La poutre de libage aura inferieur à la largeur b du poteau, sa hauteur h_p sera déterminée par la théorie de la poutre sur sol élastique qui prévoir l'inégalité suivante à vérifier, pour assurer une répartition uniforme de la contrainte du sol : $h_p \geq \sqrt[3]{\frac{0{,}5kll^4max}{E}}$

- E : Module d'élasticité du béton (E =32164,2MPa).
- L : La plus grande travée dans la fille
- K : Coefficient de réduire du sol (K = 12 kg/cm^3 bon sol).
- h_p : la hauteur de la poutre de libage

Tableau VI.11. Pré dimensionnement de poutre de libage.

	L_{max} m	$h_{p\ calculé}$ cm	$h_{p\ adopté}$ cm	b_p cm
PL	4.80	69.11	85	65

VI.6.6. Vérification de Poinçonnement de la poutre de Libage

$$F \leq F_{Limite} = 0{,}045.u_c.h.\frac{f_{cj}}{\gamma_b}$$

Tableau VI.12. Vérification de Poinçonnement de poutre de libage.

Poutre de libage cm^2	Nu kN	F limites kN	Nu≤ F_{limite}
65x85	3070.18	3697.50	Vérifiées

VI.6.7. Vérification de cisaillement de poutre de libage à l'ELU

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

$\tau = \frac{T_u}{b \times d}$; $\bar{\tau} = \min\left(\frac{0{,}15 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 4\ MPa\right) = 2{,}50\ MPa$…… (Fissuration préjudiciable).

Tableau VI.13. Vérification de cisaillement de poutre de libage.

Elément	b cm	h cm	T kN	τ MPa	$\bar{\tau}$ MPa	Vérification
PL	65	85	1311.18	2.46	2.50	Oui

VI.6.8. Ferraillage Poutre de libage

Pour le ferraillage on a deux poutres de libage a ferraillé de même section mais d'effort normal diffèrent.

Pour déterminer le ferraillage de la poutre de libage en commence à déterminer la réaction du sol q (kN/m^2) par la formule suivante :

$$\sigma_{ELU} = \frac{\sum N_U + 1{,}35 \times (P_{semelle}) + P_{poutre\ de\ libage}}{B \times L} \qquad \sigma_{ELS} = \frac{\sum N_{ser} + (P_{semelle}) + P_{poutre\ de\ libage}}{B \times L}$$

Avec :

- $\sum Ni$: la somme des efforts normaux.
- L : La longueur totale de la poutre de libage.
- B : la hauteur de la poutre de libage.

En obtient une poutre continue (**renversée**), sous l'effet de la charge q (KN/m). Les valeurs de q sont représentées dans le tableau suivant :

$F_{ELU} = \sigma_{ELU} \times B$ $\qquad$ $F_{ELS} = \sigma_{ELS} \times B$

La quantité de ferraillage calculé est très grand donc on a adopté une solution de crée des poutres de libage à mi travée (dans les travées longs).

Tableau VI.14. Détermination des valeurs de (F) de poutre de libage.

Elément	σ_{ELU} KN/m²	σ_{ELS} KN/m²	F_{ELU} KN/ml	F_{ELS} KN/ml
PL	2.26	1.83	497.20	402.60

VI.6.8.1. Armature calculée en travée et en appuis

Combinaison : 1,35G+1,5Q

Tableau VI.15. Ferraillage longitudinal de poutre de libage.

Elément	bxh cm²	M_t kN.m	M_a kN.m	As1	As2
PL	65x85	714.77	-868.26	26.70	32.94

VI.6.8.2. Armatures choisis en travées et en appui

Tableau VI.16. Ferraillage longitudinal de poutre de libage choisis.

Elément	M_{max}(kN.m)		$A_{calculées}$ (cm²)		$A_{choisie}$ (cm²)	
	Travée	Appui	Travée	Appui	Travée	Appui
PL	-868.26	714.77	32.94	26.70	18HA16=36.19	14HA16=28.15

Section minimale :

A_{min} = 0,5 % b.h (cm²) RPA99v2003 (Art.7.5.2.1).

Section tendue = A_{tmin} = 0,1 % b.h (cm²) CBA93 (Art.B.6.4).

Tableau VI.17. Vérification de sections d'armatures.

Elément	A_t(cm²)	A_a(cm²)	A_{min}(cm²)	A_{tmin}(cm²)	Vérification
PL	48.25	40.21	27.62	5.52	Oui

VI.6.8.3. Vérification des contraintes normales a L'ELS

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

Tableau VI.18. Vérification des contraintes normales des poutres de libages.

Elément	M_{ser}(kN.m)		σ_b MPa	$\overline{\sigma_b}$ MPa	Vérification	σ_s MPa	$\sigma_s{}'$ MPa	$\overline{\sigma_s}$ MPa	Vérifiction
PL	Appui	-648.42	8.86	15	Oui	201.63	110.76	201.63	Oui
	Travée	563.42	9.35	15	Oui	201.63	101.94	201.63	Oui

VI.6.8.4. Armatures transversales

Le calcul des armatures transversales et leurs espacements se fait suivant l'annexe E.

Tableau VI.19. Armateurs transversales

Elément				Espacement et Armatures			
b cm	h cm	T Kn	τ MPa	ZN cm	ZC cm	Φ mm	At cm²
65	85	1318.11	2.46	10	15	8	6HA8=3.02

VI.6.8.5. Vérification de la flèche a L'ELS

Il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche si les 3 inégalités sont vérifiées (Annexe B) :

Tableau VI.20. Vérifications préliminaires de la flèche.

