UNIVERSITE YAHIA FARES DE MEDEA



Faculté de Technologie

Mémoire de fin d'études de Master

- ✓ Filière : Génie Civil
- ✓ Spécialité : Structures

Thème
Etude d'un bâtiment d'habitation (RDC + 7 étages + sous-sol)

✓ Présenté par

CHAOUCH Mohamed Amine

BEN MOULOUD Azeddine

✓ Proposé et Dirigé par

Pr. BOUKENDAKDJI Otmane

Promotion Juin 2021

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. BOUKENDAKDJI Otmane 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 Mes chers parents que dieu les gardes et préserve.

À Ma famille

Je remercie mon ami RABAHALLAH Oussama qui a contribué à la réalisation de ce modeste travail

À Mes amies

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

Promotion 2020/2021

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.

Je remercie mon ami RABAHALLAH Oussama qui a contribué à la réalisation de ce modeste travail

À Mes amies

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

Promotion 2020/2021

Azeddine.

ملخص

يتكون هذا المشروع من دراسة مبنى خرساني مسلح للاستخدام السكني (طابق أرضي + 7 طوابق + طابق تحت أرضي) ، والذي سيقع في ولاية الجزائر (بلدية الجزائر) ، المصنفة كمنطقة زلزالية عالية (المنطقة الثالثة).

يتم ضمان مقاومة الهيكل للأحمال الأفقية والرأسية من خلال نظام من الجسور المدعمة بالأشرعة.

تم تحديد أبعاد وحساب التعزيزات لجميع العناصر المقاومة وفقًا للوائح الجزائرية المعمول بها: قواعد الزلازل الجزائرية (RPA99) إصدار 2003 وقواعد التصميم والحساب للهياكل الخرسانية المسلحة (CBA93)

أجريت الدراسة السيزمية بالطريقة العددية المعتمدة على طريقة العناصر المحدودة باستخدام البرنامج "SAP2000 V20.2.2"

أخيرًا ، درسنا البنية التحتية من خلال حساب الأساسات.

الكلمات المفتاحية: الهيكل ، التسليح ، الخرسانة المسلحة ، الأساسات ، الدراسة الزلزالية.

Résumé

Ce projet consiste à étudier un bâtiment en béton armé à usage d' habitation (RDC + 7 étages + sous-sol), qui sera implanté à la willaya d'Alger (commune d'Alger), 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 V20.2.2 »

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

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

Abstract

This project consists of studying a reinforced concrete building for residential use (ground floor + 7 floors + basement), which will be located in the willaya of Algiers (municipality of Algiers), classified as a zone of high seismicity (Zone III).

The structure's resistance to horizontal and vertical loads is ensured by a system of gantries braced by sails.

The dimensioning and calculation of the reinforcement of all the resistant elements were established in accordance with the Algerian regulations in force: the Algerian earthquake rules (RPA99) version 2003 and the design and calculation rules for reinforced concrete structures (CBA93)

The seismic study was carried out according to the numerical method based on the finite element method using the software "SAP2000 V20.2.2"

Finally, we studied the infrastructure by calculating the foundations.

Keywords: 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 de l'ouvrage 1

I.3.1. Dimensions en plan du bâtiment..... 1

I.3.2. Dimensions en élévation du bâtiment 1

I.4. Conception parasismique 1

I.4.1. Classification de la zone 1

I.4.2. Classification du sol 1

I.4.3. Classification de l'ouvrage 2

I.4.3.1. Selon leur importance 2

I.4.3.2. Selon leur configuration 2

I.4.3.2.1. Régularité en plan 2

I.4.3.2.2. Régularité en élévation 2

I.4.3.3. Classification du système de contreventement 2

I.5. Eléments de l'ouvrage 2

I.5.1. Planchers 2

I.5.2. Maçonnerie 2

I.5.3. L'acrotère 3

I.5.4. Les escaliers 3

I.5.5. Infrastructure 3

I.6. Caractéristique mécanique des matériaux 3

I.6.1. Le béton 3

I.6.2. Aciers 4

I.6.2.1. Types d'aciers 4

CHAPITRE II : Pré dimensionnement des éléments structuraux

II.1. Introduction 5

II.2. Pré dimensionnement des planchers 5

II.2.1.Planchers à corps creux 5

II.2.2. Planchers dalles pleines 6

II.3. Evaluation des charges et surcharges..... 7
II.3.1. Charges permanentes 7
II.3.1.1. Maçonnerie 7
a) Murs intérieurs (simple cloison) 7
b) Murs extérieurs (double cloison) 7
II.3.1.2. Plancher corps creux 7
a) Plancher terrasse 8
b) Plancher étage courant 8
II.3.1.3. Plancher dalle pleine 8
a) Plancher terrasse 9
b) Plancher étage courant 9
II.3.3. Charges exploitation 9
II.4. Les poutres 10
II.4.1. Les dimensions des poutres.....10
II .5.Les Longrines 11
II.6.Les poteaux.....12
II.7 Desente des charges.....13
II.7.1.Choix du poteau le plus sollicité.....13
II.7.2. Surcharge d'exploitation 14
II.7.3. Détermination de l'effort normal ultime.....15
II.8. Vérification des conditions des RPA99V2003.....16
II.9. Vérification aux zones nodales 16
II.10.Les voiles 17

CHAPITRE III : Calcul des éléments secondaires

III.1. Introduction 18
III.2. L'acrotère 18
III.2.1. Détermination des efforts 18
III.2.2. Calcul de ferraillage à l'ELU 19
III.2.3. Vérification des contraintes normales à L 'ELS 19
III.2.4. Vérification des contraintes de cisaillement à L 'ELU 19
III.3. Plancher a corps creux 20
III.3.1. La dalle de compression 20
III.3.2. Les poutrelles 21

III.3.2.1. Avant coulage.....22
III.3.2.1.1. Evaluation des charges.....23
III.3.2.2.Après coulage 23
III.3.2.2.1. Calcul des sollicitations à l'ELU..... 23
III.3.2.2.2. Calcul de ferraillage à l'ELU 26
III.3.2.2.3. Vérification des contraintes normales à l'ELS 26
III.3.2.2.4. Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU 26
III.3.2.2.5. Vérification de la flèche à l'ELS 27
III.4. Les escaliers.....27
III.4.1. Dimensionnement 28
III.4.2. Evaluation des charges et surcharges 28
III4.2.1. Charges permanentes 28
III.4.2.2. Charges d'exploitation 29
III.4.3. Détermination des efforts 29
III.4.4. Calcul de ferraillage à l'ELU 30
III.4.4.1. Armatures longitudinales 30
III.4.4.2. Armatures de répartition 31
III.4.5. Vérification des contraintes normales à l'ELS 31
III.4.6. Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU 31
III.4.7. Vérification de la flèche à L'ELS..... 32
III.4.8. Poutre palière 32
III.4.8.1. Pré dimensionnement 32
III.4.8.2. Evaluation des charges 33
III.4.8.3. Calcul de ferraillage L'ELU 33
III.4.8.4. Vérification des contraintes normales à l'ELS 34
III.4.8.5. Vérification des contraintes de cisaillement à L'ELU 34
III.4.8.6. Vérification de la flèche à L'ELS 34
III.5. La dalle pleine 36
III.5.1. Calcul de ferraillage à l'ELU 36
III.5.2. Vérification des contraintes normal à L'ELS 37
III.5.3. Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU 37
III.5.4. Vérification de la flèche à L'ELS 38

CHAPITRE IV : Etude dynamique

IV.1. Introduction 39
IV.2. Caractéristique géométrique de la structure 39
IV.2.1. Centre de masse 39
IV.2.2. Centre de torsion 39
IV.2.2.1. Excentricité theroique 40
IV.2.2.2. Excentricité accidentelle 40
IV.3. Modélisation de la structure 41
IV.3.1. Introduction.....41
IV.3.2. Modélisation 41
IV.3.3. Analyse de notre structure 41
IV.3.3.1. Détermination centre de masse et centre de gravité 42
IV.3.3.2. Excentricité 43
IV.4. Choix de la méthode de calcul 44
IV.4.1. Introduction.....44
IV.4.2. Méthode dynamique modale spectrale 44
IV.4.2.1. Principe de la méthode 44
IV.4.2.2. Modélisation 45
IV.4.2.3. Le spectre de réponse de calcul..... 45
IV.4.3. Résultats de l'analyse dynamique 47
IV.4.3.1. Analyse modale 48
IV.4.3.1.1. Comportement modale 48
IV.4.3.1.2. Participation massique (dissipation d'énergie) 48
IV.4.3.2. Analyse statique et dynamique 49
IV.4.3.2.1. Stabilité de la structure 49
a) Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul. 49
b) Calcul de la force sismique totale V. 50
c) Vérification de la stabilité au renversement 51
d) Vérification du déplacement en tête 52
e) Vérification des déplacements inter-étage. 52
f) IV.4.3.2.2. Résistance des éléments 54
g) a) Vérification de cisaillement des éléments. 54
b) Vérification de l'effort normal réduit dans les poteaux. 56

c) Vérification de l'effet P-Δ 57
d) IV.5. Conclusion 58

CHAPITRE V : Ferraillages des éléments structuraux

V.1. Introduction 59
V.2. Ferraillage des poutres 59
V.2.1. Ferraillage longitudinal des poutres.....59
V.2.2. Vérification des contraintes à l'ELS.....60
V.2.3. Ferraillage transversal des poutres.....60
V.2.4. Vérification de la flèche à L'ELS 61
V.3. Ferraillage des poteaux 63
V.3.1. Armatures longitudinales 63
V.3.1.1.Recommandations sur le ferraillage minimal.....63
V.3.1.2. Sollicitations extrêmes pour le ferraillage.....63
V.3.1.3. Vérification des contraintes à l'ELS.....64
V.3.1.4. Armatures transversales 65
V.4. Ferraillage des voiles 67
V.4.1. Ferraillage des trumeaux 68
V.4.1.1. Calcul des armatures verticales 68
V.4.1.2. Vérification des contraintes normal à L'ELS.....69
V.4.1.3. Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU ou L'ACC.....70
V.4.1.4. Calcul des armatures horizontales 70
V.4.1.5.Armatures transversales.....71
V.4.2. Ferraillage des linteaux 71
V.4.2.1. Ferraillage des linteaux en flexion simple 71
V.4.2.1.1. Aciers longitudinaux 71
V.4.2.1.2. Aciers transversaux 71
V.4.2.2. Ferraillage des linteaux en Traction / Compression 72
a) Aciers diagonales…….....72
b) Armatures longitudinales.....72
c) Armatures transversales.....72
d) Armatures de peau.....72

CHAPITRE VI : Etude de l'infrastructure

VI.1. Introduction 74
VI.2. Connaissance du site et du sol 74
VI.3. Etude préliminaire du choix de type de semelle 75
VI.4. Les efforts normaux à base de la structure 75
VI.5. Calcul des semelles isolées 75
VI.5.1. Dimensionnement des semelles isolées 75
VI.5.2. Vérification de l'interférence entre deux semelles 76
VI.6. Calcul des semelles filantes 77
VI.6.1. Dimensionnement des semelles filantes 78
VI.6.2. Vérification de la stabilité au renversement.....78
VI.6.3. Vérification de poinçonnement de semelle filante 78
VI.6.4. Ferraillage des semelles filantes 79
VI.6.4.1. Semelle filantes (continue) sous plusieurs poteaux 80
VI.6.4.2. Semelle filante (continue) sous un voile 80
VI.6.5. Pré dimensionnement de la poutre de libage 80
VI.6.5.1. Vérification de Poinçonnement de la poutre de Libage 81
VI.6.5.2. Vérification de cisaillement de poutre de libage à l'ELU 81
VI.6.5.3. Ferraillage Poutre de libage 81
VI.6.5.4. Armature calculée en travée et en appuis 82
VI.6.5.5. Armatures choisis en travées et en appui 82
VI.6.5.6. Vérification des contraintes normales a L'ELS 83
VI.6.5.7. Armature transversales 83
VI.6.5.8. Vérification de la flèche a L'ELS 83
VI.6.5.9. Armatures de peau 83
VI.7. Ferraillage des voiles périphériques 85
VI.7.1. Calcul de la poussée des terres 85
VI.7.2. Calcul de ferraillage a l'ELU 85
VI.7.3. Vérification des contraintes normales à l'ELS 85
VI.7.4. Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU 85

Liste des figures

CHAPITRE II : Pré dimensionnement des éléments structuraux

Figure II.1 : plancher à corps creux. 6
Figure II.2 : Position des poteaux plus sollicités 13
Figure II.3 : Surface de plancher supportée par le poteau le plus sollicité. 13
Figure II.4 : Zones nodales. 17
Figure II.5 : Règles de prédimensionnement des voiles.....17

CHAPITRE III : Calcul des éléments secondaires

Figure III.1 : Acrotère (dimensions et charges exercées).....18
Figure III.2 : Dessin de ferraillage de l'acrotère.....20
Figure III.3 : Disposition des armatures de la dalle de compression. 21
Figure III.4 : Sens des poutrelles (coffrage plancher). 24
Figure III.5 : Types des poutrelles. 24
Figure III.6 : Schéma statique équivalent de poutrelle avec les dimensions des travées. 24
Figure III.7 : Diagramme des moments à l'ELU. 25
Figure III.8 : Diagramme des moments à l'ELS. 25
Figure III.9 : Diagramme des efforts tranchants à L'ELU.....25
Figure III.10 : Dessin de ferraillage des poutrelles. 27
Figure III.11 : Schéma Statique de l'escalier.....27
Figure III.12 : Chargement dans l'escalier. 29
Figure III.13 : Diagramme des moments dans l'escalier à l'ELU. 30
Figure III.14 : Diagramme des moments dans l'escalier à l'ELS. 30
Figure III.15 : Diagramme des effort tranchants à l'ELU. ..... .30
Figure III.16 : Schéma statique de la poutre palière. 32
Figure III.17 : Détail de ferraillage d'escalier. 35
Figure III.18 : Dessin de Ferraillage de poutre palière. 35
Figure III.19 : Section de calcul. 36
Figure III.20 : Les encastrements et les dimensions de la dalle pleine. 36

CHAPITRE IV : Etude dynamique

Figure IV.1 : Disposition des voiles (vue en plan et 3D). 42
Figure IV.2 : Centre de masse et centre de rigidité. 44

CHAPITRE V : Ferraillages des éléments structuraux

Figure V.1 : Disposition des armatures pour les poutres.. 62
Figure V.2 : Dessin de Ferraillage des poutres principales 62
Figure V.3 : Dessin de Ferraillage des poutres secondaires 62
Figure V.4 : Disposition des armatures le poteau.....66
Figure V.5 : Détail de ferraillage des poteaux (55x55)(50x50)et(45x45).....67
Figure V.6 : Disposition des armatures 67
Figure V.7 : Types des voiles à ferrailé. 67
Figure V.8 : Disposition des voiles 68
Figure V.9 : Détail de ferraillage des voiles. 73

CHAPITRE VI : Etude de l'infrastructure

Figure VI. 1 : Les efforts normaux des poteaux et des voiles à l'ELS. 75
Figure VI. 2 : Semelle isolée. 75
Figure VI. 3 : Les bulles de pression sous la semelle. 77
Figure VI. 4 : Semelle filantes sous plusieurs poteaux. 77
Figure VI. 5 : Semelle filantes sous voiles. 77
Figure VI.6 : Détails de semelles filantes.....80
Figure VI. 7 : Dessin de ferraillage de poutre de libage 84
Figure VI .8 : Dimensionnement finales des semelle vue en plan.....84
Figure VI.13 : Dessin de ferraillage de voile périphérique.. 86

Liste des tableaux

CHAPITRE I : Présentation de l'ouvrage

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

CHAPITRE II : Pré dimensionnement des éléments structuraux

Tableau II.1 : Evaluation de la charge permanente des murs en simple cloison. 7
Tableau II.2 : Evaluation de la charge permanente des murs en double cloison. 7
Tableau II.3 : Evaluation de la charge permanente du plancher terrasse (Corps creux).....8
Tableau II.4 : Evaluation de la charge permanente du plancher courant (Corps creux). 8
Tableau II.5 : Charge permanente du plancher terrasse (dalle pleine).....9
Tableau II.6 : Evaluation de la charge permanente du plancher courant (Corps creux). 9
Tableau II.7 : Charge d'exploitation des différentes planchers. 10
Tableau II.8 : prédimensionnement des poutres. 10
Tableau II.9 : Calcul de l'effort N 13
Tableau II.10 : Les charges permanents. 14
Tableau II.11 : Les surcharges d'exploitation. 15
Tableau II.12 : Détermination de l'effort normal ultime. 15
Tableau II.13 : Vérification conditions RPA99v2003. 16
Tableau II.14 : Calculer Les épaisseur des voiles..... 17

CHAPITRE III : Calcul des éléments secondaires

Tableau III.1 : Les efforts exercés sur l'acrotère. 18
Tableau III.2 : Armatures verticales et horizontales. 19
Tableau III.3 : Espacement des armatures. 19
Tableau III.4 : Vérification des contraintes normales de l'acrotère. 19
Tableau III.5 : Vérification des contraintes de cisaillement de l'acortère. 19
Tableau III.6 : Charges permanentes et surcharges d'exploitation des poutrelles. 22
Tableau III.7 : Calcul des étaiements. 23
Tableau III.8 : Evaluation des charges et surcharges. 23
Tableau III.9 : Les moments maximales à l'ELU, L'ELS, et l'effort tranchant maximales. 26
Tableau III.10 : Armatures longitudinales. 26
Tableau III.11 : Vérification des contraintes normales des poutrelles. 26

Tableau III.12 : Vérification des contraintes de cisaillement des poutrelles.....26
Tableau III.13 : Charge permanente de la paillasse.....28
Tableau III.14 : Charge permanente du palier de repos..... 29
Tableau III.15 : Combinaisons des charges dans l'escalier.. 29
Tableau III.16 : Combinaisons des charges dans l'escalier. 29
Tableau III.17 : Section d'armatures longitudinales dans l'escalier.....31
Tableau III.18 : Vérification de la section d'armatures.....31
Tableau III.19 : Section d'armatures de répartition dans l'escalier.....31
Tableau III.20 : Vérification des contraintes normales de l'escalier.....31
Tableau III.21 : Vérification des contraintes de cisaillement de l'escalier.....31
Tableau III.22 : Vérification de la flèche.....32
Tableau III.23 : Pré dimensionnement de la poutre palière..... 33
Tableau III.24 : Calcul des efforts de la poutre palière..... 33
Tableau III.25 : Calcul de ferraillage de la poutre palière..... 33
Tableau III.26 : Vérification des contraintes normales..... 34
Tableau III.27 : Vérification des contraintes de cisaillement. 34
Tableau III.28 : Charges et surcharges appliquées à la dalle pleine..... 36
Tableau III.29 : Ferraillage à l'ELU (Sens X) (SensY)..... 37
Tableau III.30 : Vérification des contraintes normales. (Sens-X)(Sens-X)..... 37
Tableau III.31 : Vérification de contrainte de cisallement..... 37

CHAPITRE IV : Etude dynamique

Tableau IV.1 : Centre de masse et centre de torsion. 42
Tableau IV.2 : Excentricité suivant les deux directions. 43
Tableau IV.3 : Justification de coefficient de comportement R suivant X (%). 46
Tableau IV.4 : Justification de coefficient de comportement R suivant Y (%). 46
Tableau IV.5 : Facteur de qualité.....47
Tableau IV.6 : Comportement des trois premiers modes. 48
Tableau IV.7 : Comportement des modes retenir. 49
Tableau IV.8 : Les valeurs de la force sismique. 50
Tableau IV.9 : Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul. 50
Tableau IV.10 : Valeurs des moments de stabilité et de renversement. 51
Tableau IV.11 : Vérification du déplacement en tête. 52
Tableau IV.12 : Vérification des déplacements inter-étage suivant X. 53
Tableau IV.13 : Vérification des déplacements inter-étage suivant Y. 53

Tableau IV.14 : Vérification de cisaillement des poutres. 54
Tableau IV.15 : Vérification de cisaillement des poteaux. 54
Tableau IV.16 : Vérification de cisaillement des voiles suivant X. 55
Tableau IV.17 : Vérification de cisaillement des voiles suivant Y. 55
Tableau IV.18 : Vérification de l'effort normal réduit sens X. 55
Tableau IV.19 : Vérification de l'effort normal réduit sens Y. 56
Tableau IV.20 : Vérification de l'effet P-Δ. 58
Tableau IV.21 : Dimensionnement finales des éléments. 58

CHAPITRE V : Ferraillage des éléments structuraux

Tableau V.1 : La section calculées d'armatures des poutres 59
Tableau V.2 : La section choisie d'armatures des poutres 60
Tableau V.3 : Vérification des contraintes des poutres ELS 60
Tableau V.4: Vérification sections d'armatures. 60
Tableau V.5 : La section d'armatures transversales.. 61
Tableau V.6 : Vérification préliminaire de la flèche des poutres. 61
Tableau V.7 : Vérification de la flèche des poutres..... 64
Tableau V.8 : La section d'armatures des poteaux..... 64
Tableau V.9 : Vérification des contraintes à l'ELS..... 65
Tableau V.10 : La section d'armatures transversales des poteaux..... .65
Tableau V.11 : La section calculée d'armatures verticales des voiles..... .69
Tableau V.12 : La section choisie d'armatures verticales des voiles.....69
Tableau V.13 : Vérification des contraintes normales des voiles.....69
Tableau V.14 : Vérification des contraintes de cisaillement des voiles.....69
Tableau V.15 : La section calculée et choisie d'armatures horizontales des voiles……70
Tableau V.16 : Choix de la méthode de calcul.. 72
Tableau V.17 : La section d'armatures des linteaux.. 72
Tableau V.18 : La section choisie d'armatures des linteaux.. 73

CHAPITRE VI : Etude de l'infrastructure

Tableau VI.1 : Dimensionnement des semelles isolées à l'ELS. 76
Tableau VI.2 : Dimensionnement des semelles filantes à l'ELS. 78
Tableau VI.3 : Vérification de renversement des semelles filantes. 78
Tableau VI.4 : Vérification de poinçonnement de la semelle filante. 79

Tableau VI.5 : Choix de méthode de calcul 79
Tableau VI.6 : Ferraillages des semelles filantes sous plusieurs poteaux. 79
Tableau VI.7 : Armature de répartition des semelles filantes sous plusieurs poteaux. 80
Tableau VI.8 : Vérification de méthode de calcul. 80
Tableau VI.9 : Ferraillages principales des semelles filantes sous voiles. 80
Tableau VI.10 : Armature de répartitions des semelle filantes sous voiles. 80
Tableau VI.11 : Pré dimensionnement des poutres de libage. 81
Tableau VI.12 : Vérification de Poinçonnement des poutres de libage. 81
Tableau VI.13 : Vérification de cisaillement des poutres de libage. 81
Tableau VI.14 : Détermination des valeurs de (F) des poutres de libage. 82
Tableau VI.15 : Ferraillage longitudinal des poutres de libage. 82
Tableau VI.16 : Ferraillage longitudinal des poutres de libage choisis. 82
Tableau VI.17 : Vérification de sections d'armatures. 82
Tableau VI.18 : Vérification des contraintes normales des poutres de libages. 83
Tableau VI.19 : Armateurs transversales. 83
Tableau VI.20 : Vérification de la flèche de poutre de libage.....83
Tableau VI.21 : Tableau des données. 85
Tableau VI.22 : Ferraillage verticale et horizontale de voile périphérique. 85
Tableau VI.23 : Vérification des contraintes normales de voile périphérique. 85
Tableau VI.24 : Vérification des contraintes de cisaillement de voile périphérique. 86

Notations

Majuscules romaines

A_{s1} : Section d'acier tendu.

A_{s2} : 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.

F : effort de traction.

R_a : Réaction à gauche.

R_b: Réaction à droite.

R_{AG} : Réaction d'escalier du charge G

R_{AQ}: Réaction d'escalier du charge Q

G : Charge permanente.

Q : Charge d'exploitation.

Ed,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.

INTRODUCTION GENERALE

L'étude des structures de bâtiment est une étape clef et un passage obligé dans l'acte de bâtir. Cette dernière vise à mettre en application les connaissances acquises durant le cursus de formation de Master.

Dans le cadre de la réalisation du projet de fin d'étude, nous avons procédé à l'étude de la structure porteuse d'un bâtiment situé à Willaya d'Alger (commune d'Alger). Le bloc en question est à usage d'habitation constitué de sous sol +un rez-de-chaussée (RDC) + sept étages.

L'étude de ce projet sera menée selon le plan de travail suivant :

- ✓ Le premier chapitre comporte une présentation de l'ouvrage et ces dimensions.
- ✓ Le deuxième chapitre traite le calcul de prédimensionnement des différents éléments porteurs à savoir : les planchers, les poutres, les poteaux et les voiles.
- ✓ troisième chapitre :Le calcul des éléments secondaires et les vérifications relatives nécessaires sont présentés
- ✓ Le quatrième chapitre est axé sur l'analyse dynamique de la structure par la méthode spectrale moyennant le logiciel de calcul des structures « SAP2000 V20.2.0 ». En présente d'abord les différentes caractéristiques géométriques et dynamiques de la Structure qui intervient dans la réponse sismique.
- ✓ Cinquième chapitre. Les résultats ainsi obtenus (efforts maximums) servent au calcul du ferraillage des éléments résistants (portiques et voiles). Ce dernier fait l'objectif du ce chapitre
- ✓ Sixième chapitre : Finalement, le calcul de l'infrastructure (fondations) se fait au ce chapitre conformément au rapport du sol et règlementation en vigueur.

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.

Présentation de l'ouvrage

Notre projet d'étude est un calcul d'un bâtiment en béton armé de (sous-sol +RDC+7 étages) à usages d'habitation qui sera implanté à la wilaya d'Alger (commune d'Alger). C'est une zone de forte sismicité (zone III) selon la classification du RPA99version2003 [1].

Notre étude sera menée conformément aux exigences des règles de conception et de calcul des ouvrages en béton armé CBA93 [2] ainsi que le règlement parasismiques RPA99version2003 [1]. Ainsi que le règlement charges permanentes et charges d'Exploitation DTR B.C.2.2

Caractéristiques géométriques de l'ouvrage

I.2.1. Dimensions en plan du bâtiment

Longueur totale du bâtiment : 21.15 m.

- Largeur totale du bâtiment : 18.35 m.

I.2.2. Dimensions en élévation du bâtiment

- Hauteur de sous-sol : 3.06 m.
- Hauteur du RDC et Etages courants : 3.06 m.
- Hauteur du dernier étage : 3.06 m.
- Hauteur totale du bâtiment : 27,54 m.

Conception parasismique

I.3.1. Classification de la zone [1]

L'implantation du bâtiment sera faite dans une zone de sismicité élevée *(zone III)*.

I.3.2. Classification du sol [1]

Selon le rapport du sol, le site est considéré comme un site ferme *(catégorie S2)*.

I.3.3. Classification de l'ouvrage

I.3.3.1. Selon leur importance [1]

Le bâtiment appartient au *(groupe 2 : moyenne d'importance), (ouvrage courant)*, car il est à usage d'habitation.

I.3.3.2. Selon leur configuration

I.3.3.2.1. Régularité en plan [1]

Le bâtiment est dissymétrique dans les deux directions (irrégulier en plan).

I.3.3.2.2. Régularité en élévation [1]

Le bâtiment n'a pas un décrochement en élévation (régulier en élévation).

I.3.3.3. Classification du système de contreventement [1]

La structure dépasse les *(8 mètres)* en hauteur et sera implantée en *(zone III)*. Le contreventement par des portiques autostables est donc écarté et le choix va se porter sur :

- ✓ Système mixte portiques/voiles avec interaction.
- ✓ Système de portiques contreventés par des voiles.

Eléments de l'ouvrage

I.4.1. Planchers

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

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

I.4.2. Maçonnerie

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

- Murs extérieurs (en double cloison) : deux (02) cloisons en briques creuses de 10cm d'épaisseurs séparées par une lame d'air de 5 cm pour assurer l'isolation thermique entre le milieu extérieur et l'intérieur du bâtiment.
- Murs intérieurs (en simple cloison) : ce sont des cloisons de séparations de 10cm d'épaisseur.

I.4.3. L'acrotère

Au niveau de la terrasse, la structure est entourée par un acrotère conçu en béton armé de 60cm de hauteur et de 10cm d'épaisseur. Son rôle principal est d'éviter le débordement des eaux pluviales sur les murs extérieurs, et la protection contre l'infiltration des eaux pluviales.

I.4.4. Les escaliers

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

I.4.5. Infrastructure

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

Caractéristique mécanique des matériaux

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

I.5.1. Le béton [2]

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

Tableau I.1 : Autres caractéristiques du béton.

Résistance à la traction « f_{t28} »		2,1 MPa
Module d'élasticité « E »	**Instantanée**	32164,2 MPa
	Différée	10818,86 MPa
Coefficient de poisson « υ »	**Sollicitations (ELU)**	0
	Déformations (ELS)	0,2
Contrainte de cisaillement (τ_u)	**Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable**	2,50 MPa
	Fissuration peu nuisible	3,33 MPa
Contrainte en compression (σ_{bc})	**Situation durable**	14,20 MPa
	Situation accidentelle	18,50 MPa

I.5.2. Aciers [2]

I.5.2.1. Types d'aciers

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

Tableau I.2 : Les types d'aciers utilisés et leurs nuances.

Type d'acier	Nuances	Limite d'élasticité (MPa)	Utilisations
Ronds lisses	FeE235	235	Pour les Armatures Transversales
Acier HA	FeE400	400	Pour les armatures Longitudinales
Treillis soudés	TLE 520	520	Pour la dalle de compression et la dalle flottante

Tableau I.3 : Autres caractéristiques de l'acier.

<table>
<tr><td colspan="4">Module d'élasticité longitudinale (E_s)</td><td>200000 MPa</td></tr>
<tr><td rowspan="6">Contraintes limites (σ_s)</td><td rowspan="2">ELU</td><td colspan="2">Situation durable σ_s</td><td>348 MPa</td></tr>
<tr><td colspan="2">Situation accidentelle σ_s</td><td>400 MPa</td></tr>
<tr><td rowspan="4">ELS</td><td rowspan="2">Fissuration préjudiciable</td><td>Armatures à haute adhérence $\bar{\bar{\sigma}}_s$</td><td>201,63 MPa</td></tr>
<tr><td>Ronds lisse $\bar{\bar{\sigma}}_s$</td><td>159,40 MPa</td></tr>
<tr><td rowspan="2">Fissuration très préjudiciable</td><td>Armatures à haute adhérence $\bar{\bar{\sigma}}_s$</td><td>165 MPa</td></tr>
<tr><td>Ronds lisse $\bar{\bar{\sigma}}_s$</td><td>130,42 MPa</td></tr>
<tr><td colspan="2">Fissuration peu nuisible</td><td>Aucune vérification à faire</td></tr>
</table>

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 suivant :

RPA99v2003 , **DTR.B.C.2.2** , **C.B.A 93.**

II .2. Prédimensionnement des planchers :

II .2.1.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.

D'après la condition suivant :

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

Avec :

$$\frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{22.5} \Rightarrow h_t \geq \frac{L}{22.5}$$

Avec : L : la portée maximale dans le sens des poutrelles

ht : hauteur totale du plancher

L=3.25cm

$$\text{d'où alors } \frac{3.25}{25} \leq ht \leq \frac{3.25}{20}$$

$$13 \leq ht \leq 16.25$$

On prend alors l'épaisseur $\mathbf{h_t}$ **=20= (16+4)** tel que :

d=16 (épaisseur du corps creux (poutrelles Hourdis)

e=4 (épaisseur de la table de compression)

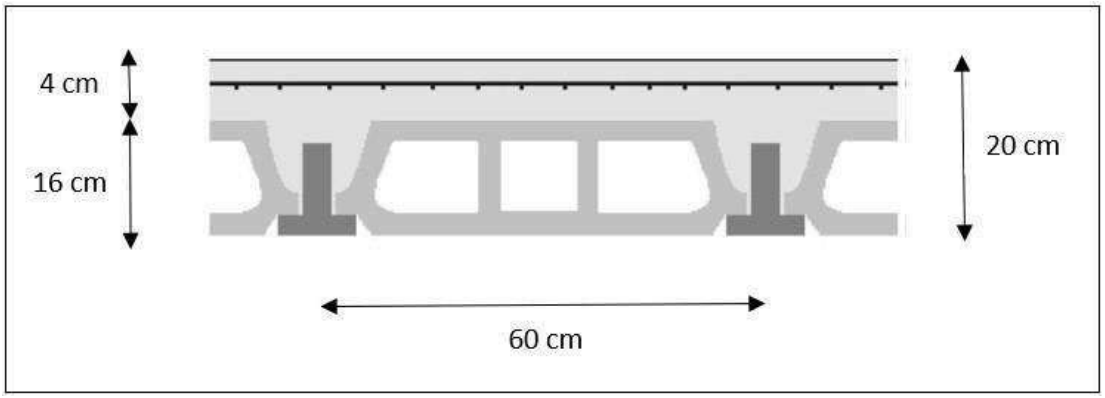


Figure II.1 : Plancher a corps creux

II .2.2.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 travaile essentiellement en flexion simple

L'épaisseur des dalles dépend aussi bien des conditions d'utilisation que des vérifications de résistance.

a)Résistance à la flexion :

Dalle reposant sur deux appuis : $\frac{Lx}{35} \leq e \leq \frac{Lx}{30}$

Dalle reposant sur trois ou quatre appuis :

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

Avec : **Lx** : la plus grande portée mesurée entre axe. Lx=130 cm

e : épaisseur de la dalle.

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

Avec : $2.88 \leq e \leq 3.25$

On adopte **e = 15cm**

II .3 Evaluation des charges et surchages :

II.3.1 .Charges permanentes

L'évaluation des charges se fait selon le règlement DTR B.C.2.2 [3].

II.3.1.1. Maçonnerie [3]

a) Murs intérieurs (simple cloison) [3]

Tableau II.1 : Evaluation de la charge permanente des murs en simple cloison.

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

b) Murs extérieurs (double-cloison) [3]

Tableau II.2 : Evaluation de la charge permanente des murs en double cloison.

N°	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m^3)	Poids surfacique (kN/m^2)
1	Enduit en ciment	0,02	0,18	0,36
2	Brique creuse	0,10	0,90	0,90
3	Lame d'air	0,05	/	/
4	Brique creuse	0,10	0,90	0,90
5	Enduit en ciment	0,02	0,18	0,36
		G (kN/m^2)		**2,52**

II.3.1.2. Plancher corps creux [3]

a) Plancher terrasse [3]

Tableau II.3: Evaluation de la charge permanente du plancher terrasse (Corps creux).

N°	Composants	Épaisseur (m)	Poids surfacique (kN/m²)
1	Gravillon roulé (40mm)	0,04	0,80
2	Étanchéité multicouche	0,02	0,12
3	Papier kraft	-	0,05
4	Forme de pente	0,15	3,30
5	Plaque de liège	0,04	0,16
6	Pare vapeur	0,01	0,06
7	Film polyane	-	0,01
8	Plancher corps creux	0,16+0,04	2,80
9	Enduit de plâtre	0,02	0,20
	G (kN/m²)	**7,50**	

b) Plancher étage courant [3]

Tableau II.4: Evaluation de la charge permanente du plancher courant (Corps creux).

N°	Composants	Épaisseur (m)	Poids surfacique (kN/m²)
1	Carrelage	0,02	0,40
2	Mortier de pose	0,02	0,40
3	Lit de sable	0,03	0,54
4	Plancher corps creux	0,16+0,04	2,80
5	Enduit de plâtre	0,02	0,20
6	Mur simple cloison	0,14	1,62
	G (kN/m²)	**5,96**	

II.3.1.3. Plancher dalle pleine [3]

a) Plancher Terrasse [3]

Tableau II.5 : Charge permanente du plancher terrasse (dalle pleine).

N°	Composants	Épaisseur (m)	Poids surfacique (kN/m²)
1	Gravillon roulé (40mm)	0,04	0,80
2	Étanchéité multicouche	0,02	0,12
3	Papier kraft	-	0,05
4	Forme de pente	0,15	3,30
5	Plaque de liège	0,04	0,16
6	Pare vapeur	0,01	0,06
7	Film polyane	-	0,01
8	Dalle pleine	0,15	3,75
9	Enduit en plâtre	0,02	0,20
	G (kN/m²)	**8,45**	

b) Plancher étage courant [3]

Tableau II.6 : Evaluation de la charge permanente du plancher courant (dalle pleine).

N°	Composants	Épaisseur (m)	Poids surfacique (kN/m²)
1	Carrelage	0,02	0,40
2	Mortier de pose	0,02	0,40
3	Lit de sable	0,03	0,54
4	Dalle peine	0,15	3,75
5	Enduit de plâtre	0,02	0,20
6	Mur simple cloison	0,14	1,62
	G (kN/m²)	**6,91**	

II.3.3 Charges exploitation [3]

Après une comparaison préliminaire, qui est illustré par un exemple dans le Tableau II.8, on constate les charges exploitations dans le tableau suivant :

Tableau II.7 : Charge d'exploitation des différents planchers.

Étage	Usage	Q (kN/m²)
7ème	Terrasse inaccessible	1
Du 6ème au sous-sol	habitation	1.5
Les escaliers	habitation	2.5

II .4.Poutres :

II.4.1.Le prédimensionnement des poutres : est donné par les formules empiriques suivantes :

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

Avec :

h : hauteur de la poutre.

b : largeur de la poutre.

L : la portée maximale de la poutre.

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

$$h \geq 30\ cm$$
$$b \geq 20\ cm$$
$$h/b \leq 4$$

Tableau II.8 : prédimensionnement des poutres.

Element	Poutre principale	Poutre secondaire	Poutre paliére
Longueur	L=6.15m	L=3.25 m	L=3.25m
Pré dimensionnement	$41 \leq h \leq 61.5$ h=50cm $15 \leq b \leq 35$ b=30cm	$21.66 \leq h \leq 32.5$ h=30cm $6.49 \leq b \leq 22.75$ b=30cm	$22.3 \leq h \leq 33.5$ h=30cm $9 \leq b \leq 21$ b=30cm
Section choisire	30cm x 50cm	30cm x 30cm	30cm x 30cm
Vérification RPA99v2003	$h \geq 30$ ... ... cv $b \geq 20$ ... ... cv h/b=1.5...cv	$h \geq 30$ ... ... cv $b \geq 20$ ... ... cv h/b=1.....cv	$h \geq 30$ ... ... cv $b \geq 20$ ... ... cv h/b=1.....cv
Conclusion	30cm x 50cm	30cm x 30cm	30cm x 30cm

II .5.Les longrines : [ART 10.1.1 RPA99V2003]

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

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

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

30 cm x 30 cm : site de catégorie S4

On le site **S2** donc la section des longrines : **30cm x 35cm**

II .6.Les 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) ≥ 30 cm (en zone III)

Min (b, h) ≥ h_e / 20

1/4 ≤ b / h ≤ 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 :

$$N_{ultime} \leq \alpha \left[\frac{Br.f_{c28}}{0,9\gamma_b} + A\frac{f_e}{\gamma_s} \right]$$

Avec :

N_u : effort normal ultime (compression) = 1,35G + 1,5Q

G : Q : surcharge d'exploitation qui sollicite le poteau

A : section d'acier comprimé prise en compte dans le calcul.

B_r : la section réduite d'un poteau obtenue en déduisant de la section réelle 1cm d'épaisseur sur tout son périphérique tel que :

Poteaux rectangulaires..... $B_r = (b - 2)(h - 2)$ cm^2

poids propre des éléments qui sollicitent le poteau considéré

γ_b: Coefficient de sécurité du béton tel que :

γ_b = 1,5 situation durable ou transitoire.

γ_b =1,15 situation accidentelle.