Elément	1ere condition			2éme condition			3éme condition		
	h/L	1/16	h/L≥1/16	h/L	$Mt/10M_0$	h/L≥$Mt/10M_0$	$A/b_{0a}d$	$4,2/f_e$	$A/b_{0a}d \geq 4,2/f_e$
PL	0.18	0.3	CNV	0.18	0.08	CV	0.007	0.0105	CNV

Les conditions ne sont pas toutes vérifiées, donc on doit faire le calcul de la flèche en suivant « l'annexe D » du CBA93

$[f]adm = \frac{L}{500}$ Si L ≤ 5 m.

$[f]adm = 0,5\ cm + \frac{L}{1000}$ Si > 5 m.

Tableau VI.21. Vérification de la flèche de poutre de libage.

Poutre			Sollicitation à l'ELS			Armatures Principales		Flèche		Vérification
b	H	L	$M_{a.g}$	$M_{travée}$	$M_{a.d}$	As_1	As_2	[f]	$[f_{adm}]$	
cm	Cm	m	kN.m			cm²		mm		Oui
65	85	4.80	-616.54	563.42	-140.85	36.19	12.06	1.9	9.6	

VI.6.8.6. Armatures de peau

Puisque la poutre de libage à une hauteur de 85 cm le CBA93 [2] exige en plus les armatures longitudinales, des armatures de peau d'au moins 3cm²/m.l posées parallèlement à la fibre moyenne de la poutre.

Ap= 3.75cm², Donc on adopte 4HA12=4.52cm².

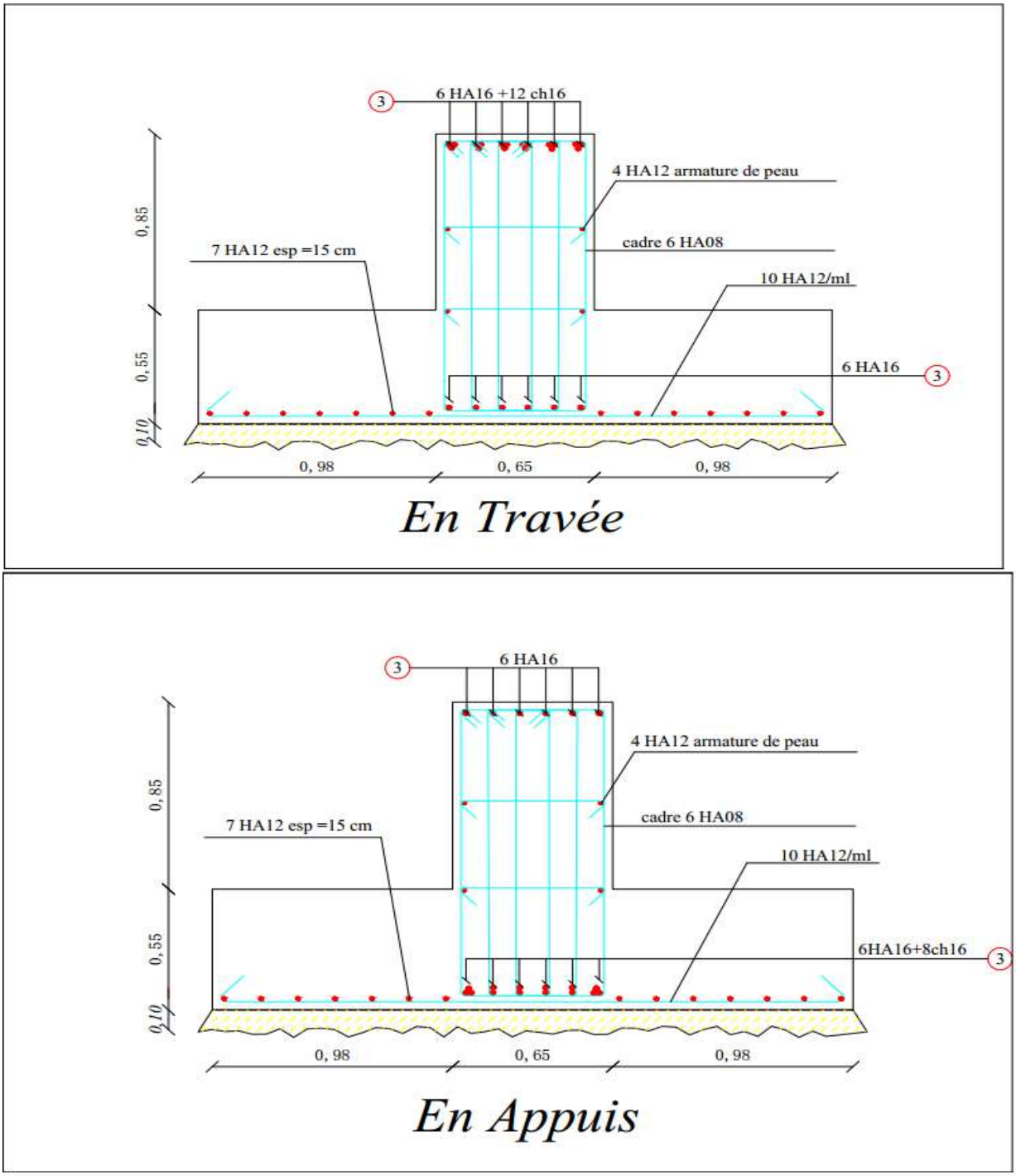


Figure VI.7. Dessin de ferraillage de poutre de libage.