γ_s: Coefficient de sécurité de l'acier tel que :

γ_s = 1,15 situation durable ou transitoire

γ_s = 1 situation accidentelle.

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

$$\left.\begin{array}{ll} \bullet\ \alpha = \dfrac{0,85}{1 + 0,2\left(\dfrac{\lambda}{35}\right)^2} & si \quad \lambda = 50 \\ \bullet\ \alpha = 0,6\left(\dfrac{50}{\lambda}\right)^2 & si \quad 50 \prec \lambda \prec 100 \end{array}\right\}$$

$\lambda = \frac{L_f}{i}$: L'élancement du poteau considéré

L_f=0.7 L_0 **:** C'est la longueur de flambement

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

$i = \dfrac{b}{\sqrt{12}}$ $\qquad I = \dfrac{h.b^3}{12}$ (Poteau rectangulaire).

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

fc_{28} : contrainte de compression du béton à 28 jours (en prend fc_{28}= 25 MPa)

f_e : contrainte limite élastique des aciers (Ici en prend fe = 400 MPa)

h : aire total de la section du poteau

II .7. Descente 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.

Etage	(a*a)	Lf (m)	i=b/(√12) (m)	λ	fc28(Mpa)	B(cm2)	Br(cm2)	AS(m2)	α
7	0.3	2.16	0.087	24.98	25	0.0900	0.0784	0.000090	0.771
6	0.3	2.16	0.087	24.98	25	0.0900	0.0784	0.000090	0.771
5	0.3	2.16	0.087	24.98	25	0.0900	0.0784	0.000090	0.771
4	0.35	2.16	0.101	21.42	25	0.1225	0.1089	0.000123	0.791
3	0.35	2.16	0.101	21.42	25	0.1225	0.1089	0.000123	0.791
2	0.35	2.16	0.101	21.42	25	0.1225	0.1089	0.000123	0.791
1	0.4	2.16	0.115	18.74	25	0.1600	0.1444	0.000160	0.804
RDC	0.4	2.16	0.115	18.74	25	0.1600	0.1444	0.000160	0.804
SS	0.4	2.16	0.115	18.74	25	0.1600	0.1444	0.000160	0.804

II .7.1. Choix du poteau le plus sollicité :

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

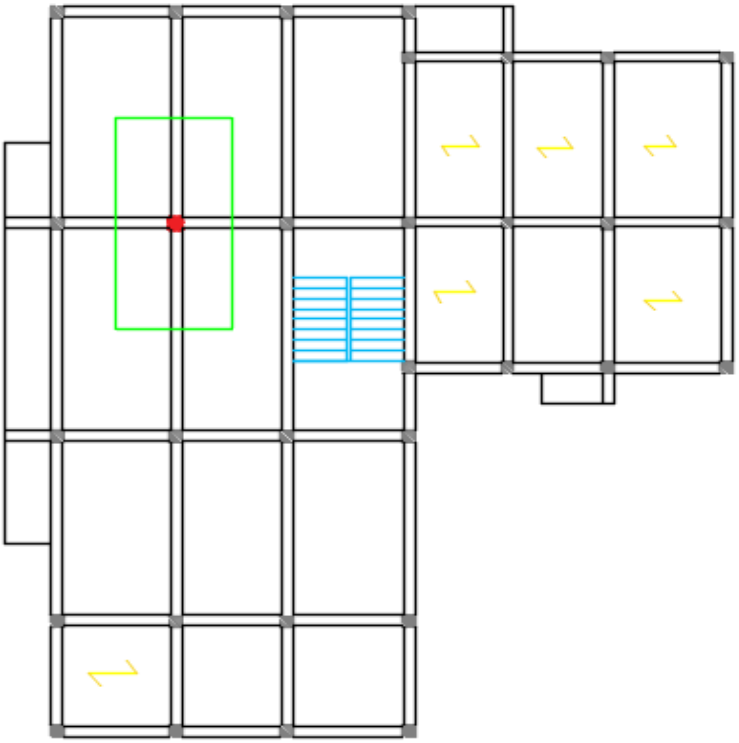


Figure II.2: position de poteau le plus sollicité

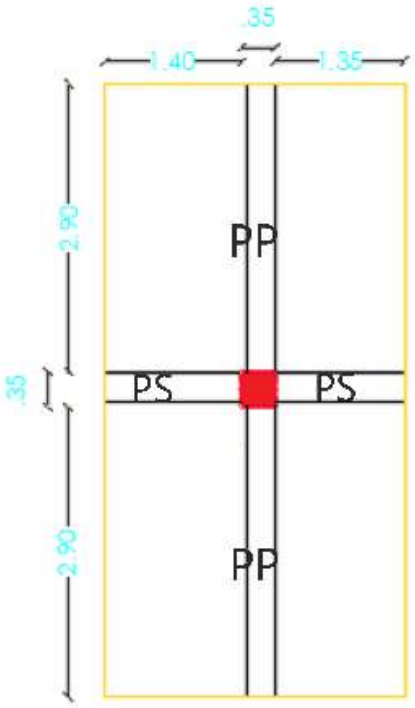


Figure II.3 : surface de plancher supportée par le poteau plus sollicité

Calcul des charges et surcharges revenant aux poteaux :

Détermination des charges permanente :

$G_{\text{plancher t ou c}}$ = poids de plancher terrasse x $S_{\text{plancher (Terrasse ou Courant)}}$
$G_{\text{(poutres principales ou secondaires)}}$ =b x h x L x poids volumique du béton armé
$G_{\text{(poteau)}}$= b x h x he x poids volumique du béton armé
Poids volumique du béton armé =25 KN/m^3
7^{eme} étage : $G_7 = G_{\text{plancher t}} + G_{\text{POUTRE (P+S)}} + G_{\text{poteau}}$
6^{eme} étage : $G_6 = G_{\text{plancher t}} + G_{\text{POUTRE (P+S)}} + G_{\text{poteau}}$
5^{eme} étage : $G_5 = G_{\text{plancher c}} + G_{\text{POUTRE (P+S)}} + G_{\text{poteau}}$
4^{eme} étage : $G_4 = G_{\text{plancher c}} + G_{\text{POUTRE (P+S)}} + G_{\text{poteau}}$
3^{eme} étage : $G_3 = G_{\text{plancher c}} + G_{\text{POUTRE (P+S)}} + G_{\text{poteau}}$
2^{eme} étage : $G_2 = G_{\text{plancher c}} + G_{\text{POUTRE (P+S)}} + G_{\text{poteau}}$
1^{er} étage : $G_1 = G_{\text{plancher c}} + G_{\text{POUTRE (P+S)}} + G_{\text{poteau}}$
RDC : $G_0 = G_{\text{plancher c}} + G_{\text{POUTRE (P+S)}} + G_{\text{poteau}}$
S/Sol : $G_s = G_{\text{plancher c}} + G_{\text{POUTRE (P+S)}} + G_{\text{poteau}}$

Tableau II.10 : Détermination des charges permanentes.

Etage	Gplancher(KN)	G pot(KN)	Gpp(KN)	Gps(KN)	G(KN)	Gcum(KN)
7eme étage	104.38	6.89	21.84	6.30	139.41	139.41
6eme étage	97.21	6.89	21.84	6.30	132.24	271.65
5eme étage	97.21	6.89	21.84	6.30	132.24	403.89
4eme étage	97.19	9.37	21.66	6.19	134.41	538.29
3eme étage	97.19	9.37	21.66	6.19	134.41	672.70
2eme étage	97.19	9.37	21.66	6.19	134.41	807.11
1er étage	97.15	12.24	21.47	6.08	136.93	944.04
RDC	97.15	12.24	21.47	6.08	136.93	1080.97
S/Sol	97.15	12.24	21.47	6.08	136.93	1217.90

II .7.2. 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).

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

$\left(Le\ coefficient\ \frac{3+n}{2n}\ etant\ valable\ pour\ que\ n \geq 5\right)$.

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

Avec :

Q : Charge d'exploitation.

n: Nombre d'étage.

Q_0: La structure d'exploitation sur la terrasse.

$Q1$, $Q2$,……, Q_n: Les surcharges d'exploitation des planchers respectifs

Les surcharges des planchers sont différentes :

7eme étage : Q_0
6eme étage : Q_0+Q_1
5eme étage : $Q_0 + 0.95\ (Q_1 + Q_2)$
4eme étage : $Q_0 + 0.90\ (Q_1 + Q_2 + Q_3)$
3eme étage : $Q_0 + 0.85\ (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$
2er étage : $Q_0 + 0.80\ (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5)$
1er étage : $Q_0 + 0.75\ (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6)$
RDC : $Q_0 + 0.71\ (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7)$
S/Sol : $Q_0 + 0.71\ (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8)$

Tableau II.11 : Détermination des charges d'exploitation.

Etage	Q plancher (KN)	St	$\frac{3+n}{2n}$	Q étage (KN)	Q cumulé (KN)
7eme étage	1	18.988	/	18.988	18.988
6eme étage	1.5	18.988	1	28.481	47.469
5eme étage	1.5	18.988	0.95	28.481	73.102
4eme étage	1.5	18.988	0.9	28.481	95.887
3eme étage	1.5	18.988	0.85	28.481	115.824
2eme étage	1.5	18.988	0.8	28.481	132.913
1er étage	1.5	18.988	0.75	28.481	147.153
RDC	1.5	18.988	0.71	28.481	161.394
S/Sol	1.5	18.988	0.69	28.481	175.634

II .7.3. Détermination de l'effort normal ultime :

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

$N_{ultime}=1.35G+1.5Q$

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

etage	Gcum(KN)	Qcum (kN)	NU	NU(kN)	verification
7	139.41	18.99	216.69	1144.08	Vérifiée
6	271.65	47.47	437.93	1144.08	Vérifiée
5	403.89	73.10	654.90	1144.08	Vérifiée
4	538.29	95.89	870.53	1628.45	Vérifiée
3	672.70	115.82	1081.88	1628.45	Vérifiée
2	807.11	132.91	1288.97	1628.45	Vérifiée
1	944.04	147.15	1495.18	2194.46	Vérifiée
RDC	1080.97	161.39	1701.40	2194.46	Vérifiée
S/SOL	1217.90	175.63	1907.62	2194.46	Vérifiée

II .8.Vérification des conditions des RPA99V2003 [ART.7.4.1] :

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 conditions RPA99v2003.

Condition à vérifiée	Application de condition		Verification
Min (b_1, h_1) ≥ 30 cm	30 ≥ 30		**Condition vérifiée**
Min (b_1, h_1) ≥ $\frac{h_e}{20}$	5ème 6 ème 7ème	30 ≥ 15.3	**Condition vérifiée**
	4ème ,3ème ,2ème	35 ≥ 15.3	
	1ère, RDC, sous –sol	40 ≥ 15.3	
0,25 ≤ b_1/ h_1 ≤ 4	5ème 6 ème 7ème	0,25 ≤ 1 ≤ 4	**Condition vérifiée**
	4ème ,3ème ,2ème	0,25 ≤ 1 ≤ 4	
	1ère, RDC, sous –sol	0,25 ≤ 1 ≤ 4	
b_{max} ≤ 1,5h_1 + b_1	5ème 6 ème 7ème	30 ≤ 75	**Condition vérifiée**
	4ème ,3ème ,2ème	30 ≤ 87.5	
	1ère, RDC, entre –sol	30 ≤ 100	
d ≤ Max ($\frac{b_1}{2}$; $\frac{h_1}{2}$	5ème 6 ème 7ème	0 ≤ 15	**Condition vérifiée**
	4ème ,3ème ,2ème	5 ≤ 17.5	
	1ère, RDC, sous –sol	10 ≤ 20	

II .9. Vérification aux zones nodales

Les poutres doivent respecter les dimensions ci-après **: [art7.5.1. rpa99v2003] :**

- $b_{max} \leq 1.5h_1 + b_1$
- $d \leq Max\left(\frac{b_1}{2}, \frac{h_1}{2}\right)$

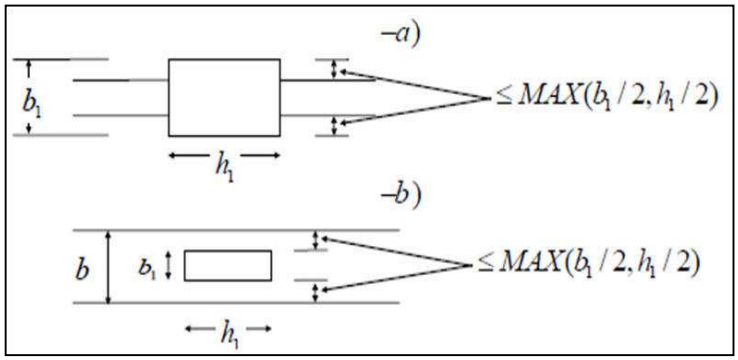


Figure II.4: Zones nodales

II .10.Les 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.

$e \geq \frac{h_e}{25} \Rightarrow e \geq \frac{261}{25} \Rightarrow$ e= 10.44 cm

$e \geq \frac{h_e}{22} \Rightarrow e \geq \frac{261}{22} \Rightarrow e \geq 11.83cm$



Figure II.5: Règles de prédimensionnement des voiles

Tableau II.14 : Calculer Les épaisseur des voiles

LES ETAGES	he=ht-hpp (cm)	$e \geq \frac{h_e}{25} cm$	$e \geq \frac{h_e}{22} cm$	e choisi (cm)
SOUS SOL	261	10.44	11.86	20
RDC+7	261	10.44	11.86	15

III.1. Introduction

Les éléments secondaires sont des éléments qui n'ont pas une fonction porteuse ou contreventement de la structure.

Ainsi l'escalier et l'acrotère sont considérés comme tels ; dont l'étude est indépendante de l'action sismique (puisqu'ils ne contribuent pas directement à la reprise de ses efforts), mais ils dont considérés comme dépendant de la géométrie interne de la structure.

III.2. L'acrotère

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

Le calcul se fait en flexion composée, C'est un système isostatique assimilé à une console de 100cm de largeur, encastrée au plancher terrasse et soumise à un effort normal dû à son poids propre et un moment à l'encastrement dû à une charge d'exploitation de 1kN/ml appliquée à son extrémité.

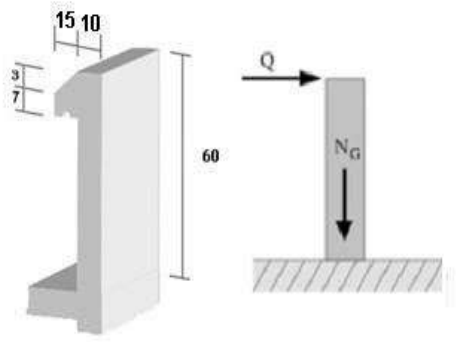


Figure III.1 : Acrotère (dimensions et charges exercées).

III.2.1. Détermination des efforts

Tableau III.1 : Les efforts exercés sur l'acrotère.

G	Q	/	ELU	ELS
kN/ml		**Effort normal**	$N_u = 1,35G = 2,53$ kN	$N_u = G = 1,875$ kN/ml
1,875	1,00	**Moment d'encastrement**	$M_u = 1,5\ Q.h = 0,9$ kN.m/ml	$M_u = Q.h = 0,6$ kN.m/ml
		Effort tranchant	$T_u = 1,5\ Q = 1,5$ kN/ml	/

III.2.2. Calcul de ferraillage à l'ELU

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

Section minimale: $A_{min} = A_{s1}+A_{s2} = \max [4\%u; 0,2B/100] = 8,8$ cm²/ml.

Section maximale

$$A_{max} = \frac{5B}{100} = 50 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

Tableau III.2 : Armatures verticales et horizontales.

	Verticales		Horizontales	
	A_{s1} (cm²/ml)	A_{s2} (cm²/ml)	$A_{rép1}$ (cm²/0,6m)	$A_{rép2}$ (cm²/0,6m)
Calculée	0,37	0,00	$A_{s1}/4$=1,38	$A_{s1}/4$=1,38
Choisie	7HA10=5,5	7HA10=5,5	5HA8=2,51	5HA8=2,51

Tableau III.3 : Espacement des armatures.

	Vertical (cm)	Horizontal (cm)
Calculée	100/7=14,28	(60-2x2,5)/(5-1)=13,75
Choisie	15	15
Admissible	max(3h,33 cm) = 30	max(4h,45 cm) = 40

III.2.3. Vérification des contraintes normales à L 'ELS [2]

Type de fissuration : préjudiciable

Tableau III.4 : Vérification des contraintes normales de l'acrotère.

Contraintes (MPa)			Contraintes admissible (MPa)			Vérification
σ_b	σ_s	$\bar{\sigma}_s$ '	$\bar{\sigma}_b$	$\bar{\sigma}_s$	$\bar{\sigma}_s$ '	Oui
0,34	2,16	2,16	15	201,63	201,63	

III.2.4. Vérification des contraintes de cisaillement à L 'ELU [2]

Tableau III.5 : Vérification des contraintes de cisaillement de l'acortère.

Section et sollicitation à l'ELU			Vérification		
b (cm)	h (cm)	T (kN)	T_u(MPa)	T_{adm}(MPa)	Vérification
100	10	1,5	0,02	2,50	Oui

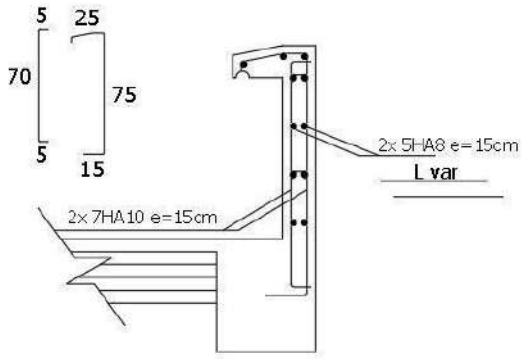


Figure III.2 : Dessin de ferraillage de l'acrotère.

III.3. Plancher à corps creux

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

Poutrelles préfabriquées en béton armé, disposées parallèlement de 60 cm d'espacement.

- Entrevous (corps creux) en béton de forme adaptée aux poutrelles.
- Une dalle de compression supérieure en béton de 4 cm d'épaisseur.

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

- La dalle de compression.
- Les poutrelles.

III.3.1. La dalle de compression [2]

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

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

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

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

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

Avec :

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

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

Le treillis soudé qui sera utilisé sera à maillage carré de 20cm x 20cm A_{t1} : Section d'armatures perpendiculaires aux nervures.

$$L = 60cm \quad \Rightarrow \quad A_{t1} \geq 0{,}02\,L\frac{200}{F_e} = \frac{4L}{F_e} = \frac{240}{520} = 0{,}46 cm^2/ml$$

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

$$A_{t2} = \frac{A_{t1}}{2} = \frac{0{,}46}{2} = 0{,}23\ m^2/ml$$

On choisira : $A_{t1} = 7\ \emptyset\ 5 = 1{,}38\ cm^2$avec un éspacement de 15cm.

$A_{t2} = 7\ \emptyset\ 5 = 1{,}38\ cm^2$avec un éspacement de 15cm.