VI.7. Le radier partiel

Un radier partiel est une dalle pleine réalisée sous une surface partielle de la construction. Cette dalle peut être nervurée ou massive. L'effort normal supporté par le radier est la somme des efforts normaux des poteaux et des voiles qui les supportent Dans ce projet L'effort normal supporté par le radier est la somme des efforts normaux.

VI.7.1 . Dimensionnement initial du radier

$$S_r = \frac{\sum Np + \sum Nv}{\bar{\sigma} sol} = \frac{\sum Nser}{\bar{\sigma} sol} = \frac{9613.85\ x10^{-3}}{0.2} = 48.06\ m^2$$

Donc on adopter : $S_{r\ choisie} = 70.09\ m^2$.

$$h_r \geq \frac{Lmax\ nerveur}{20} = \frac{525}{20} = 26.25\ cm.$$

Donc on adopter : $h_{r\ choisie} = 55\ cm$.

VI.7.2 . Vérification des contraintes à l'ELS

$$\sigma = \frac{\sum Npot + \sum Nvoile + Psemelle + P.Ap + P.Av + P\ remblai}{Sr\ choisie}$$

Tableau VI.22. Vérification des contraintes à l'ELS

	S_r (m^2)	∑ Nser (KN)	Pradier (KN)	Premblais (KN)	σ(Mpa)	$\bar{\sigma} sol$ (Mpa)	$\sigma \leq \bar{\sigma} sol$
radier	70.09	9613.85	963.74	00	0.151	0.2	C.V

- **Commentaire :**

La surface nécessaire est inférieure à celle du bâtiment. La section totale du radier est de : $S = 70.09\ m^2$.

- **Conclusion :**

D'après les calculs précédents on adoptera les dimensions suivantes :

$h_r = 55cm$ …… Hauteur de la dalle

$S_r = 70.09cm$ ……..……. Largeur de la nervure.

VI.7.3 . Vérification du poinçonnement

On doit vérifier que : $N \leq \frac{0.045 \times hr \times \mu c \times fc28}{\gamma b}$

Avec : µc : Périmètre de la surface d'impact projetée sur le plan moyen.

µc = 2 (a + b + 2h)

- **Sous poteau :**

  μc = 2 (60 + 60 + 2 × 55) = 460 cm = 4.6 m.

  Nu=1564.41 KN

  $$N \leq \frac{0.045\times550\times4.60\times25}{1.5} = 1897.50 \text{ KN.}$$

- **Sous voile :**

  μc = 2 (20 + 250 + 2 × 55) = 760 cm = 7.60 m.

  Nu=1970.1 KN

  $$N \leq \frac{0.045\times550\times7.60\times25}{1.5} = 3135.00 \text{ KN.}$$

Donc le poinçonnement de radier et vérifiée avec la hauteur h=55 cm

VI.7.4 . Dimensionnement initial de la nervure

Pour étudier la raideur d'une semelle continue (nervure) sous poteaux, nous utilisons la théorie de la poutre sur sol élastique définie par l'expression suivante :

$$h_n \geq \sqrt[3]{\frac{0.5\times k\times lmax^4}{E}} = \sqrt[3]{\frac{0.5\times4\times5.25^4}{32164.20}} = 77.88\text{cm.}$$

Donc on adopter : $h_{n\ choisie} = 85$ cm.

VI.7.5 . Vérification du cisaillement à l'ELU

On doit vérifier que : $\boldsymbol{\tau_{radier} = \frac{T}{b\times d} \leq \bar{\tau} = \frac{0.07\times fc28}{\gamma b}}$

$$\boldsymbol{\tau_{Radier} = \frac{401.28\times10^3}{1000\times520} = 0.77 \leq \bar{\tau} = \frac{0.07\times25}{1.5} = 1.17 \ldots\ldots\ldots \text{C. V}}$$

VI.7.6 . Ferraillage du Radier

La dalle du radier se calculera comme plancher renverse appuyée sur les nervures et les Poteau. Le panneau constituant le radier est uniformément charge et sera calculé comme une dalle appuyée sur quatre cotes et chargée par la réaction du sol, pour cela on utilise la méthode forfaitaire pour déterminer les moments unitaires μx, μy qui dépend du coefficient de POISSON et du rapport $\rho = \frac{lx}{ly}$

On a : $\rho = \frac{5.25}{7.55}$ 0.69 > 0.4 donc le panneau se travaille suivant les deux directions.

• Les charges appliquées au radier :

$$q_{ELu} = \frac{\sum Nu + 1.35 \times (Pradier + P\ remblai)}{Sradier} = 206.02 \text{ KN.}$$

$$q_{ELs} = \frac{\sum Nser + (Pradier + P\ remblai)}{Sradier} = 150.91 \text{ KN.}$$

Tableau VI.23. Les charges appliquées au radier

	S (m²)	∑ N (KN)	P radier (KN)	q (KN/m²)
q_{ELu}	70.09	13139.13	963.74	206.02
q_{ELs}		9613.85		150.91

VI.7.7 . Calcul des moments

On va utiliser la méthode forfaitaire (annexe D) pour la détermination des moments.

Tableau VI.24. Les armatures longitudinales à l'ELU

Élément		Mu (KN.m)	d (cm)	A (cm2)	ESP (cm)	Choix
Suivant X	Travée	333.90	520	19.34	10	10HA16=20.1
	Appui	-196.41		11.15		10HA12=11.31
Suivant Y	Travée	126.22		7.10	15	7HA12 = 7.92
	Appui	-84.14		4.70		7HA12 = 7.92

VI.7.8 . Vérification des contraintes à l'ELS

La fissuration est préjudiciable on doit vérifier que : $\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b$, $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$

Tableau VI.25. Vérification des contraintes à l'ELS

Élément		Mser (KN.m)	Aadopté (cm²)	σ_b MPA	σ_s MPA	$\bar{\sigma}_b$ MPA	$\bar{\sigma}_s$, MPA	$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b$	$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$
Suivant X	Travée	244.58	20.1	6.21	72.98	15	201.63	Vérifiée	Vérifiée
	Appui	-143.87	11.31	4.15	43.55				
Suivant Y	Travée	92.45	7.92	1.66	22.22				
	Appui	-61.64	7.92	1.11	14.81				

VI.7.9 . Vérification du cisaillement de nervure à l'ELU

On doit vérifier que : $\tau = \frac{T}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \left\{ \frac{0.15 \times fc28}{\gamma b} \middle| 4 \text{ Mpa} \right\}$

$\tau = \frac{1242.00 \times 10^3}{650 \times 820} = 2.33 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau} = 2.50 \text{ Mpa}$……C.V

VI.7.10 . Ferraillage de nervure

- **Détermination des moments des nervures**

Tableau VI.26. Détermination des moments des nervures

	ELU		ELS	
	Ma(KN.m)	**Mt(KN.m)**	**Ma(KN.m)**	**Mt(KN.m)**
Nervure	-874.81	671.88	-517.35	491.61

-Les Nervures travaillent en flexion simple.

1- A l'ELU :

Tableau VI.27. Ferraillages des nervures

Élément		Mu (KN.m)	A (cm^2)	A' ($cm^{2)}$	Choix
Nervure	**Travée**	671.88	33.21	0.00	18HA16=36.19
	Appui	-874.81	25. 00	0.00	14HA16=28.15

2- Vérification des contraintes à l'ELS :

Pour une fissuration préjudiciable : [σb] = 15Mpa ; [σs] = 201.6Mpa

Tableau VI.28. Vérification des contraintes à l'ELS

Élément		Mser (KN.m)	Aadopté (cm^2)	σ_b MPA	σ_s MPA	$\bar{\sigma}_b$ MPA	$\bar{\sigma}_{s'}$ MPA	$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b$	$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$
Nervure	**Travée**	491.61	28.15	5.48	70.85	15	201.63	Vérifiée	Vérifiée
	Appui	-517.35	36.19	5.72	75.77				