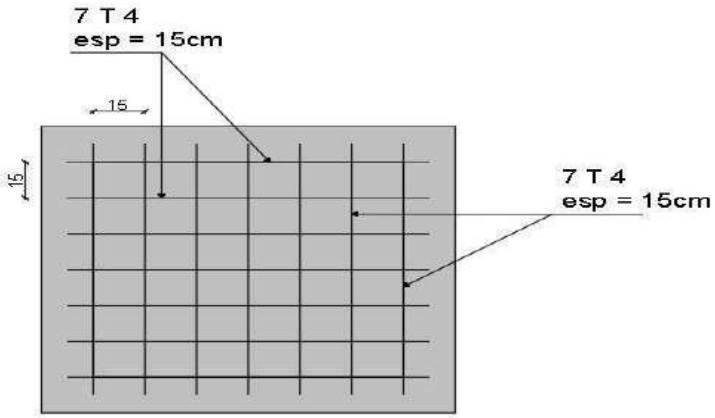


Figure III.3 : Disposition des armatures de la dalle de compression

III.3.2. Les poutrelles :

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

- Avant coulage
- Après coulage

III.2.2.1. Avant coulage :

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

Charges permanentes	G (kN/ml)
Poids de la poutrelle : 0,12 x 0,04 x 25 = 0,12 kN/ml	0,72
Poids du corps creux : 0,60 x 1 = 0,60 kN/ml	
Surcharges d'exploitations	**Q (kN)**
Poids de l'ouvrier et les matériaux : Max [1kN et 0,5 L] = 0,5 L = 0,5 x 3,25 = 1,625kN	1,625

Tableau III.6 : Charges permanentes et surcharges d'exploitation des poutrelles

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

a)Les charges revenantes à la poutrelle avant coulage :

b)Vérification de la flèche :

$$f_{max} < \bar{f} \quad avec : \ \bar{f} = \begin{cases} \dfrac{L(cm)}{500} & si\ L \leq 5m \\ \dfrac{0.5 + L}{1000} & si\ L > 5m \end{cases}$$

$$On\ a : \quad L = 3.25\ m < 5m \Rightarrow \bar{f} = \frac{3250}{500} = 6.5\ mm \quad ; \quad f_{max} = \frac{5GL^4}{384EI} + \frac{QL^3}{48EI}$$

$$f_{max} = \frac{5GL^4}{384EI} + \frac{QL^3}{48EI} = \frac{5 * 0.72 * 3250^4}{384 * 10819 * 6.4 * 10^5} + \frac{1.625 * 3250^3}{48 * 10819 * 6.4 * 10^5}$$

$$f_{max} = 151{,}223cm$$

$$f_{max} = 151{,}223mm \ \leq \bar{f} = 6.5\ mm \qquad (C.N.V)0.58861089$$

III.7 : Calcul des étaiements.

Nombre d'étais	L (m)	G(kN/ml)	Q (kN)	E (MPa)	I (m^4)	f (mm)	f^- (mm)	$f \leq f^-$
0	3,25	0,72	1,625	10819	$6,4x10^{-7}$	151,223	6,5	**Non Vérifiée**
1	1,625	0,72	1	10819	$6,4x10^{-7}$	9,46	3,25	**Non Vérifiée**
2	0,812	0,72	1	10819	$6,4x10^{-7}$	0,591	1,624	**Vérifiée**

III.3.2.2. Après coulage

L'ensemble des poutrelles est considéré comme une poutre continue.

III.3.2.2.1. Calcul des sollicitations à l'ELU

Le calcul des sollicitations internes des poutrelles se fait à l'aide du logiciel de calcul des structures SAP2000 :

La charge maximal (G, Q) est dans le plancher EC donc on étude les poutrelles de cette plancher.

Tableau III.8 : Evaluation des charges et surcharges.

	G (KN/m^2)	Q (KN/m^2)	P_U (KN/m)	P_S (KN/m)
Plancher terrasse	7.50x0,60= 4.5	1x0,60=0,6	6.975	5.1
Plancher courant	5,96x0,60= 3,576	1.5x0,60=0,9	6,18	4,48

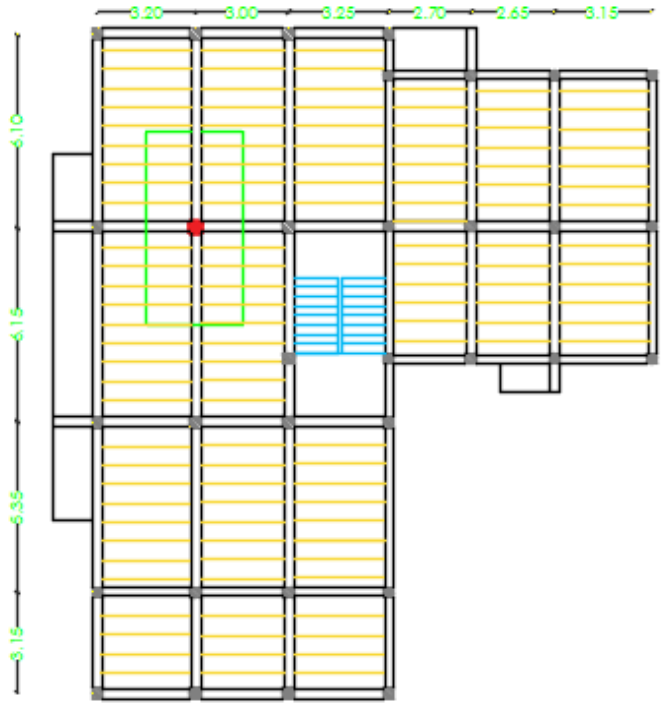


Figure III. 4 : Sens des poutrelles (Coffrage plancher).

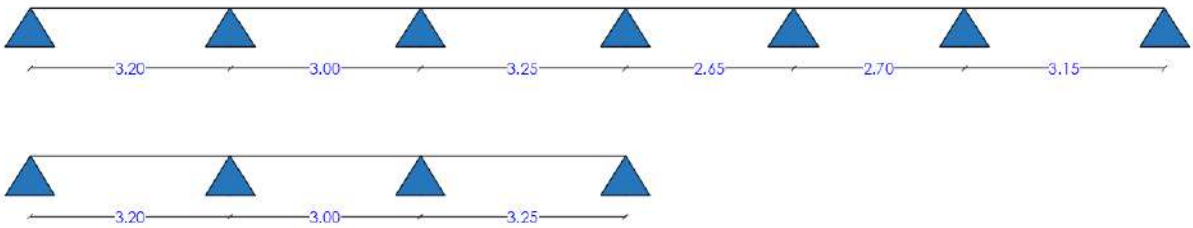


Figure III. 5 : Types des poutrelles.

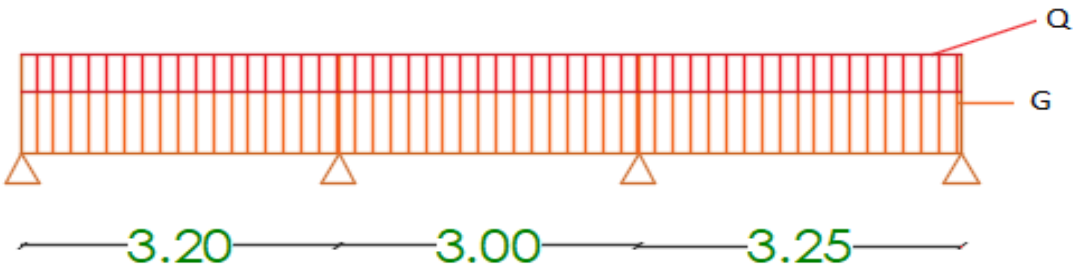


Figure III. 6 : Schéma statique équivalent de poutrelle avec les dimensions des travées.

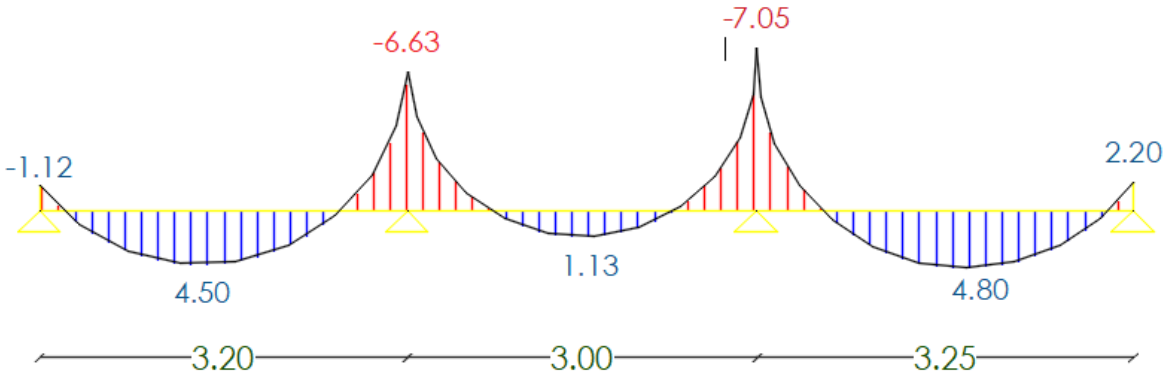


Figure III. 7 : Diagramme des moments à l'ELU.

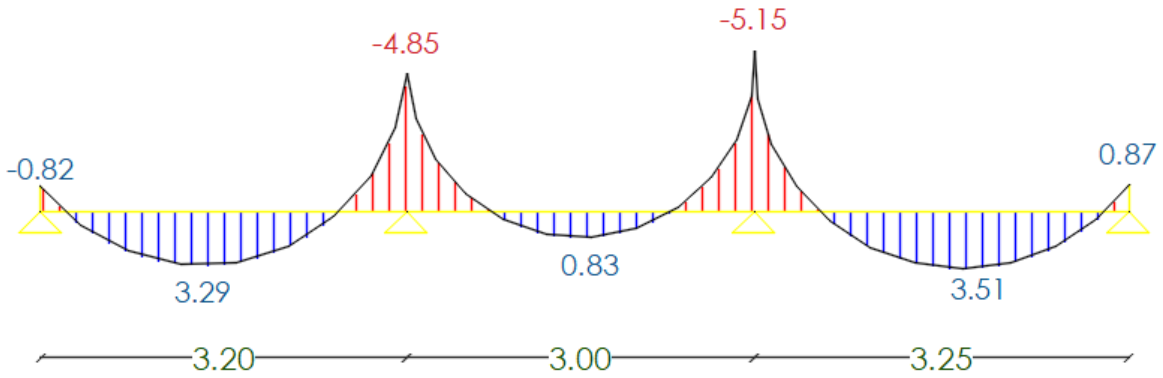


Figure III. 8 : Diagramme des moments à l'ELS.

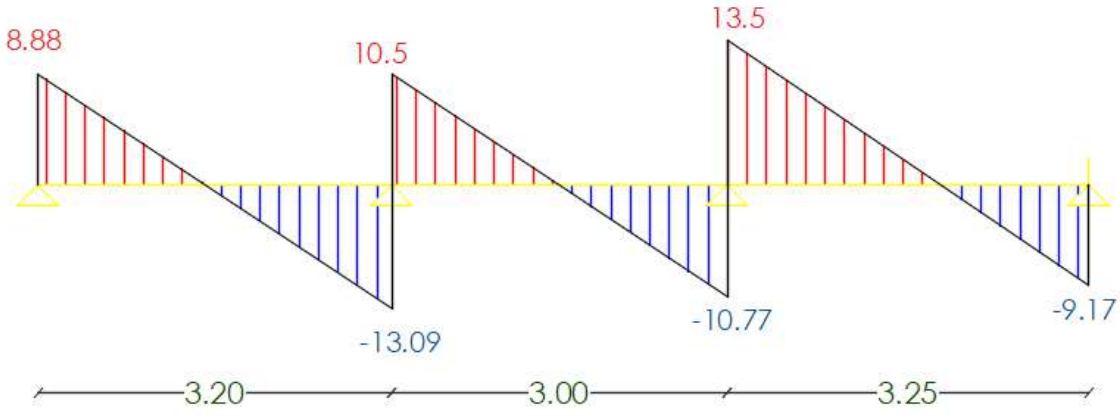


Figure III. 9 : Diagramme d'effort tranchant à l'ELU.

Tableau III.9 : Les moments maximales à l'ELU, L'ELS, et l'effort tranchant maximales

Moment	ELU	ELS
M_{tmax} (kN.m)	6	4,39
M_{amax}(kN.m)	-7,05	-5,15
T(kN)	13,50	/

III.3.2.2.2. Calcul de ferraillage à l'ELU

Le ferraillage est généralisé sur tous les poutrelles pour les étages courants et terrasse avec les moments maximaux (Moments étage courant).

Tableau III.10 : Armatures longitudinales

		As_1 (cm²/ml)	As_2 (cm²/ml)
Travée	calculée	1	0,00
	choisi	2HA10 =1,57cm²	1HA10 = 0,79cm²
Appuis	calculées	0,00	1,4
	choisi	2HA10= 1,57 cm²	1HA10+1ChpHA10 = 1,57 cm²

III.3.2.2.3. Vérification des contraintes normales à l'ELS [2]

Type de fissuration : peu nuisible**,** on vérifier seulement la contrainte du béton.

Tableau III.11 : Vérification des contraintes normales des poutrelles.

Sollicitation à l'ELS(kN.m)		Contraintes (MPa)		Contraintes admissible (MPa)	Vérification
M_{tmax}	M_{amax}	σ_b travée	σ_b appui	$\bar{\sigma}_b$	Oui
4.39	-5,15	2.58	7,83	15	

III.3.2.2.4. Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU [2]

Tableau III.12 : Vérification des contraintes de cisaillement des poutrelles.

T (kN)	T_u (MPa)	T_{adm} (MPa)	Vérification	ZN	ZC	At
13.5	0.93	3,33	Oui	20	20	2HA6 = 0,57 cm²

III.3.2.2.5. Vérification de la flèche à l'ELS [2]

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

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

$$M_0 = M_{ser} = \frac{Pser\ x\ L^2}{8} = 5.91 \text{ kN.m.}$$

$$\frac{h}{l} = \frac{20}{325} = 0{,}061 \geq \frac{Mt}{15xMo} = \frac{4.39}{10x5.91} = 0{,}074$$

$$\frac{A}{bxd} = \frac{1.51}{20x17.5} = 0{,}004 \leq \frac{3.6}{feE} = \frac{3.6}{400} = 0{,}009.$$

- Les deux conditions sont vérifiées, donc la flèche est vérifiée.

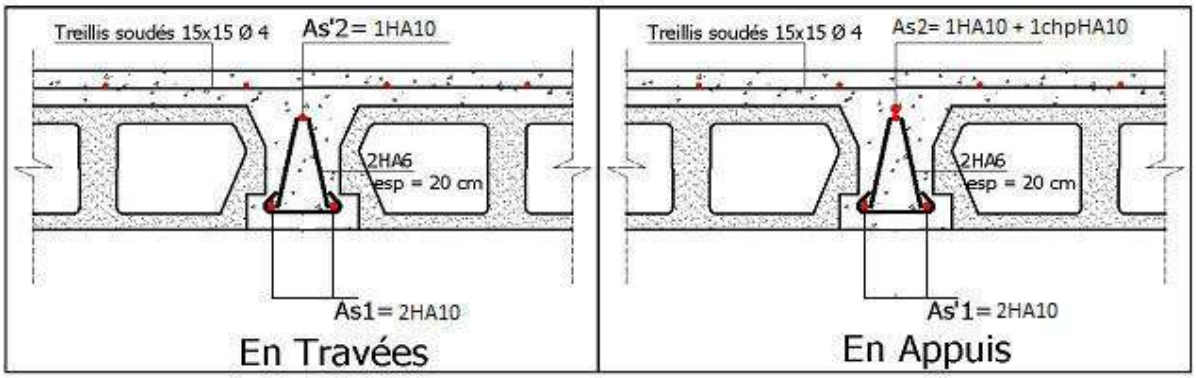


Figure III. 10 : Dessin de ferraillage des poutrelles

III.4. Les escaliers

Un escalier est une suite de plans horizontaux disposés en gradins, afin de permettre

de se déplacer

d'un niveau à un autre.

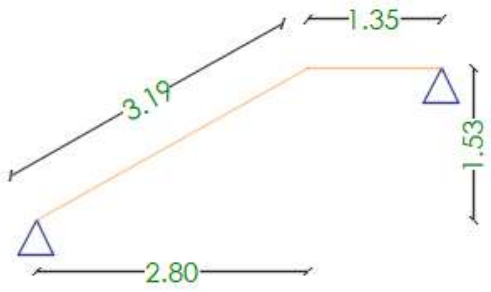
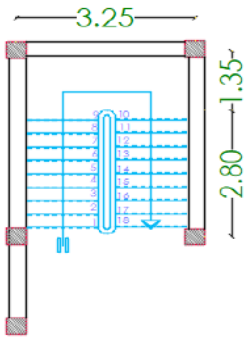


Figure III.11 : Schéma Statique de l'escalier

III.4.1. Dimensionnement



Dans notre bloc, on a 1 seul type d'escalier (droit à deux volées),

Le schéma statique d'escalier est comme présenté dans la figure ci-contre :

Les caractéristiques de notre escalier sont :

Le nombre de contre marches égale à 18

Hauteur du palier : H = 1.53 m (on va traiter la partie qui contient 14 contre marches)

Hauteur de la contre marche : h = 306/18 = 17 cm.

Largeur de la marche : g = 30cm.

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

tg α = H / L = 1.53/2.80 = 0,546 D'où Alor α=28.63°

$L_1 = \sqrt{2.80^2 + 1.53^2} = 3.19$ m . L_{TOT}= 3.19+1.35 = 4.54

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

$$\frac{L}{35} \le e \le \frac{L}{30} \rightarrow 9.11 \le e \le 10.63 \quad \Longrightarrow \quad e = 15\text{cm}.$$

III.4.2.Evaluation des charges et surcharges [3]

III.4.2.1.Charges permanentes [3]

Tableau III.13 : Charge permanente de la paillasse.

N°	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m³)	Poids surfacique (kN/m³)
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 la paillasse	0,17/cosα	25	4,84
5	Les marches	0,17/2	25	2,13
6	Enduit en ciment	0,02	18	0,36
		G (kN/m²)	**8,67**	

Tableau III.14 : Charge permanente du palier de repos.

N°	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m^3)	Poids surfacique (kN/m^3)
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 du palier	0,17	25	4,25
5	Enduit en ciment	0,02	18	0,36
		G (kN/m^2)	**5,95**	

III.4.2.2. Charges d'exploitation [3]

Pour le palier de repos et la paillasse : $Q=2,5\ kN/m^2$

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

Détermination des sollicitations ELU

: $P_u = 1,35G+1,5Q$

ELS = $P_{ser} = G+Q$

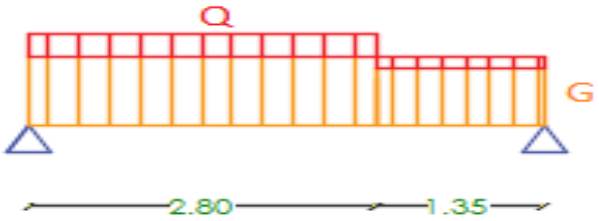


Figure III.12 : Chargement dans l'escalier.

Tableau III.15 : Combinaisons des charges dans l'escalier.

	G(kN/ml)	Q(kN/ml)	P_u(kN/ml)	P_{ser}(kN/ml)
Paillasse	8,67	2,5	15.45	11,17
Palier	5.,95	2,5	11.80	8,45

III.4.3. Détermination des efforts

Tableau III.16 : Combinaisons des charges dans l'escalier.

Sollicitations	M_t(kN.m)	M_a(kN. m)	T(kN)z
ELU	27.12	-15.95	27.88
ELS	19.52	-11.48	/

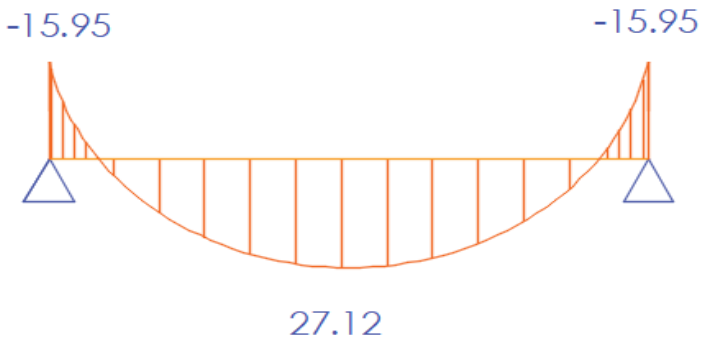


Figure III.13 : Diagramme des moments dans l'escalier à l'ELU.