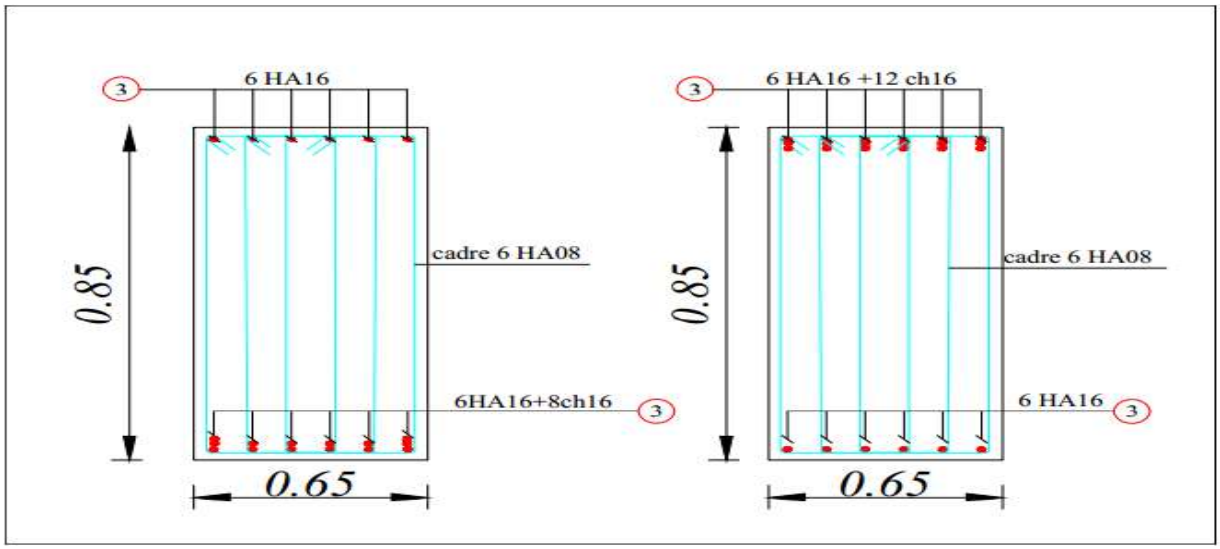


Figure VI.8. Dessin de ferraillage de poutre nervure

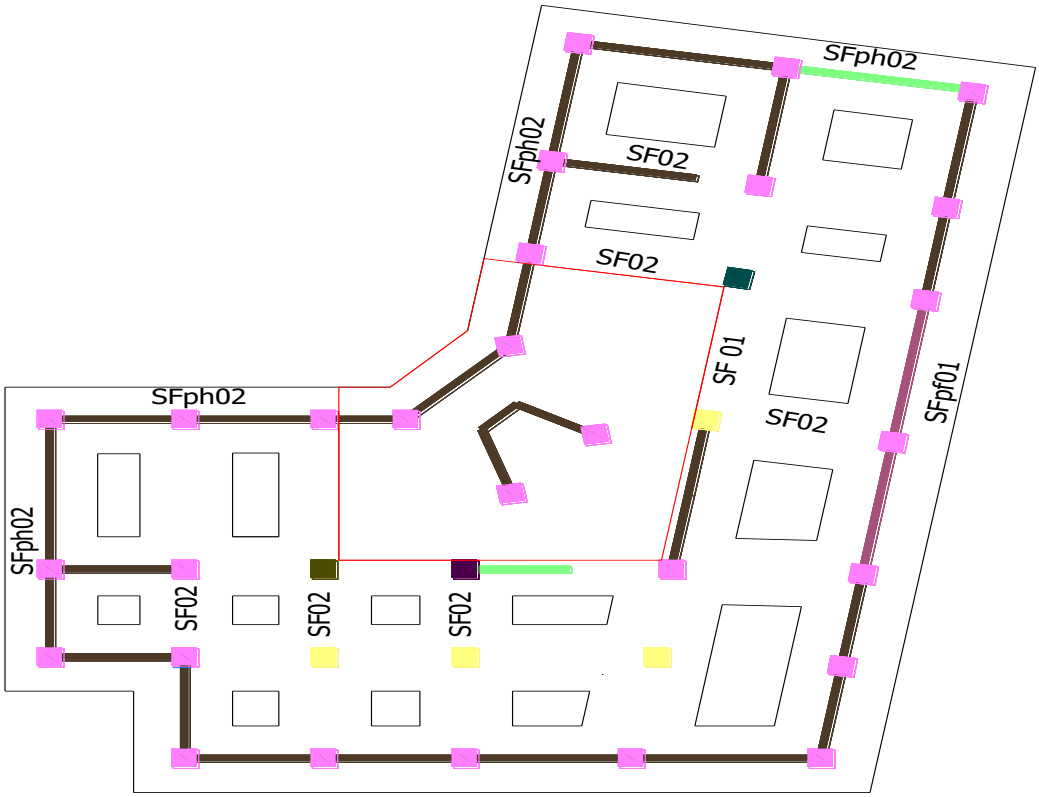


Figure VI.9. Dimensionnement finales des semelles



Figure VI.10. Dimensionnement finales des semelles vue en plan

VI.8. Ferraillage des voiles périphériques

Ce sont des murs en béton armé se trouvant au niveau du sous-sol pour une liaison rigide assurant l'encastrement de la structure et résistant à la poussée des terres.

Le voile de notre bâtiment est caractérisé par une hauteur de 3,06m et une épaisseur de 20cm.

Il est considéré comme une dalle pleine et supposé uniformément charger par la poussée des terres.

$\rho = \frac{3,06}{4,95} = 0,674 > 0,4$ donc le panneau se travaille suivant les deux direction, on utilisons la méthode des lignes du rupture (annexe C) pour le calcul des moments à l'ELU, et la méthode forfaitaire (annexe D) pour les calculs des moments à l'ELS.

VI.8.1. Calcul de la poussée des terres

$$P_1 = \frac{1}{2}.\gamma.K_\gamma.h^2 \quad \text{avec } h = 3,06 \text{ m} \quad ; \quad K_\gamma = \tan^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)$$

Tableau VI.29. Tableau des données.

γ (KN/m²)	ϕ °	K_γ	P1 (kN/m²/ml)	q_u kN/ml	q_{ser} kN/ml
17.9	22	0,45	37.71	25.45	18.85

VI.8.2. Calcul de ferraillage a l'ELU

Tableau VI.30. Ferraillage verticale et horizontale de voile périphérique.

	Elément		Mu kN.m	Ep cm	$A_{calculée}$ cm²	Amin cm²	St cm	Choix cm²
Suivant x	Les armatures verticales	Travée	13.36	20	2.30	2,50	15	7HA12=7.92
		Appuis	-5.34		0.91	2,50	15	7HA12=7.92
Suivant y	Les armatures horizontales	Travée	4.81		0.82	2,50	15	7HA12=7.92
		Appuis	-2.83		0.48	2,50	15	7HA12=7.92

VI.8.3. Vérification des contraintes normales à l'ELS

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

Tableau VI.31. Vérification des contraintes normales de voile périphérique.

Elément	M_{ser}(kN.m)		σ_b MPa	$\overline{\sigma_b}$ MPa	Vérifiée	σ_s MPa	$\sigma_s{}'$ MPa	$\overline{\sigma_s}$ MPa	Vérifiée
Suivant x	Travée	10.56	1.51	15	Oui	14.44	0.00	201,63	Oui
	Appui	-4.22	0.56	15	Oui	0.00	5.77	201,63	Oui
Suivant y	Travée	3.80	0.54	15	Oui	5.20	0.00	201,63	Oui
	Appui	-2.23	0.30	15	Oui	00	3.05	201,63	Oui

VI.8.4. Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU

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

$$\tau = \frac{Tu}{b.d} < \bar{\tau} = \frac{0{,}07 \times fc28}{\gamma b} \; ; \; Tmax = \frac{qu.lx.ly}{2ly+lx}$$

Tableau VI.32. Vérification des contraintes de cisaillement de voile périphérique.

Elément			Vérification		
b cm	h cm	Tu kN	T MPa	$\bar{\tau}$ MPa	Oui
100	20	27.87	0.16	1,17	

Conclusion Générale

Ce projet de fin d'étude, nous a permis de mettre en pratique toutes nos connaissances acquises durant notre cycle de formation master, d'approfondir nos connaissances en se basant sur les documents techniques et réglementaires, de mettre en application les méthodes de calcul récentes, et de mettre en évidence les principes de base qui doivent être prises dans la conception des structures des bâtiments.

D'après l'étude effectuée dans le cadre de se projet de fin d'étude, il convient de souligner que pour une bonne conception parasismique, il est très important que l'ingénieur civil et l'architecte travaillent en étroite collaboration dès le début de projet afin de prendre en charge toutes les contraintes induites par la structure adoptée par rapport à l'architecture proposée et arriver à une sécurité maximale de l'ouvrage sans surcoût important.

Enfin, l'objectif principal de l'ingénieur concepteur est de réduire le risque sismique à un niveau minimal et de facilité l'exécution de l'ouvrage en adoptant une conception optimale qui satisfait les exigences architecturales et les exigences sécuritaires.

Parallèlement, on a fait, autant que possible d'avoir les principaux critères admis, à savoir: la sécurité, l'économie, l'exploitation et l'esthétique.

Références bibliographiques

Documents réglementaires

📖 [1] Règles parasismiques Algérienne RPA 99 version 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.

Logiciels

- Logiciel d'analyse des structures « SAP2000 version 20.2.0 ».
- Logiciel de ferraillage ROBOT EXPERT.
- Logiciel de dessin AUTO CAD Structural 2019.

ANNEXE A

METHODE SIMPLIFIEE DE CALCULE DES FLECHES

On peut admettre que I_f est défini par la relation :

$$I_f = 1{,}1\frac{I_0}{1+(\lambda\,.\,\mu)}$$

Dans laquelle les coefficients λ et μ sont égaux à :

$\lambda = \lambda_i = \frac{0{,}05\, f_{t28}}{(2+3\frac{b_0}{b})\rho}$ Pour les déformations instantanées

$\lambda = \lambda_v = \frac{0{,}02\, f_{t28}}{(2+3\frac{b_0}{b})\rho} = \frac{2}{5}\lambda_i$ Pour les déformations de longue durée

$\mu = 1 - \frac{1{,}75\, f_{t28}}{4.\rho.\sigma_s + f_{t28}}$ si la valeur de μ.résultant de cette expression est positive et zéro de cas contraire.

Dans ces expressions :

I_0: désigne le moment d'inertie de la section totale rendue homogéne calculé

f_{t28}: la résistance caractéristique du béton à la traction exprimée en MPa;

σ_s:la contrainte de traction effective de l'armature correspondant au cas de charge considéré;

ρ: le"pourcentage"ou rapport de l'aire A de la section de l'armature tendue à l'aire de la section utile de la nervure;

$$\rho\frac{A}{b_0.\,d}$$

b_0: la largeur de la nervure et b celle de la table de compression.

Les courbures de la nervure $\frac{1}{r_i}$ et $\frac{1}{r_v}$ sont évaluées en prenant en compte respectivement les moments d'inertie I_{fi} et I_{fv} correspondant a λ_i et λ_v et les modules de déformation longitudinale correspondants E_i et $E_v = \frac{1}{3}E_i$.

$$\frac{1}{r_i} = \frac{M}{E_i.I_{fi}} \text{ et } \frac{1}{r_v} = \frac{M}{E_v.I_{fv}}$$

M : étant le moment fléchissant qui sollicite la section considérée sous la combinaison d'état limite de service envisagé.

A défaut d'une justification basée sur l'évaluation des déformations à partie des valeurs des courbures, on peut admettre que les flèches f_i et f_v sont égales à:

$$f_i = \frac{M.I^2}{10.E_i.I_{fi}} \text{ et } f_v = \frac{M.I^2}{10.E_v.I_{fv}}$$

$$\Delta f_t = f_{v-} f_i$$

Il faut avoir : $\Delta f_t \leq f_{limite} = \bar{f}$

$$\begin{cases} \bar{f} \leq \dfrac{L}{500} & \text{SI} \quad L \leq 5\ m \\ \bar{f} \leq \dfrac{L}{1000} + 0{,}5\ cm & \text{SI} \quad L \geq 5\ m \end{cases}$$

ANNEXE B

CONDITION DE LA FLECHE DE LA METHODE FORFAITAIRE

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

-Pour les Poutres

$$\begin{cases} \dfrac{h}{l} \geq \dfrac{1}{16} \\ \dfrac{h}{l} \geq \dfrac{M_t}{10M_0} \\ \dfrac{A}{b \times d} \leq \dfrac{4{,}2}{f_e} \end{cases}$$

-Pour les Poutrelles

$$\begin{cases} \dfrac{h}{l} \geq \dfrac{M_t}{15M_0} \\ \dfrac{A}{b \times d} \leq \dfrac{3{,}6}{f_e} \end{cases}$$

-Pour les Dalles Pleines

$$\begin{cases} \dfrac{h}{l_x} \geq \dfrac{M_t}{20M_x} \\ \dfrac{A}{b \times d} \leq \dfrac{2}{f_e} \end{cases}$$

Avec:

-$M_t = k \times M_0$

-k : Est un coefficient rédacteur $(0{,}75 \leq k \leq 0{,}85)$.