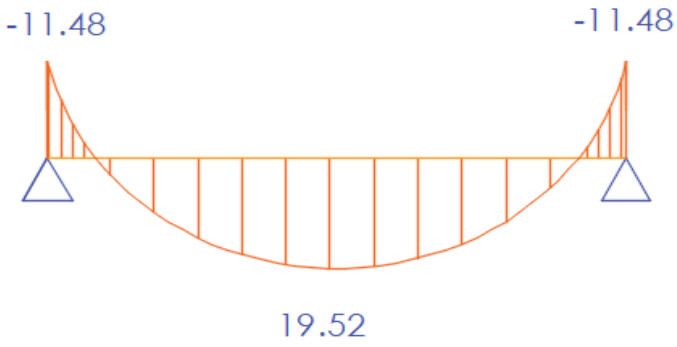


Figure III.14 : Diagramme des momnents dans l'escalier à l'ELS.

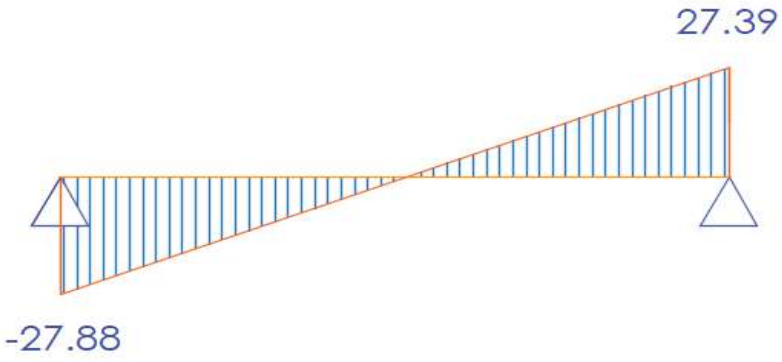


Figure III.15 : Diagramme des effort tranchants à l'ELU.

III.4.4. Calcul de ferraillage à l'ELU

III.4.4.1. Armatures longitudinales

Le calcul de ferraillage se fera en flexion simple pour une bande de 1m.

Tableau III.17 : Section d'armatures longitudinales dans l'escalier.

Mmax (kN. m)		Acalculée(cm2)		Achoisie(cm2)		St(cm)	St(cm)	St≤ St
Travée	Appui	Travée	Appui	Travée	Appui	/	/	/
27.12	-15.95	6.68	3.81	7HA12	7HA12	15	33	Vérifiée

Condition de non fragilité

On vérifie : $A \geq A_{min} = 0{,}1\%\ B$, $A_{min} = 1{,}5\ cm^2$.

Tableau III.18 : Vérification de la section d'armatures.

	A(cm^2)	Amin (cm^2)	A≤ Amin
Travée	7.92	1.50	Vérifiée
Appuis	7.92	1.50	Vérifiée

III.4.4.2. Armatures de répartition

Tableau III.19 : Section d'armatures de répartition dans l'escalier.

	$A_{rép} = A/4$ (cm^2)	Aadoptée(cm2)	St(cm)	St(cm)	St ≤ St
Travée	1.98	7HA8 = 3,52	15	45	Vérifiée
Appuis	1.98	7HA8 = 3,52	15	45	Vérifiée

III.4.5. Vérification des contraintes normales à l'ELS [2]

Type de fissuration : peu nuisible, donc on ne doit vérifier que : $\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b$

Tableau III.20 : Vérification des contraintes normales de l'escalier.

	A(cm^2)	Mser(kN .m)	σ_b(MPa)	$\bar{\sigma}_b$(MPa)	$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b$
Travée	7.92	19.52	4.23	15	Vérifiée
Appuis	7.92	-11.48	4.74	15	Vérifiée

III.4.6. Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU [2]

Tableau III.21: Vérification des contraintes de cisaillement de l'escalier.

Section	T(kN)	τ(MPa)	$\bar{\tau}$(MPa)	$\tau \leq \bar{\tau}$
100x15	27.88	0,22	3,33	Vérifiée

III.4.7. Vérification de la flèche à l'ELS [2]

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

$$M_0 = M_{ser} = \frac{Pser\ x\ L^2}{8} = 28.77 \text{ kN.m.}$$

$$\frac{h}{l} = \frac{15}{454} = 0{,}03 \geq \frac{Mt}{20xMo} = \frac{27.12}{20x28.77} = 0{,}047 \text{ non vérifiée}$$

$$\frac{A}{bxd} = \frac{7.92}{100x17.5} = 0{,}004 \leq \frac{2}{feE} = \frac{2}{400} = 0{,}005 \text{ vérifiée}$$

- Les conditions ne sont pas toutes vérifiées, donc on doit faire le calcul de la flèche en suivant « l'annexe D » du CBA93.

Tableau III.22 : Vérification de la flèche

Dalle			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}]	Oui
cm	cm	m	kN.m			cm²		mm		
100	15	4.54	-11.48	19.52	-11.48	7.92	0,00	8.5	9.08	

III.4.8. Poutre palière

La poutre palière a pour rôle de supporter le poids d'escalier, elle sera calculée en flexion simple

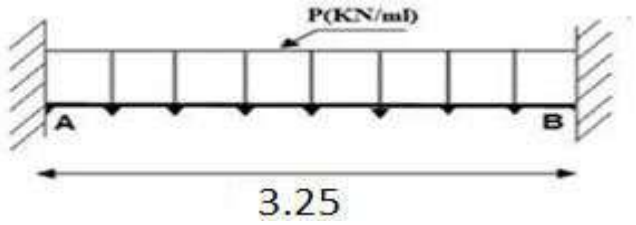


Figure III.16 : Shéma statique de la poutre paliére

III.4.8.1. Pré dimensionnement

Elle est pré dimensionné selon les deux formules suivantes :

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \quad , 0{,}3\ h \leq b \leq 0{,}7$$

Tableau III.23 : Pré dimensionnement de la poutre palière.

Conditions de résistance	L = 325 cm ⇒ 21,66 cm ≤ h ≤ 32.5 cm. On adopte : h = 35 cm ⇒ 10.5cm ≤ b ≤ 24.5cm. On adopte : b= 30cm
Vérification selon le RPA 99 (version 2003) Art.7.5	b = 30cm ≥ 20cm ; h = 35cm ≥ 30cm ; h/b = 1,16 ≤ 4,0 **Conditions vérifiées**
Condition de rigidité $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$	$\frac{h}{L} = 0.10 \geq \frac{1}{16} = 0{,}0625$ **Condition vérifiée**

III.4.8.2. Evaluation des charges

$G = \frac{[G_{poids\ propre} + 2\times R_{AG}]}{L}$; $Q = \frac{[2\times R_{AQ}]}{L}$

$R_A = R_B = T = \frac{Pl}{2}$; $M_{app} = \frac{-Pl^2}{12}$, $M_{travée} = \frac{Pl^2}{24}$

Tableau III.24 : Calcul des efforts de la poutre palière.

R_{AG} (kN)	R_{AQ} (kN)	$G_{poids\ propre}$ (kN)	G(kN/ml)	Q(kN/ml)
15.24	5.52	0,35×0,3×25×3,25 = 8,531	12.00	3.39
Charge (kN/ml)		**R_A (kN)**	**M_{app} (kN.m)**	**$M_{travée}$ (kN.m)**
P_u	21.285	34.58	-18.43	9.36
P_{ser}	15.39	/	-13.54	6.77

III4.8.3. Calcul de ferraillage L'ELU

Tableau III.25: Calcul de ferraillage de la poutre palière.

M_{max}(kN. m)		$A_{calculée}$(cm2)		$A_{choisie}$(cm2)	
Travée	**Appui**	**Travée**	**Appui**	**Travée**	**Appui**
9.36	-18.43	1.10	1.67	3HA12 = 3.39cm²	3HA12 = 3.39cm²

III.4.8.4. Vérification des contraintes normales à l'ELS [2]

Tableau III.26 : Vérification des contraintes normales.

	M_{ser} (kN.m)	σ_b (MPa)	$\bar{\sigma}_b$ (MPa)	Vérifiée	σ_s (MPa)	σ_s' (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérifiée
Travée	9.36	1,26	15	Oui	16.19	16.19	201,63	Oui
Appui	-18.43	3.97	15	Oui	182.03	41.03	201,63	Oui

III.4.8.5. Vérification des contraintes de cisaillement à L'ELU [2]

Tableau III.27 : Vérification des contraintes de cisaillement.

Section	T(kN)	τ(MPa)	$\bar{\tau}$(MPa)	$\tau \leq \bar{\tau}$	ZN	ZC	Ø	A_t
30x35	34.54	0,35	2,50	Vérifiée	10	15	8	4HA8 = 2,01cm²

III.4.8.6. Vérification de la flèche à L'ELS [2]

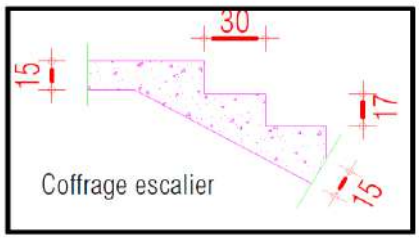
Il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche si les 3 inégalités sont vérifiées (Annexe B) :

$$M_0 = M_{ser} = \frac{Pser\ x\ L^2}{8} = 20.31 \text{ kN.m.}$$

$$\frac{h}{l} = \frac{35}{325} = 0{,}107 \geq \frac{Mt}{10xMo} = \frac{9.36}{10x20.31} = 0{,}046$$

$$\frac{A}{bxd} = \frac{1.51}{20x17.5} = 0{,}004 \leq \frac{3.6}{feE} = \frac{3.6}{400} = 0{,}009.$$

Les deux conditions sont vérifiées, donc la flèche est vérifiée.



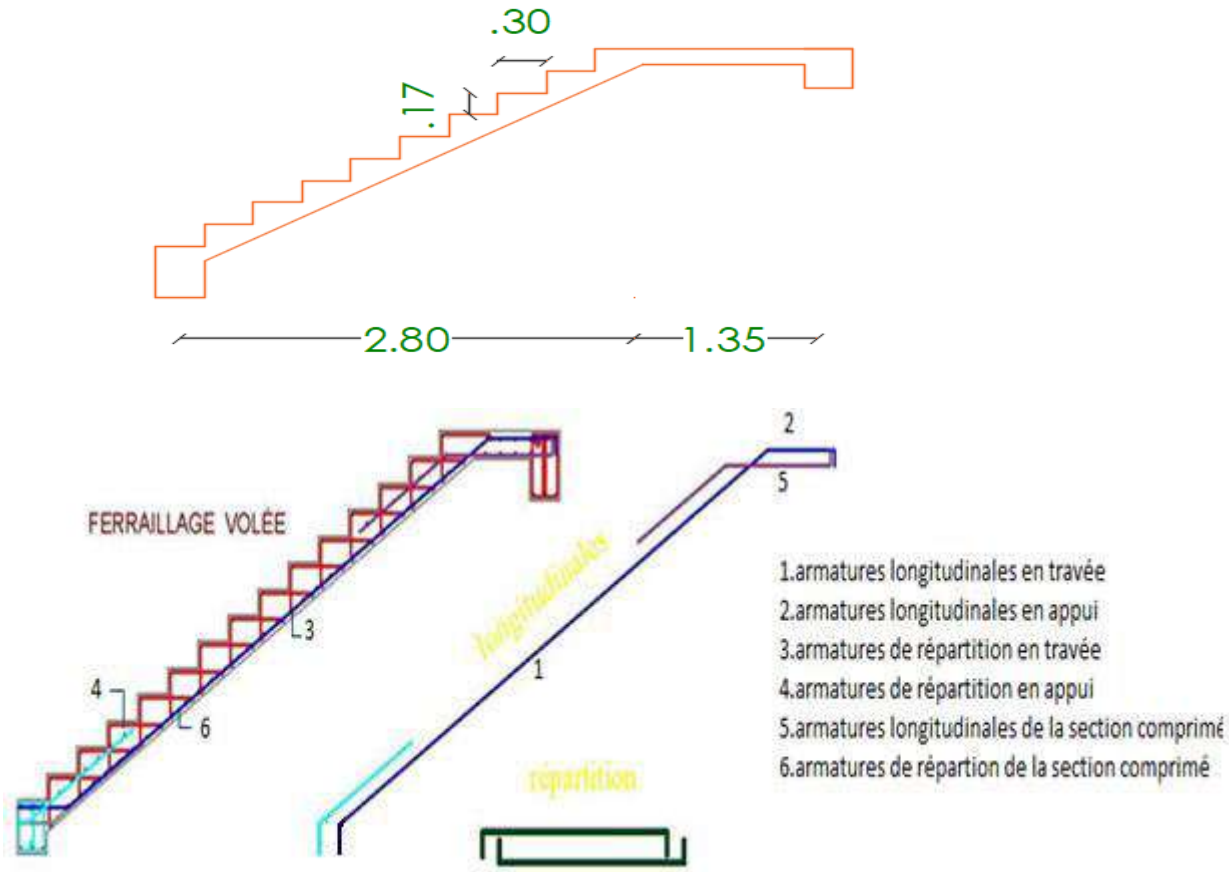


Figure III. 17 : Détail de ferraillage d'escalier.

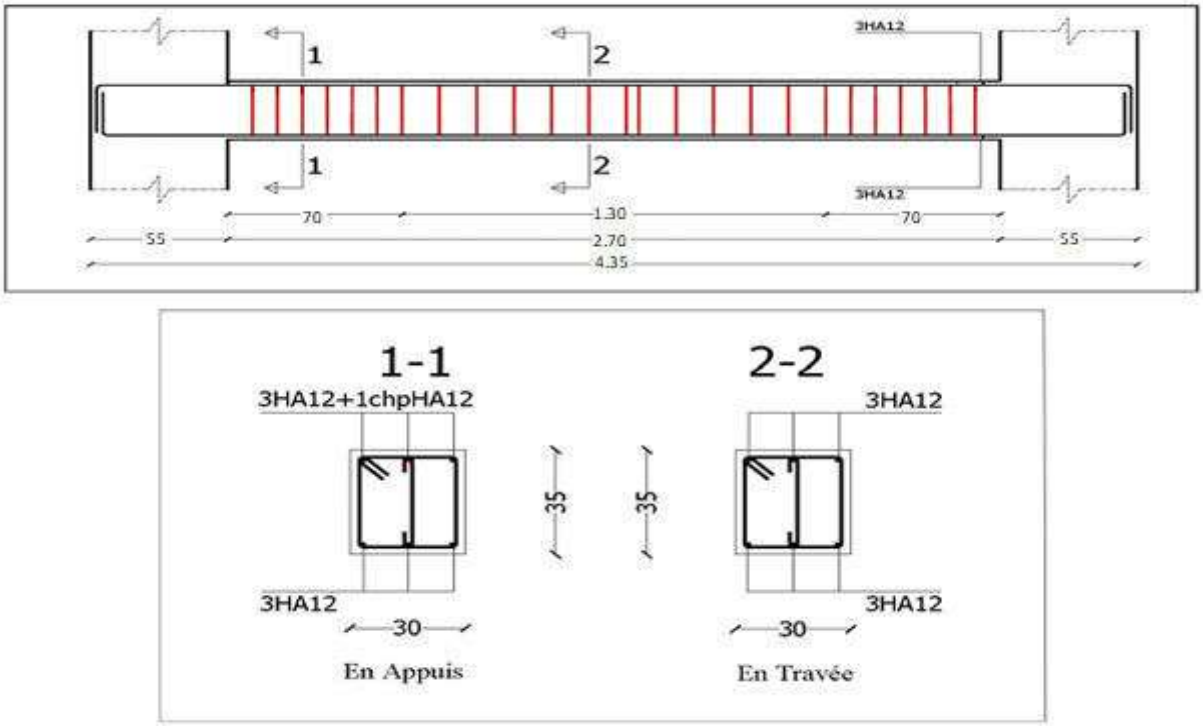


Figure III 18 :Dessin de Ferraillage de poutre palière

III .5. La dalle pleine

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.

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.28 : Charges et surcharges appliquées à la dalle pleine.

G(kN/m²)	Q(kN/m²)	P_u(kN/m²)	P_{ser}(kN/m2)	M_u =0,137 P_u
5.96	3,50	13.30	9.46	1.85

III.5.1. Calcul de ferraillage à l'ELU

Le calcul du ferraillage se fait en flexion simple pour une bande de 1 m de largeur, et de 15 cm d'épaisseur, avec une fissuration préjudiciable**.**

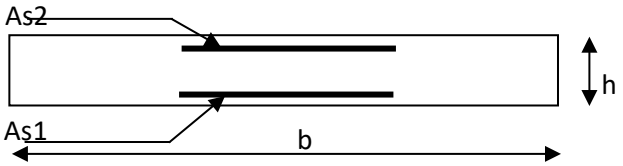


Figure III.19 : Section de calcul.

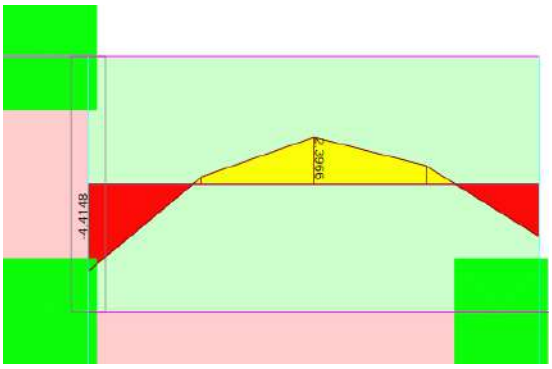
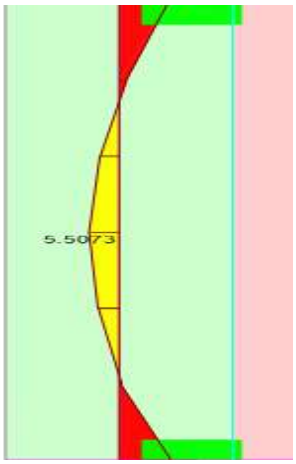
Sens X :	Sens Y :
Moments Fléchissant	
Mtx = 2.39	Mty= 5.50
Max = -6.97	May = -14.45
	

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

Tableau III.29 : Ferraillage à l'ELU (Sens X)

M_{max}(kN. m)		$A_{calculée}$(cm2)		$A_{choisie}$(cm2)	
Travée	**Appui**	**Travée**	**Appui**	**Travée**	**Appui**
2.39	-6.97	1.75	1.75	7HA8 = 3.52cm²	7HA8 = 3.52cm²

Ferraillage à l'ELU (SensY)

M_{max}(kN. m)		$A_{calculée}$(cm2)		$A_{choisie}$(cm2)	
Travée	**Appui**	**Travée**	**Appui**	**Travée**	**Appui**
5.50	-14.45	1.75	3.44	7HA8 = 3.52cm²	7HA8 = 3.52cm²

III.5.2. Vérification des contraintes normal à L'ELS [2]

Tableau III.30 : Vérification des contraintes normales. **Sens-X,**

	M_{ser} (kN.m)	σ_b (MPa)	$\bar{\sigma}_b$ (MPa)	Vérifiée	σ_s (MPa)	σ_s' (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérifiée
Travée	1.73	0.45	15	Oui	4.26	00	201,63	Oui
Appui	-4.96	1.21	15	Oui	12.09	12.09	201,63	Oui

Vérification des contraintes normales. **Sens-Y**

	M_{ser} (kN.m)	σ_b (MPa)	$\bar{\sigma}_b$ (MPa)	Vérifiée	σ_s (MPa)	σ_s' (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérifiée
Travée	3.99	1.04	15	Oui	9.82	00	201,63	Oui
Appui	-14.45	5.61	15	Oui	201.63	15.45	201,63	Oui

III.5.3.Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU [2]

Tableau III.31 : Vérification de contrainte de cisallement.

	T_u(kN)	Tmax	Tadm	Vérifiée
Sens X	11.03	0,088	1,16	Oui
Sens Y	19.25	0,154	1,16	Oui

III.5.4. Vérification de la flèche à L'ELS [2]

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

$$\frac{h}{\text{lx}} = \frac{15}{125} = 0{,}12 \geq \frac{Mt}{20xMo} = \frac{1.73}{20x1.73} = 0{,}05$$

$$\frac{\text{Ax}}{\text{b}\times\text{dx}} = \frac{3.52}{100X12.5} = 0{,}002 \leq \frac{2}{feE} = \frac{2}{400} = 0{,}005$$

$$\frac{\text{Ay}}{\text{b}\times\text{dy}} = \frac{3.52}{100x11.5} = 0{,}003 \leq \frac{2}{feE} = \frac{2}{400} = 0{,}005$$

- Les deux conditions sont vérifiées, donc la flèche est vérifiée.

IV.1. Introduction

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

IV.2. Caractéristique géométrique de la structure

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

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

IV.2.1. Centre de masse

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

$$X_G = \frac{\sum Wi \cdot Xi}{\sum Wi} \quad , Y_G = \frac{\sum Wi \cdot Yi}{\sum Wi}$$

Avec :

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

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

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

IV.2.2. Centre de torsion

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

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

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

$$X_R = \frac{\sum Ryi.Xi}{\sum Ryi} \quad , \; Y_R = \frac{\sum Rxi.Yi}{\sum RYxi}$$

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

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

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

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

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

IV.2.2.1. Excentricité théorique

C'est l'excentricité entre le centre de torsion et le centre de gravité.

L'excentricité statique est donnée par: $\begin{cases} e_x = |x_m - x_t| \\ e_y = |y_m - y_t| \end{cases}$

IV.2.2.2.Excentricité accidentelle

Elle est due à une incertitude dans l'estimation de la masse et de la rigidité, elle est généralement prise égale à 5% de la dimension perpendiculaire à l'action sismique.

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

L'augmentation de l'effort tranchant provoqué par la torsion d'axe verticale due à cette excentricité doit être prise en compte. Les efforts tranchants négatifs dus à la torsion devras être négligés.

IV.3. Modélisation de la structure

IV.3.1.Introduction

L'ouvrage en question sera implanté à la wilaya d'Alger (commune d'Alger), zone III (sismicité élevée) selon les règles parasismiques algériennes (RPA 99 VERSION 2003) qui limitent l'utilisation des portiques auto stable en béton armé avec remplissage en maçonnerie rigide à 02 niveaux ou 08 m pour cette zone.

Donc, on doit disposer des voiles pour que notre structure dont la hauteur est de 27,88m soit satisfaite aux exigences du RPA 99 version 2003.

IV.3.2.Modélisation

L'analyse dynamique nécessite initialement la création d'un modèle de calcul qui reflète au maximum le comportement de la structure réelle, à cet effet et pour les raisons citées dans le paragraphe (IV.3.1), nous avons modélisé notre ouvrage par un modèle à ossature mixte où le contreventement est assuré par des portiques et des voiles disposés dans les endroits adéquats de telle sorte qu'ils n'affectent pas l'aspect architectural de l'ouvrage.

Les hypothèses de conception des voiles

- ✓ La stabilité de la structure doit être assurée, au minimum, par deux refends non coplanaires par direction.
- ✓ La symétrie par rapport à un axe passe par le centre de gravité d'un niveau donné.
- ✓ Limitation de l'excentricité (ou limitation de l'effet de torsion d'axe vertical).

IV.3.3.Analyse de notre structure

Après plusieurs changements de dispositions des voiles par logiciel de calcule (SAP 2000) on a choisi une variante (Figure IV 1), pour laquelle on a obtenu des résultats vérifiant les conditions de sécurité, imposée par le RPA et évitant également la torsion au niveau du premier mode.

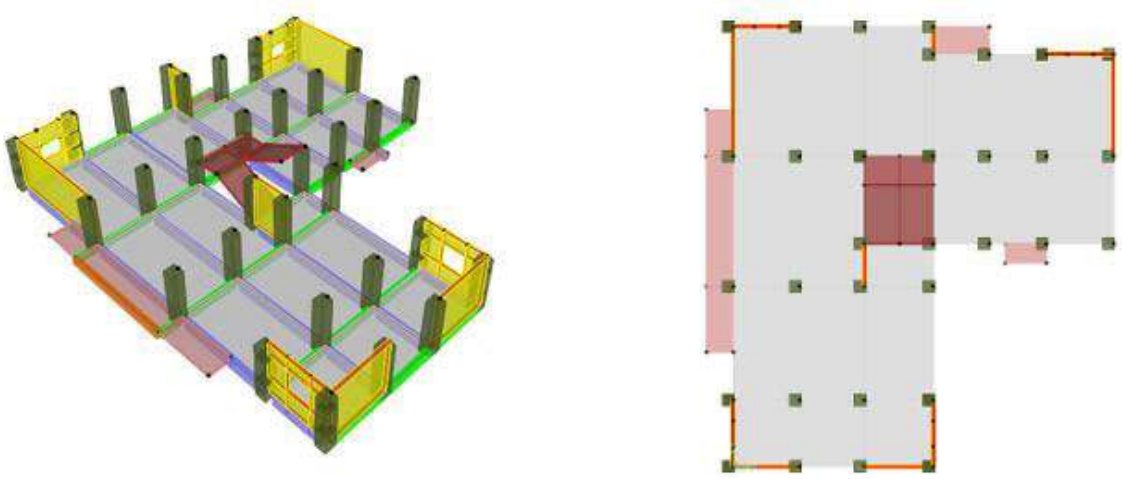


Figure IV.1 : Disposition des voiles (vue en plan et 3D).

IV.3.3.1.Détermination centre de masse et centre de gravité

Tableau IV.1 : Centre de masse et centre de torsion.

Niveau		Masse et centre de Masse			Inertie et centre de Torsion			
Diaphragme	H (m)	Poids (kN)	XG (m)	YG (m)	∑ Ix (m4)	∑ Iy (m4)	XR (m)	YR (m)
I_ DIAPH_ 3.06	3.06	4118.929	7.463	11.481	5.391E+004	8.102E+004	7.436	13.539
H_ DIAPH_ 6.12	6.12	3787.023	7.225	11.619	5.391E+004	8.102E+004	7.631	11.210
G_ DIAPH_ 9.18	9.18	3736.580	7.212	11.623	5.391E+004	8.102E+004	7.620	11.158
F_ DIAPH_ 12.24	12.24	3687.888	7.199	11.627	5.391E+004	8.102E+004	7.616	11.232
E_ DIAPH_ 15.30	15.30	3687.888	7.199	11.627	5.391E+004	8.102E+004	7.621	11.315
D_ DIAPH_ 18.36	18.36	3642.250	7.187	11.631	5.391E+004	8.102E+004	7.629	11.388
C_ DIAPH_ 21.42	21.42	3598.196	7.175	11.635	5.391E+004	8.102E+004	7.640	11.447
B_ DIAPH_ 24.48	24.48	3584.705	7.177	11.648	5.391E+004	8.102E+004	7.651	11.501
A_ DIAPH_ 27.54	27.54	3393.278	7.073	11.655	5.391E+004	8.102E+004	7.662	11.555

IV.3.3.2.Excentricité

Selon l'article 4.3.7 de l'RPA 2003, on doit ajouter à la valeur de l'excentricité théorique dans les deux direction une excentricité additionnelle qui est égale à :

$$E_{X\,add} = 5\% \times L_X \quad , \quad E_{Y\,add} = 5\% \times L_Y \text{ Avec :}$$

L : La dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique.
Alors les valeurs de l'excentricité deviennent :

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

➢ **Dimensions du bâtiment** ➢ **Excentricité admissible**

Longueur du bâtiment = 17.95 m. Excentricité suivant Lx = 15 %.L_X = 2.69 m.

Largeur du bâtiment = 20.75 m. Excentricité suivant Ly = 15 %.L_Y = 3.11m.

Tableau IV.2 : Excentricité suivant les deux directions.

Niveau(m)		Excentricité suivant Y				
	E_X(m)	E_{adm}(m)	Ex ≤ Eadm	E_Y(m)	E_{adm}(m)	Ex ≤ Eadm
3,06	0.027	2.69	OUI	2.058	3.11	OUI
6.12	0.406	2.69	OUI	0.409	3.11	OUI
9.18	0.408	2.69	OUI	0.465	3.11	OUI
12.24	0.417	2.69	OUI	0.395	3.11	OUI
15.30	0.422	2.69	OUI	0.312	3.11	OUI
18.36	0.442	2.69	OUI	0.243	3.11	OUI
21.42	0.465	2.69	OUI	0.188	3.11	OUI
24.48	0.474	2.69	OUI	0.147	3.11	OUI
27.54	0.589	2.69	OUI	0.100	3.11	OUI

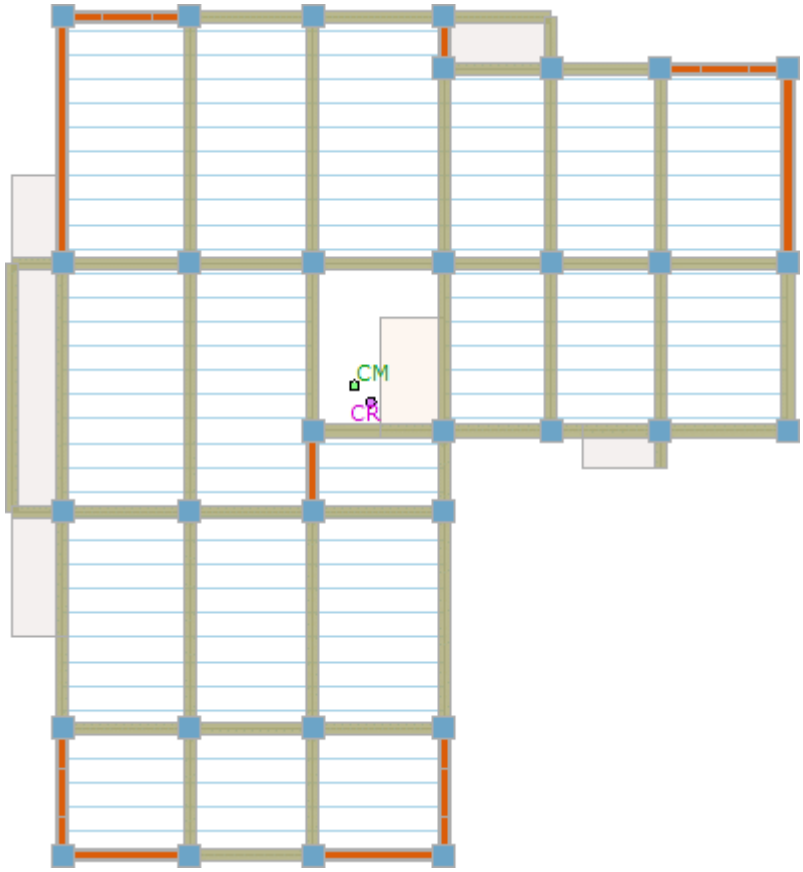


Figure IV.2 : Centre de masse et centre de rigidité.

IV.4. Choix de la méthode de calcul

IV.4.1. Introduction

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

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

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

Le calcul se fait par le logiciel d'analyse « SAP2000.v23.1 ».

IV.4.2. Méthode dynamique modale spectrale : (RPA2003 « Art 4.3.7 »)

IV.4.2.1. Principe de la méthode

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

IV.4.2.2. Modélisation

Le modèle choisi dans la modélisation sur le "SAP2000.v23.1." est le diaphragme rigide, la théorie du plancher rigide. Suite à la concentration de la masse son mouvement est donné par le mouvement du plancher.

IV.4.2.3. Le spectre de réponse de calcul

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

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

a) Coefficient d'accélération A : (RPA2003 « Tab 4.1 »).

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

(Zone III, groupe d'usage 2) ⇒ A= 0,25

b) Facteur de correction d'amortissement η

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

c) Coefficient de comportement R

Les voiles de notre bâtiment reprennent plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales, Donc on prend : R = 3,5

Tableau IV.3 : Justification de coefficient de comportement R suivant X (%).

Étage	Sollicitations dues aux charges verticales		
Diaphragme N°	Poids Nz (%)	Nz /Poteaux (%)	Nz /Voiles(%)
I_ DIAPH_ 3.06	100	83.249	16.751
H_ DIAPH_ 6.12	100	84.398	15.602
G_ DIAPH_ 9.18	100	84.996	15.004
F_ DIAPH_ 12.24	100	86.512	13.488
E_ DIAPH_ 15.30	100	86.795	13.205
D_ DIAPH_ 18.36	100	87.202	12.798
C_ DIAPH_ 21.42	100	88.680	11.320
B_ DIAPH_ 24.48	100	89.000	11.000
A_ DIAPH_ 27.54	100	69.448	30.552

Tableau IV.4 : Justification de coefficient de comportement R suivant Y (%).

Étage	Sollicitations dues aux charges verticales		
Diaphragme N°	Poids Nz(%)	Nz /Poteaux (%)	Nz /Voiles(%)
I_ DIAPH_ 3.06	100	72.838	27.162
H_ DIAPH_ 6.12	100	73.822	26.178
G_ DIAPH_ 9.18	100	74.335	25.665
F_ DIAPH_ 12.24	100	76.580	23.420
E_ DIAPH_ 15.30	100	76.851	23.149
D_ DIAPH_ 18.36	100	77.221	22.779
C_ DIAPH_ 21.42	100	79.318	20.682
B_ DIAPH_ 24.48	100	79.851	20.149
A_ DIAPH_ 27.54	100	64.149	35.851

d) Facteur de qualité Q

La valeur de Q est déterminée par la formule suivants :

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

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

Tableau IV.5 : Facteur de qualité.

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

IV.4.3. Résultats de l'analyse dynamique

Communément aux deux méthodes de calcul (statique et dynamique), le RPA99v2003 exige les vérifications suivantes :

Analyse modale.

Comportement modal.

Participation massique (dissipation d'énergie).

Analyse statique et dynamique.

Stabilité de la structure.

Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul.

Vérification de la stabilité au renversement.

Vérification du déplacement en tête.

Vérification des déplacements inter-étage.

Vérification de l'effet P-Δ.

Résistance des éléments.

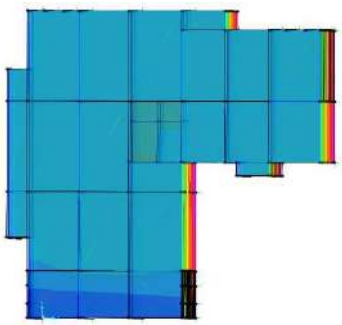
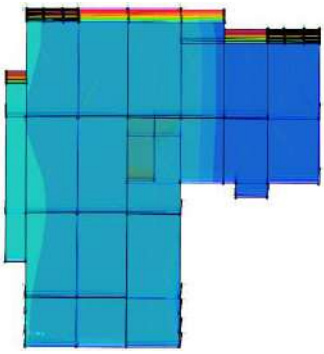
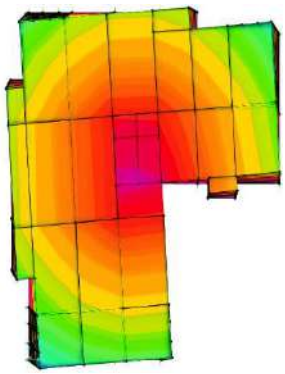
Vérification de cisaillement des éléments.

Vérification de l'effort normal réduit dans les poteaux.

IV.4.3.1. Analyse modale

IV.4.3.1.1. Comportement modal

Tableau IV.6 : Comportement des trois premiers modes.

Modes	1	2	3
Période (s)	0.578	0.427	0.322
Participation massique suivant X	63.58	0.14	0.04
Participation massique suivant Y	0.14	63.63	0.20
Participation massique suivant Z	0.01	0.18	62.56
Image			
Comportement	Translation suivant l'axe X	Translation suivant l'axe Y	Rotation autour l'axe Z

IV.4.3.1.2. Participation massique (dissipation d'énergie)

Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que la somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure d'après RPA99 version 2003, Art 4.3.4.a.

Tableau IV.7 : Comportement des modes retenir.

Mode N°	Période (s)	Cumules des masses modales effectives (%)		
		U_X	U_Y	R_Z
1	0.668	62.16	0.43	0.01
2	0.497	0.45	61.52	0.49
3	0.343	0.00	0.57	61.59
.				
36	0.043	90.033	89.447	83.271
.				
51	0.033	91.21	90.178	89.976
.				
58	0.032	91.545	92.758	90.001
Σ T (s)	4.12			

➢ **Commentaire**

La structure a dissipé moins de 90 % de l'énergie stockée au 58ème mode avec un temps égale à « T= 4.12 sec » à cause de sa rigidité au niveau du Sous-sol.

IV.4.3.2. Analyse statique et dynamique

IV.4.3.2.1. Stabilité de la structure

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

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

Donc, il faut vérifier que : $\frac{E_d}{V} \geq 80\%$

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

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

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

Avec :

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

D : Facteur d'amplification dynamique moyen 2.5η pour:

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

T_2: Période caractéristique. (Site 2) ⇒ $T_2 = 0{,}40$ sec η:

Facteur de correction d'amortissement.

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

T : Période fondamentale suivant les deux directions.

$$T=\frac{0{,}09h_n}{\sqrt{D}}\quad\Rightarrow\quad T_x=\frac{0{,}09\times 27.54}{\sqrt{17.95}}=0.585\quad,\quad T_y=\frac{0.09\times 27.54}{\sqrt{20.75}}=0.544$$

⇒ $D_x=1.711$, $D_y=1.796$

R : Coefficient de comportement global de la structure. R = 3,5

Q : Facteur de qualité. $Q_x = Q_y = 1{,}05$ W :

Poids total de la structure.

$$W=\sum_{i=1}^{n}W_i\quad,\quad W_i=W_{Gi}+\beta W_{Qi}\quad,\quad \beta=0{,}6\quad\Rightarrow\quad W=33236.737\text{ N}$$

Tableau IV.8 : Les valeurs de la force sismique.

A	D_x	D_y	Q_x	Q_y	R	W(kN)
0.25	1.711	1.796	1.05	1.05	3.5	33236.737

Les valeurs de la force sismique donnés par la fonction spectrale qu'on les a calculés par le logiciel « SAP2000 V20.2 » sont :

$V_{tx} = 4254.302$ kN , $V_{ty} = 4486.959$ kN

Tableau IV.9 : Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul.

	Ed(kN)	V (kN)	$\frac{E_d}{V}$	$\frac{E_d}{V} \ge 0{,}8$
Sens X	3655.977	4254.302	0.889	CV
Sens Y	4453.744	4486.959	0.993	CV

c) Vérification de la stabilité au renversement

Le moment de renversement égale à :

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

Avec :

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

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

moment de stabilité égale à :

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

Avec :

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

W_i: La masse du plancher de chaque niveau.

Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur :

On a

$$F_i = \frac{W_i \times h_i}{\sum W_i \times h_i}(E_d - F_t)$$

$$F_t = \begin{cases} 0{,}07\ T\ E_d \leq 0{,}25\ E_d & \text{Si: } T \geq 0{,}7 \text{ sec} \\ 0 & \text{Si: } T < 0{,}7 \text{ sec} \end{cases}$$

$$T_x = 0.585 \text{ sec} \quad , \quad T_y = 0.544 \text{ sec} \quad \Rightarrow \quad F_t = 0$$

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

Tableau IV.10 : Valeurs des moments de stabilité et de renversement.

Hi (m)	Wi (kN)	Wi*Hi (kN.m)	F_{ix} (kN)	F_{iy} (kN)	MR_{ix} (kN.m)	MR_{iy} (kN.m)	MS_{ix} (kN.m)	MS_{iy} (kN.m)
3.06	4118.929	12603.92	107.93	113.84	330.28	348.34	30739.57	47289.42
6.12	3787.023	23176.58	198.47	209.33	1214.65	1281.08	27361.24	44001.42
9.18	3736.580	34301.80	293.74	309.81	2696.56	2844.03	26948.21	43430.27
12.24	3687.888	45139.75	386.55	407.69	4731.41	4990.16	26549.11	42879.07
15.30	3687.888	56424.69	483.19	509.62	7392.83	7797.12	26549.11	42879.07
18.36	3642.250	66871.71	572.65	603.97	10513.93	11088.91	26176.85	42363.01
21.42	3598.196	77073.36	660.02	696.11	14137.54	14910.68	25817.06	41865.01
24.48	3584.705	87753.58	751.48	792.57	18396.12	19402.16	25727.43	41754.64
27.54	3393.278	93450.88	800.26	844.03	22039.28	23244.55	24000.66	39548.66
Somme		**496796.27**	/	/	**81452.58**	**85907.02**	**239869.22**	**386010.58**

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

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

$$\frac{M_{Sx}}{M_{Rx}} \quad \frac{239869.22}{81452.58} = 2,94 \geq 1.5 \quad CV$$

$$\frac{M_{Sy}}{M_{Ry}} \quad \frac{386010.58}{85907.02} = 4,49 \geq 1.5 \quad CV$$

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

d) Vérification du déplacement en tête

Déplacement réel = R x Déplacement théorique (R x δ)

Déplacement admissible = $\frac{H}{250}$

Avec :

R = Coefficient de comportement = 3,5

δ = déplacement théorique

H = hauteur totale du bâtiment.