ANNEXE C

METHODE DES LIGNES DE RUPTURE

La méthode des lignes de rupture est une méthode plus puissante et considère les matériaux à leur limite élasto-plastique.

Cette méthode, qui ne concerne que l'état limite ultime, est basée sur le Mécanisme des fissures, elle prévoit l'endommagement de la dalle.
Les fissures qui apparaissent sur la dalle s'appellent **lignes de rupture**.

Hypothèses de calcul

Premièrement et avant tout, il faut prévoir, dans le cas de rupture, les différentes fissures au niveau de la dalle tant sur la face inférieure que la face supérieure.

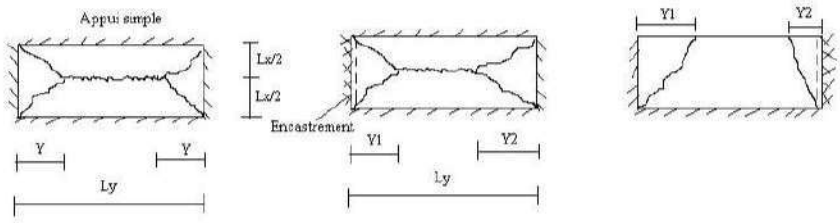
Les prévisions des fissures seront en fonction du type de charges (réparties ou concentrées) et du type d'appuis (encastrement, simple ou côté libre).
Les hypothèses de calcul sont :

a) La ligne de rupture divise la dalle en plusieurs régions appelées régions rigides, et elles sont supposées rester planes.
b) Les lignes de rupture sont des lignes droites et se terminent toujours sur le pourtour de la dalle.
c) Une ligne de rupture entre deux régions rigides doit passer par l'intersection des axes de rotation de ces régions.
d) L'axe de rotation se trouve toujours le long du support.
e) La ligne de rupture négative est toujours répandue le long de l'axe de rotation de la région rigide.
f) Les lignes de rupture qui sont causées par les moments de flexion positifs sont appelées lignes de rupture positives et sont représentées par une ligne continue en zigzag. Les lignes de rupture qui sont causées par les moments de flexion négatifs sont appelées lignes de rupture négatives et sont représentées par une ligne discontinue.

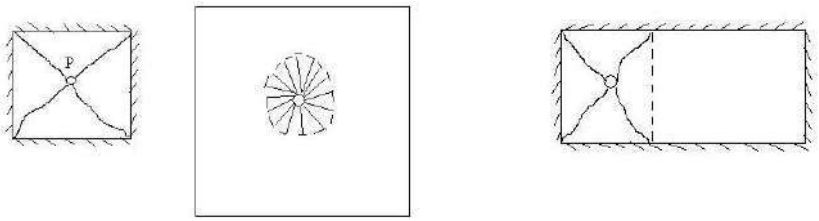
Conventionnellement on désignera :
-Un côté libre par un trait sans hachures
-Un appui simple par une hachure
Un encastrement par une double hachure

Exemples de fissuration de dalle

a) **Cas des charges réparties**



b) **Cas des charges réparties concentrées**



Calcul des moments (principe du travail virtuel)

Le calcul des moments de flexion des lignes de rupture se base sur le principe du travail virtuel qui consiste à évaluer le travail provoqué par les charges externes, il sera appelé travail externe, et à évaluer le travail provoqué par les moments internes, il sera appelé travail interne. Le principe du travail virtuel consiste donc à poser l'équation d'équilibre la somme des travaux égale à zéro.

$$\sum \text{des Travaux Externes} - \sum \text{des Travaux Internes} = 0$$

a) Travail externes

Le travail externe est égale au produit de la force concentrée par son déplacement

$$T_{ext} = P.f$$

Pour le cas particulier de la charge répartie :

T_{ext} = charge répartie x Surface x déplacement du centre de gravité de la surface

b) Travail internes

Le travail interne est égal au produit du moment par la projection de la ligne de rupture sur l'axe de rotation par l'angle de rotation de la région rigide sur son axe.

$$T_{int} = M.l.\theta$$

Le principe du travail virtuel nous permet d'évaluer le moment de flexion en fonction de la charge externe appliquée sur la dalle.

ANNEXE D

METHODE FORFAITAIRE

CALCUL DES MOMENTS :

1. Dalle travaillant suivant une seule direction :

a) Elle est encastrée sur un seul coté :

$$M = -\frac{qL^2}{2}$$

b) Elle repose simplement sur deux cotés :

$$M = \frac{qL^2}{8}$$

c) Elle est encastrée sur ses quatre cotés :

$$M_t = 0{,}8\, M_0$$

$$M_a = -0{,}5\, M_0$$

Avec :

$$M_0 = \frac{qL_x^2}{8}$$

2. Dalle travaillant suivant les deux directions :

a) Dalle articulée sur leur contour :

$$M_x = \mu_x q L_x^2$$

$$M_y = \mu_y M_x$$

b) Dalle encastrées totalement ou partiellement sur leur contour :