Tableau IV.11 : Vérification du déplacement en tête.

Sens	δ cm	R	R x δ cm	H m	$\frac{H}{250}$ cm	Vérification
X	1.943	3.5	6.801	27.54	11.01	Oui
Y	1.382	3.5	4.837			Oui

e) Vérification des déplacements inter-étage : (RPA2003 « Art 4.4.3 »).

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

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

Avec :

δ_k: Déplacement dû au force sismique.

R : Coefficient de comportement.

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

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

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

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

h_e : La hauteur d'étage k

Tableau IV.12 : Vérification des déplacements inter-étage suivant X.

Niveau	h_e(m)	δ_X (cm)	R. δ_X (cm)	Δ_X (cm)	Δ_{adm} (cm)	$\Delta_k \leq \Delta_{adm}$	εx ‰	[ε] ‰
27.54	3.06	1.943	6.801	0.956	3.06	CV	2.19	3.5
24.48	3.06	1.67	5.845	0.983	3.06	CV	2.25	3.5
21.42	3.06	1.389	4.862	0.998	3.06	CV	2.28	3.5
18.36	3.06	1.104	3.864	0.976	3.06	CV	2.23	3.5
15.30	3.06	0.825	2.888	0.924	3.06	CV	2.11	3.5
12.24	3.06	0.561	1.964	0.816	3.06	CV	1.87	3.5
9.18	3.06	0.328	1.148	0.654	3.06	CV	1.5	3.5
6.12	3.06	0.141	0.494	0.42	3.06	CV	0.96	3.5
3.06	3.06	0.021	0.074	0.074	3.06	CV	0.17	3.5

Tableau IV.13 : Vérification des déplacements inter-étage suivant Y

Niveau	h_e(m)	δ_Y (cm)	R. δ_Y (cm)	Δ_Y (cm)	Δ_{adm} (cm)	$\Delta_k \leq \Delta_{adm}$	εy ‰	[ε] ‰
27.54	3.06	1.382	4.837	0.665	3.06	CV	1.52	3.5
24.48	3.06	1.192	4.172	0.689	3.06	CV	1.58	3.5
21.42	3.06	0.995	3.483	0.704	3.06	CV	1.61	3.5
18.36	3.06	0.794	2.779	0.689	3.06	CV	1.58	3.5
15.30	3.06	0.597	2.09	0.651	3.06	CV	1.49	3.5
12.24	3.06	0.411	1.439	0.581	3.06	CV	1.33	3.5
9.18	3.06	0.245	0.858	0.469	3.06	CV	1.07	3.5
6.12	3.06	0.111	0.389	0.319	3.06	CV	0.73	3.5
3.06	3.06	0.02	0.07	0.07	3.06	CV	0.16	3.5

IV.4.3.2.2.Résistance des éléments

a) Vérification de cisaillement des éléments.

Les poutres

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

$$\bar{\tau} = \text{Min}\left[0{,}20 \times {f_{c28}}/{\gamma_b}\,;\ 5\ \text{Mpa}\right] \text{ Fissuration peu nuisible.}$$
$$\bar{\tau} = \text{Min}\left[0{,}15 \times {f_{c28}}/{\gamma_b}\,;\ 4\ \text{Mpa}\right] \text{ Fissuration préjudiciable.}$$

Tableau IV.14 : Vérification de cisaillement des poutres.

Eléments	Section	V_u(kN)	Combinaison	Type de fissuration	τ(MPa)	$\bar{\tau}$(MPa)	$\tau \leq \bar{\tau}$
Poutres P	30x50	119.21	1,35G+1,5Q	F préjudiciable	0.84	2,50	CV
Poutres S	30x30	92.76	G+Q+Edx	F préjudiciable	1.12	4.35	CV
Chainages	30x30	33.03	1,35G+1,5Q	F préjudiciable	0.40	2,50	CV
Longrines	30x35	36.02	1,35G+1,5Q	F préjudiciable	0.37	2,50	CV
Poutres palier	30x35	41.85	G+Q+Edx	F préjudiciable	0.43	3.26	CV

➢ **Commentaire**

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

Les poteaux

D'appris (RPA2003 « Art 3.4.b »). On considère que les portiques ne reprennent que les charges verticales. Toutefois, en zone sismique IIb et III, il y a lieu de vérifier les portiques sous un effort horizontal représentant 25% de l'effort horizontal global.

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

Tableau IV.15 : Vérification de cisaillement des poteaux suivant sansX

Section(cm²)	H(m)	Combinaisn	V_u(kN)	τ(MPa)	$\bar{\tau}$(MPa)	$\tau \leq \bar{\tau}$
Poteau 55x55	3.06	G+Q+EdX	145.78	0.505	1	CV
Poteau 50x50	3.06	G+Q+EdX	79.26	0.334	1	CV
Poteau 45x45	3.06	G+Q+EdX	89.45	0.468	1	CV

IV.16 : Vérification de cisaillement des poteaux suivant sans Y

Section(cm²)	H(m)	Combinaisn	V_u(kN)	τ(MPa)	$\bar{\tau}$(MPa)	$\tau \leq \bar{\tau}$
Poteau 55x55	3.06	G+Q+EdY	106.72	0.37	1	CV
Poteau 50x50	3.06	G+Q+EdY	103.65	0.436	1	CV
Poteau 45x45	3.06	G+Q+EdY	90.04	0.473	1	CV

➢ **Commentaire**

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

Les voiles

Pour les voiles, la vérification de la résistance au cisaillement se fait avec la valeur de l'effort tranchant trouvé à la base du voile majoré de 40% ; La contrainte de cisaillement est égale :

$$\tau = \frac{1{,}4|V_u|}{b.\,d}$$

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

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

IV.16 : Vérification de cisaillement des voiles suivant X.

Direction	Voile	b(cm)	L(m)	$\lvert V_u \rvert$(kN)	Combinaison	τ(MPa)	$\bar{\tau}$(MPa)	$\tau \leq \bar{\tau}$
Suivant X	PH	20	3.05	1588.23	G + Q + EdX	4.05	5	CV
	1	20	3.25	934.02	G + Q + EdX	2.235	5	CV
	2	20	3.15	923.84	G + Q + EdX	2.281	5	CV

Tableau IV.17 : Vérification de cisaillement des voiles suivant Y.

Direction	Voile	b(cm)	L(m)	$\lvert V_u \rvert$(kN)	Combinaison	τ(MPa)	$\bar{\tau}$(MPa)	$\tau \leq \bar{\tau}$
SuivantY	A	20	4.15	1239.79	G + Q + EdY	2.324	5	CV
	B	20	6.10	1885.56	G + Q + EdY	2.404	5	CV
	C	20	4.80	1549.74	G + Q + EdY	2.511	5	CV
	D	20	2.00	204.16	G + Q + EdY	0.794	5	CV
	E	20	1.30	155.63	G + Q + EdY	0.931	5	CV

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

On doit vérifier que :

$$\nu = \frac{N_d}{B_c . f_{c28}} \leq 0.3$$

N_d: Effort normal réduit B_c:

Section brute du béton **Sens**

X :

Tableau IV.18 : Vérification de l'effort normal réduit sens X.

Niveaux	Eléments	$B_c(cm^2)$	$N_d(kN)$	combinaison	ν	$\nu \leq 0,3$
7	POT 45X45	1849.00	185.24	G+Q+Edx	0.04	Section vérifiéé
6	POT 45X45	1849.00	397.19	G+Q+Edx	0.086	Section vérifiéé
5	POT 45X45	1849.00	611.69	G+Q+Edx	0.132	Section vérifiéé
4	POT 50X50	2304.00	828.98	G+Q+Edx	0.144	Section vérifiéé
3	POT 50X50	2304.00	1052	G+Q+Edx	0.183	Section vérifiéé
2	POT 50X50	2304.00	1276.27	G+Q+Edx	0.222	Section vérifiéé
1	POT 55X55	2809.00	1501.21	G+Q+Edx	0.214	Section vérifiéé
RDC	POT 55X55	2809.00	1772.94	G+Q+Edx	0.252	Section vérifiéé
Sous_sol	POT 55X55	2809.00	1686.11	G+Q+Edx	0.24	Section vérifiéé

- **Commentaire**

Tous les poteaux sont justifiés suffisantes pour équilibrer les efforts normaux réduit.

Sens Y :

Tableau IV.19 : Vérification de l'effort normal réduit sens Y.

Niveaux	Eléments	$B_c(cm^2)$	$N_d(kN)$	combinaison	ν	$\nu \leq 0,3$
7	POT 45X45	1849.00	175.4	G+Q+Edy	0.038	Section vérifiéé
6	POT 45X45	1849.00	358.73	G+Q+Edy	0.078	Section vérifiéé
5	POT 45X45	1849.00	545.23	G+Q+Edy	0.118	Section vérifiéé
4	POT 50X50	2304.00	734.13	G+Q+Edy	0.127	Section vérifiéé
3	POT 50X50	2304.00	924.72	G+Q+Edy	0.161	Section vérifiéé
2	POT 50X50	2304.00	1120.48	G+Q+Edy	0.195	Section vérifiéé
1	POT 55X55	2809.00	1323.25	G+Q+Edy	0.188	Section vérifiéé
RDC	POT 55X55	2809.00	1535.02	G+Q+Edy	0.219	Section vérifiéé
Sous_sol	POT 55X55	2809.00	1662.8	G+Q+Edy	0.237	Section vérifiéé

➢ **Commentaire**

Tous les poteaux sont justifiés suffisantes pour équilibrer les efforts normaux réduit.

c) Vérification de l'effet P-Δ

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

$$\theta = \frac{P_k . \Delta_k}{V_k . h_k} \leq 0,10$$

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

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

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

h_k : Hauteur de l'étage " k ".

Tableau IV.20 : Vérification de l'effet P-Δ.

Niveau (m)	P_k kN	Δ_{kx} cm	Δ_{ky} cm	V_{kx} cm	V_{ky} kN	h_k cm	θ_{kx}	θ_{ky}	$\theta \leq 0,1$
27.54	3393.28	0.98	0.67	708.35	837.78	306	0.015	0.009	**Vérifiée**
24.48	3584.7	1.01	0.69	665.16	786.7	306	0.018	0.01	**Vérifiée**
21.42	3598.2	1.03	0.7	584.21	690.96	306	0.021	0.012	**Vérifiée**
18.36	3642.25	1.01	0.69	506.88	599.5	306	0.024	0.014	**Vérifiée**
15.30	3687.89	0.95	0.65	427.69	505.84	306	0.027	0.015	**Vérifiée**
12.24	3687.89	0.84	0.58	342.15	404.67	306	0.03	0.017	**Vérifiée**
9.18	3736.58	0.67	0.47	260	307.51	306	0.031	0.019	**Vérifiée**
6.12	3787.02	0.43	0.32	175.68	207.78	306	0.03	0.019	**Vérifiée**
3.06	4118.93	0.08	0.07	95.54	112.99	306	0.011	0.008	**Vérifiée**

- **Commentaire**

L'effet P- Δ est négligeable dans notre structure.

IV.5. Conclusion

Les sections finales adoptées sont mentionnées ci-dessous :

Tableau IV.21 : Dimensionnement finales des éléments.

Eléments	Section initiale	Section choisie	Eléments		Section initiale	Section choisie
Poutres Pricipales	30x50	**30x50**	**Poteaux**	**Poteaux Réctangle**	30x30	**45x45**
Poutres secondaires	30x30	**30x30**			35x35	**50x50**
Poutres palière	30x35	**30x35**			40x40	**55x55**
Poutre Chainage	30x30	**30x30**				
Longrines	30x35	**30x35**				
Voiles périphérique	20xL	**20xL**				
Voile de contreventement	15xL	**20xL**				

V.1.INTRODUCTION :

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

- **Combinaisons données par le CBA93 :**

ELU (situation durable) : 1.35G + 1.5Q et G+Q±E

ELS : G + Q

- **Combinaisons données par le RPA99 version2003 :**

ELU (situation accidentelle) : G+Q±E et 0.8G±E

Avec :

G : charges permanentes.

Q : charges d'exploitation.

E : charges sismiques.

V.2.FERRAILLAGE DES POUTRES :

Le calcul de ferraillage des poutres sera fait en flexion simple, on doit faire le calcul de ferraillage longitudinal et transversal de tous les types des poutres (poutres principales, poutres secondaires), avec toutes les vérifications nécessaires des contraintes des déformations.

V.2.1.Ferraillage longitudinal des poutres :

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

Tableau V. 1: La section calculée d'armatures des poutres.

Elément	(bxh)	$M_t(kN.m)$	Combinaison	$A_{S1}(cm^2)$	$M_a(kN.m)$	Combinaison	$A_{S2}(cm^2)$
Poutres principales	30x50	77.13	1.35G+1.5Q	4.87	-173.98	G + Q + Ey	9.90

Elément	(bxh)	$M_ag(kN.m)$	Combinaison	$A_{S1}(cm^2)$	$M_ad(kN.m)$	Combinaison	$A_{S2}(cm^2)$
Poutres secondaires	30x30	-104.05	G+Q+Edx	11.07	95.19	G+Q+Edx	9.95

Tableau V. 2:La section choisie d'armatures des poutres.

Elément	Section calculée		Section choisie	
	$A_{S1}(cm^2)$	$A_{S2}(cm^2)$	$A_{S1}(cm^2)$	$A_{S2}(cm^2)$
Poutres principales	4.87	9.90	$3HA16 = 6.03$	$3HA16 + 3_{chp}HA14 = 10.65$
Poutres secondaires	$A_{S1}(cm^2)$	$A_{S2}(cm^2)$	$Ag_{s2}(cm^2)$	$Ad_{S2}(cm^2)$
	11.07	9.95	$3HA16 + 3_{chp}HA16 = 12.06$	$3HA16 + 3_{chp}HA16 = 12.06$

V.2.2.Vérification des contraintes à l'ELS:

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

Tableau V. 3 :Vérification des contraintes des poutres à l'ELS.

Elément	Sollicitation à l'ELS		Contraintes en travées			Contraintes en appuis			Contraintes admissibles		Vérification
	$M_{t\,ser}$ $(kN.m)$	$M_{a\,ser}$ $(kN.m)$	σ_b (MPa)	σ_s (MPa)	$\sigma_s{}'$ (MPa)	σ_b (MPa)	σ_s (MPa)	$\sigma_s{}'$ (MPa)	$\overline{\sigma_b}$ (MPa)	$\overline{\sigma_s}$ (MPa)	
Poutres principales	56.49	-97.38	6.17	201.63	00	7.20	201.63	91.04	15	201.63	CV
Poutres secondaires	21.12	-27.04	4.88	89.86	58.35	5.93	97.00	72.03	15	201.63	CV

Section minimale :

$A_{min} = 0.5\%\ b.h\ (cm^2)$ $RPA2003\ (Art.7.5.2.1)$.

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

Tableau V. 4:Vérification de section d'armatures.

Elément	$A_t(cm^2)$	$A_a(cm^2)$	$A_{min}(cm^2)$	$A_{tmin}(cm^2)$	Vérification
Poutres principales	6.03	10.65	7.5	1.5	CV
Poutres secondaires	12.06	12.06	4.50	0.90	CV

V.2.3.Ferraillage transversal des poutres :

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

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

$$Selon\ le\ RPA2003:\ \begin{cases} S_t \le \dfrac{A_t}{0.003 * b} \\ S_t \le Min\left[\dfrac{h}{4}, 12\emptyset\right] \quad Zone\ nodale \\ S' \le \dfrac{h}{2} \quad Zone\ courante \end{cases}$$

$$Selon\ le\ CBA93:\ \begin{cases} \dfrac{A_t}{b_0 S_t} \ge \dfrac{\gamma_s(\tau_u - 0.3 f_{t28} k)}{0.9 f_e(cos\alpha + sin\alpha)} \\ S_t \le [0.9d\ , 40cm] \\ \dfrac{A_t f_e}{b S_t} \ge 0.4\ MPa \end{cases}$$

Tableau V.5 :La section d'armatures transversales.

Elément	T(kN)	$\tau(MPa)$	$\bar{\tau}(MPa)$	$\tau \le \bar{\tau}$	ZN	ZC	∅	At
Poutres principales	119.21	0.88	2.5	Oui	10	15	8	4HA8 =2.01
Poutres secondaires	42.41	0.52	3.33	Oui	10	15	8	4HA8 =2.01

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

V.2.4. Vérification de la flèche à L'ELS :

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

Elément	1ere condition			2éme condition			3éme condition		
	$\frac{h}{L}$	$\frac{1}{16}$	$\frac{h}{L} \ge \frac{1}{16}$	$\frac{h}{L}$	$\frac{M_t}{10M_0}$	$\frac{h}{L} \ge \frac{M_t}{10M_0}$	$\frac{A}{b_0 d}$	$\frac{4.2}{f_e}$	$\frac{A}{b_0 d} \ge \frac{4.2}{f_e}$
Poutres principales	0,08	0,625	CNV	0,03	0,13	CNV	0,0003	0,0105	CNV
Poutres secondaires	0,09	0,625	CNV	0,07	0,05	CNV	0,0001	0,0105	CNV

Les conditions ne sont pas vérifiées, donc on doit faire le calcul de la flèche en suivant « l'annexe D » du CBA93.

- Vérification de la flèche des poutres principales.et poutres secondaires.

Tableau V. 7:Vérification de la flèche des poutres

Poutre		Sollicitation à l'ELS			Armatures Principales		Flèche		Vérification
Elément	L	$M_{a.g}$	$M_{travée}$	$M_{a.d}$	As_1	As_2	[f]	$[f_{adm}]$	Oui
	m	kN.m			cm²		mm		
Poutres principales	6.10	-83.12	56.49	-87.17	6.03	6.03	2.80	11.10	
Poutres secondaires	3.15	21.121	21.12	-26.24	3.39	3.39	0.6	6.1	

Donc, toutes les vérifications sont vérifiées.

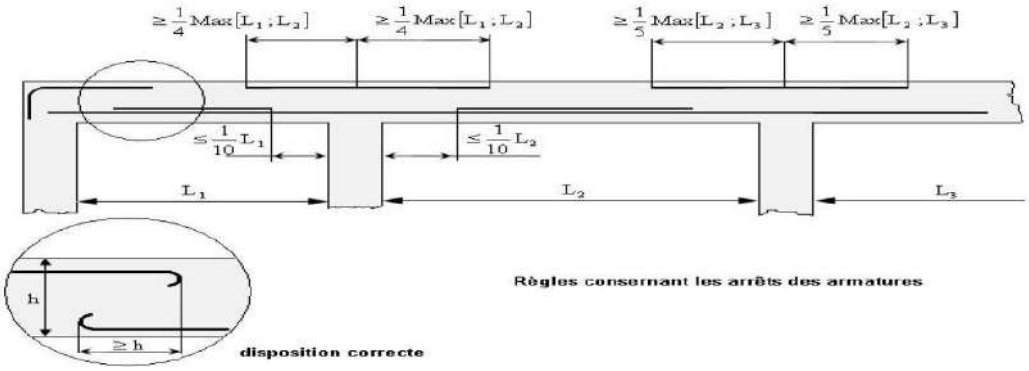


Figure V.1: Disposition des armatures pour les poutres.