- Panneau de dalle de rive :

$$M_{tx} = 0{,}85\, M_x$$

$$M_{ty} = 0{,}85\, M_y$$

$$M_{ax} = M_{ay} = -0{,}3\, M_x \text{ (appui de rive)}$$

$$M_{ax} = M_{ay} = -0{,}5\, M_x \text{ (appui intermédiaire)}$$

- Panneau de dalle intermédiaire :

$$M_{tx} = 0{,}75\, M_x$$

$$M_{ty} = 0{,}75\, M_y$$

$$M_{ax} = M_{ay} = -0{,}5\, M_x$$

CALCUL DE L'EFFORT TRANCHANT :

1. Dalle travaillant suivant une seule direction :

$$T_e = -\frac{ql}{2} + \frac{M_w - M_e}{l}$$

$$T_w = \frac{ql}{2} + \frac{M_w - M_e}{l}$$

2. Dalle travaillant suivant les deux directions :

$$T_x = \frac{ql_x l_y}{2l_y + l_x}$$

$$T_x = \frac{Pl_x}{3}$$

3. Armatures transversales :

Pas besoin des armatures transversales dans les dalles si :

$$\tau_m = \frac{V}{b_0 d} \leq \frac{0{,}07 f_{c28}}{\Upsilon_b}$$

FERRAILLAGE :

1. Dalle travaillant suivant une seule direction :

- Diamètre :

$$\emptyset \leq \frac{h}{10}$$

- Espacement :

$a \leq$ Min [3h et 33 cm] (charges uniformément réparties)

$a \leq$ Min [2h et 22 cm] (charges concentrées)

- Armatures de répartitions :

$$A_{rép} \geq \frac{A}{4}$$

$$\emptyset_{rép} \leq \emptyset$$

$a \leq$ Min [4h et 45 cm] (charges uniformément réparties)

$a \leq$ Min [3h et 33 cm] (charges concentrées)

2. Dalle travaillant suivant les deux directions :

a) Dalle simplement appuyées sur leur contour :

$$M_x \rightarrow A_x$$

$$M_y \rightarrow A_y$$

$$\emptyset_x \text{ et } \emptyset_y \leq \frac{h}{10}$$

$a \leq$ Min [3h et 33 cm] (charges uniformément réparties)

$a \leq$ Min [2h et 22 cm] (charges concentrées)

b) Dalle encastrées sur leur contour :

$$M_{tx} \rightarrow A_{tx}$$

$$M_{ty} \rightarrow A_{ty}$$

$$M_{ax} \rightarrow A_{ax}$$

$$M_{ay} \rightarrow A_{ay}$$

$$\emptyset_{tx}, \emptyset_{ty}, \emptyset_{ax} \text{ et } \emptyset_{ay} \leq \frac{h}{10}$$

$a \leq$ Min [3h et 33 cm] (charges uniformément réparties)

$a \leq$ Min [2h et 22 cm] (charges concentrées)

$$d_x = h - c = h - e - \frac{\emptyset_x}{2}$$

$$d_y = d_x - (\frac{\emptyset_x + \emptyset_y}{2})$$

ANNEXE E

CALCUL D'ARMATURES TRANSVERSALES ET LEURS ESPACEMENTS

Selon le CBA93 [Art A.5.1.2.3]:

Les armatures transversales doivent entourer les barres longitudinales, leurs Φ_t est donnée par la relation suivante **:**

$$\emptyset_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \emptyset_l\right)$$

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 **:**

$St \leq$ Min [0,9d ; 40cm]. et $\frac{A_t \times f_e}{b_0 \times S_t} \geq 0{,}4$ Mpa et $S_t \leq \frac{0{,}9 \times A_t \times \frac{f_e}{\gamma_s}}{b_0(\tau_u - 0{,}3 \times f_{t28} \times K)}$

Dans le cas de la flexion composée **:** $k = 1+3\times \frac{N_u}{B \times f_{c28}}$

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.

Pour les poutres :

Selon le RPA2003:
$$\begin{cases} S_t \leq \dfrac{A_t}{0{,}003 * b} \\ S_t \leq \text{Min}\left[\dfrac{h}{4}, 12\emptyset, 30\text{cm}\right] & \text{Zone nodale} \\ S' \leq \dfrac{h}{2} & \text{Zone courante} \end{cases}$$

Pour les poteaux :

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule donnée par le **RPA99version2003 « Art 7.4.2.2 »** :

$$A_t = \frac{\rho_a \, t \, T_u}{h_1 \, f_e}$$

T_u **:** Effort tranchant.

ρ_a : Est un coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant, il est pris égal à :

2,50 si : $\lambda \geq 5$

3,75 si : $\lambda < 5$

$$\lambda = \frac{L_f}{i}$$

t : est l'espacement des armatures transversales

$$t = \begin{cases} 10\ cm & \text{zone nodale} \\ Min\left[\frac{b_1}{2}\ ;\ \frac{h_1}{2}\ ; 10\emptyset_l\right] & \text{zone courante} \end{cases}$$

$\emptyset_l$: Diamètre minimal des armatures longitudinales.

h_1 : Hauteur totale de la section brute.

La quantité minimale d'armatures transversales en % est donnée par :

$$\frac{A_t}{tb_1} \geq 0{,}3\% \quad \text{si :} \quad \lambda > 5$$

$$0{,}8\% \geq \frac{A_t}{tb_1} \geq 0{,}3\% \quad \text{si :} \quad 5 \geq \lambda \geq 3$$

$$\frac{A_t}{tb_1} \geq 0{,}8\% \quad \text{si :} \quad \lambda \leq 3$$