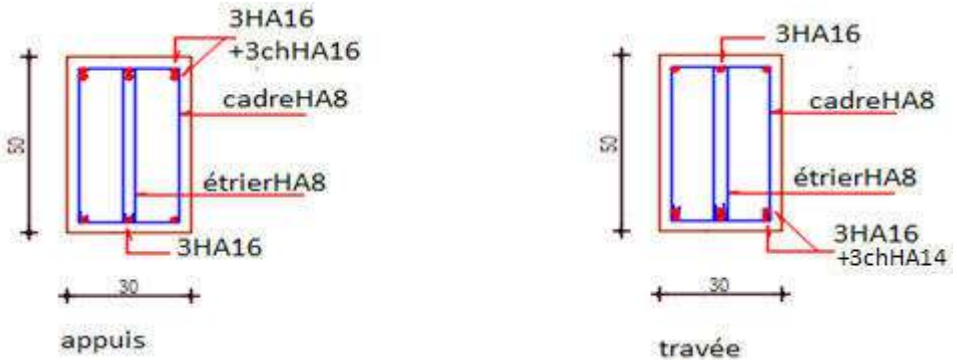


Figure V. 2 :Dessin de ferraillage des poutres principales.

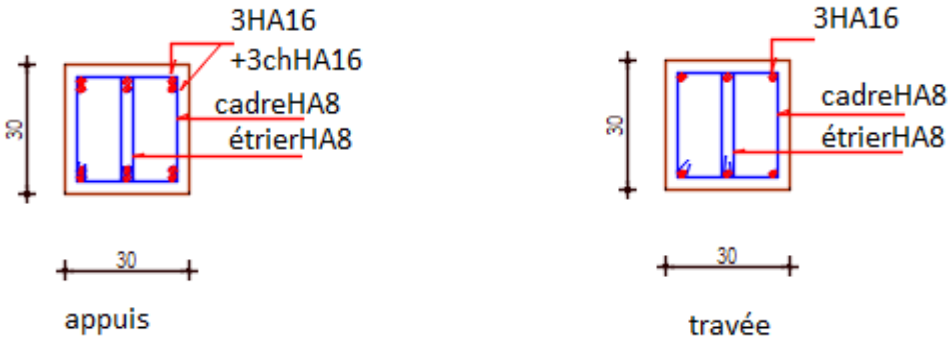


Figure V.3 :Dessin de ferraillage des poutres secondaires.

V.3.FERRAILLAGE DES POTEAUX :

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

V.3.1.Armatures longitudinales :

V.3.1.1.Recommandations sur le ferraillage minimal :

Selon le CBA93 :

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

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

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 III par :

$$0.9\% \leq \frac{A_l}{b * h} \leq 3\% \quad (Zone\ courante)$$

$$0.9\% \leq \frac{A_l}{b * h} \leq 6\% \quad (Zone\ de\ recouvrement)$$

- Le diamètre minimum est de 12 mm.
- La longueur minimale des recouvrements est de : 50 Ø en zone 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'.

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

h_e : la hauteur d'étage.

V.3.1.2.Sollicitations extrêmes pour le ferraillage :

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

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

Remarque :

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

Tableau V. 8:La section d'armatures des poteaux.

Etage	Section	Sollicitations	N kN	$M_{x\,corr}$ kN.m	$M_{y\,corr}$ kN.m	As1 cm²	As2 cm²	$A_{min}(RPA)$ cm²	A choisie cm²
Sous-sol RDC 1er	**55x55**	Nmax->Mcorr	2237.96	-11.13	13.32	2.75	1.65	27.225	16HA16=32.17
		Nmin ->Mcorr	278.52	-9.17	-5.35	2.75	1.65		
		Mmax ->Ncorr	1805.91	-35.13	26.55	2.75	1.65		
2éme 3éme 4éme	**50x50**	Nmax->Mcorr	1503.11	-16.56	-23.62	2.5	1.5	22.5	16HA14=24.63
		Nmin ->Mcorr	632.46	-24.74	-12.86	2.5	1.5		
		Mmax ->Ncorr	977.00	58.60	-15.41	2.5	1.5		
5éme 6éme 7éme	**45x45**	Nmax->Mcorr	718.04	-17.53	-22.12	2.25	1.35	18.225	12HA14=18.47
		Nmin ->Mcorr	282.86	-19.11	-12.46	2.25	1.35		
		Mmax ->Ncorr	457.83	58.72	-10.29	2.25	1.35		

V.3.1.3.Vérification des contraintes à l'ELS :

Tableau V. 9:Vérification des contraintes à l'ELS.

Etage	Section	Sollicitations	N KN	$M_{x\,corr}$ Kn.m	$M_{x\,corr}$ Kn.m	σ_b MPa	σ_s MPa	σ'_s MPa	$\sigma \leq \bar{\sigma}$
Sous-sol RDC 1er	**55x55**	Nmax->Mcorr	1634.20	-8.10	9.85	5.76	/	85.09	Vérifiée
		Nmin ->Mcorr	205.31	-6.76	-3.93	1.01	/	14.45	Vérifiée
		Mmax ->Ncorr	1317.98	-25.28	19.56	5.67	/	82.09	Vérifiée
2éme 3éme 4éme	**50x50**	Nmax->Mcorr	1099.52	-12.11	-17.24	5.49	/	79.21	Vérifiée
		Nmin ->Mcorr	465.46	-18.18	-9.49	3.01	/	42.59	Vérifiée
		Mmax ->Ncorr	715.34	42.57	-11.43	5.18	/	70.31	Vérifiée
5éme 6éme 7éme	**45x45**	Nmax->Mcorr	525.49	-12.84	-16.16	4.22	/	58.76	Vérifiée
		Nmin ->Mcorr	208.10	-14.04	-9.18	2.43	/	32.99	Vérifiée
		Mmax ->Ncorr	335.30	42.67	-7.66	5.28	33.49	65.79	Vérifiée

V.3.1.4.Armatures transversales :

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule donnée par le RPA2003 « Art 7.4.2.2 » :

$$A_t = \frac{\rho_a \, S_t \, T_u}{h_1 \, f_e}$$

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

$$S_t = \begin{cases} 10\ cm & zone\ nodale \\ Min\left[\frac{b_1}{2}\ ;\ \frac{h_1}{2}\ ; 10\emptyset_l\right] & zone\ courante \end{cases}$$

$\emptyset_l$: Diamètre minimal des armatures longitudinales.

h_1 : Hauteur totale de la section brute.

La quantité minimale d'armatures transversales en % est donnée par :

$$\frac{A_t}{tb_1} \geq 0.3\% \quad si : \quad \lambda > 5$$

$$\frac{A_t}{tb_1} \geq 0.8\% \quad si : \quad \lambda \leq 3$$

$$3 > \lambda\ pour\ tous\ les\ poteaux \quad \Rightarrow \quad A_t = A_{t\,min} = 0.008 * t * b_1$$

Tableau V. 10:La section d'armatures transversales des poteaux.

Etage	Section	Vu	λ_g	ρ	At	Zone	t (cm)	$A_{t\,ch}(cm^2)$
Sous-sol RDC 1er	**55x55**	-57.66	5.56	2.5	0.065	Nodale	10	4Ø8 = 2.01
						Courante	15	4Ø8 = 2.01
2éme 3éme 4éme	**50x50**	-59.22	5.56	2.5	0.074	Nodale	10	4Ø8 = 2.01
						Courante	15	4Ø8 = 2.01
5éme 6éme 7éme	**45x45**	-71.11	5.56	2.5	0.098	Nodale	10	4Ø8 = 2.01
						Courante	15	4Ø8 = 2.01

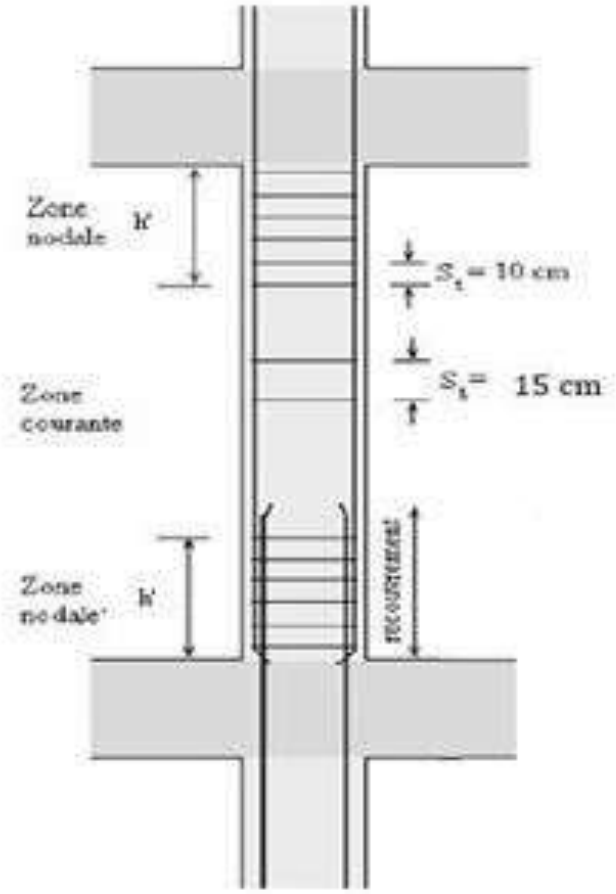


Figure V.4:Disposition des armatures pour le poteau.

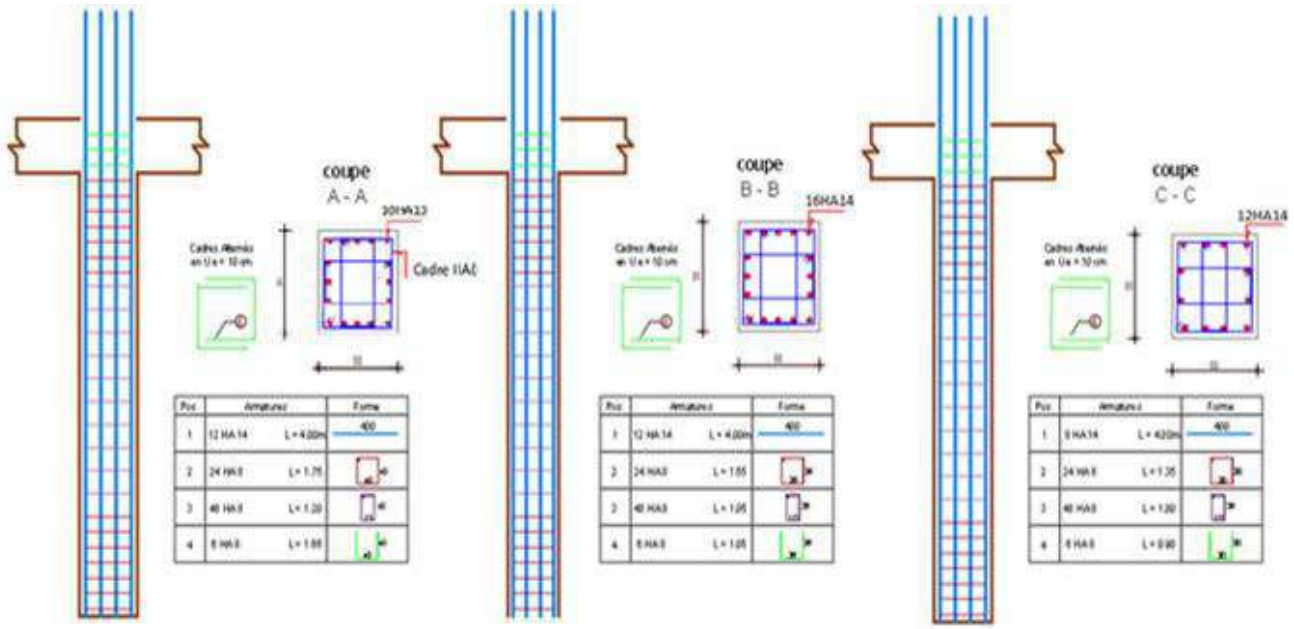


Figure V.5 : Détail de ferraillage des poteaux (55x55)(50x50) et (45x45).

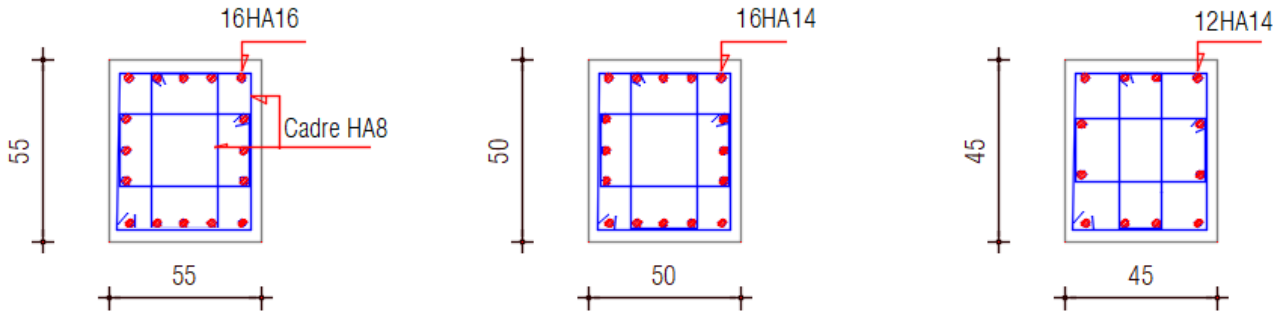


Figure V.6 : Disposition des armatures

V.4.FERRAILLAGE DES VOILES :

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

Dans notre projet on a des voiles pleines et des voiles avec ouvertures.

Le ferraillage des voiles pleines sera calculé en flexion composée en suivant la méthode des forces.

Les voiles avec ouvertures comportent deux parties (trumeaux et linteaux), le ferraillage des trumeaux sera calculé par la méthode des forces (comme les voiles pleines), et le ferraillage des linteaux sera calculé en flexion simple ou bien en traction/compression.

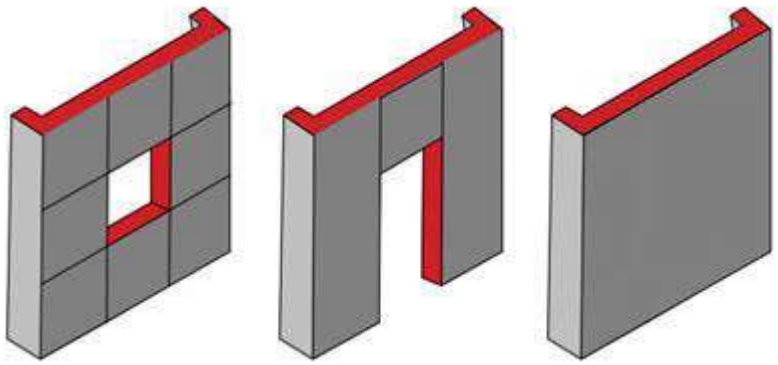


Figure V.7 :Les voiles .

V.4.1.Ferraillage des trumeaux

V.4.1.1.Calcul des armatures verticales

Nous utilisons la méthode des forces

Section minimales et maximales :

Selon le RPA2003 Art 7.7.4.1 :

$A_v = 0{,}2\%B_t$ B_t: *La section horizontale tendue de voile.*

$A_v = 0{,}15\%B$ B: *La section globale de voile.*

$A_v = 0{,}1\%B_c$ B_c: *La section horizontale courante.*

Selon le CBA93 Art B.6.4 :

$$0{,}1\% \leq \frac{2xA_v}{axB_t} \leq 0{,}5\% \quad \Rightarrow \quad A_v \geq 0{,}1\%B_t$$

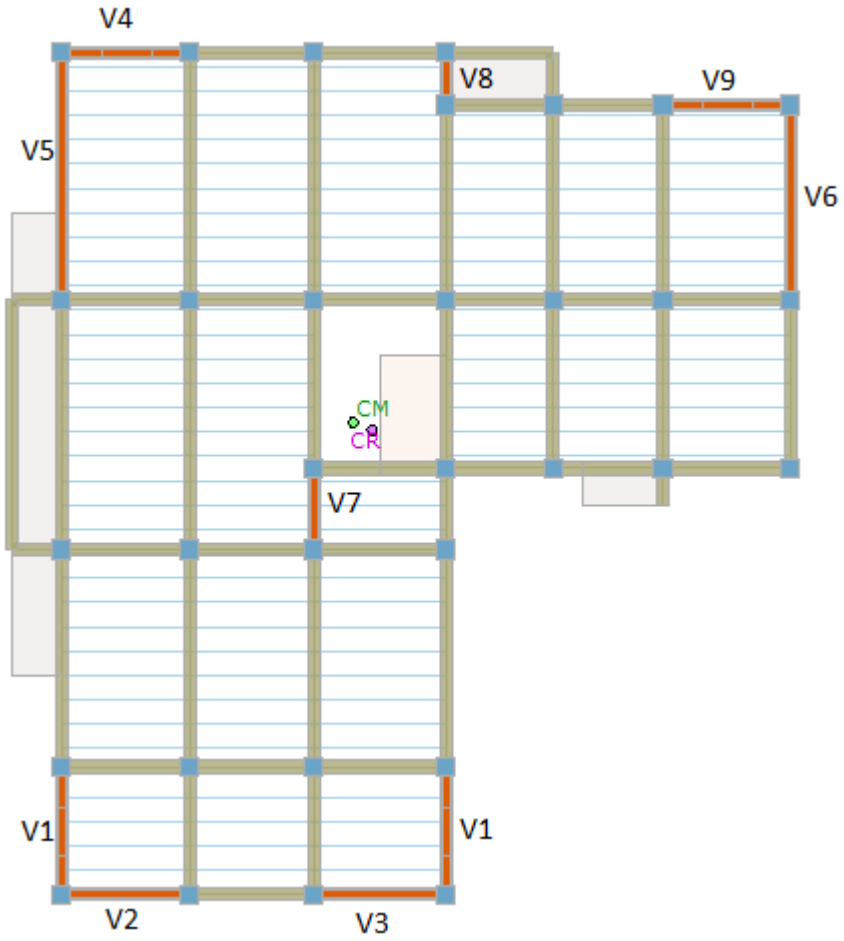


Figure V. 8 : Dispositions des voiles.

On va récapituler toutes les quantités de ferraillage de tous les voiles dans les tableaux suivant :

Tableau V.11:La section calculée d'armatures verticales des voiles.

Voile	S cm²	C cm	L/10 cm	N kN	M kN.m	Cas	$A_{calculé}$ cm²	$A'_{calculé}$ cm²
V1	20x155	20	16	-181.892	-97.471	**S.E.C**	8.14	8.14
V2	20x425	53	43	-219.989	-2941.323	**S.E.C**	23.37	23.37
V3	20x435	54.5	44	-222.228	-3036.507	**S.P.C**	23.59	0.00
V4	20x150	20	15	-185.600	-237.966	**S.P.C**	7.28	0.00
V5	20x720	90	72	-606.032	-7671.215	**S.P.C**	39.61	0.00
V6	20x590	29.5	59	837.726	-5409.669	**S.E.C**	14.31	14.31
V7	20x310	15.50	31	1245.060	514.035	**S.P.C**	9.3	0.00
V8	20x240	12	24	620.476	305.328	**S.P.C**	7.2	0.00
V9	20x155	8	16	-667.094	-244.888	**S.P.C**	13.66	0.00

Tableau V. 12:La section choisie d'armatures verticales des voiles.

Voile	$A_{calculé}$ cm²	$A'_{calculé}$ cm²	$A_{choisie}$ cm²	St Z.N cm	$A_{courante\ choisie}$ cm²	St Z.C cm
V1	8.14	8.14	2x(3HA14)=9.24	6	2x(4HA8)= 4.02	12
V2	23.37	23.37	2x(6HA16)=24.13	8	2x(11HA8)=11.05	16
V3	23.59	0.00	2x(6HA16)=24.13	8	2x(11HA8)=11.05	16
V4	7.28	0.00	2x(3HA14)=9.24	6	2x(4HA8)= 4.02	12
V5	39.61	0.00	2x(10HA16)=40.21	8	2x(18HA8)=18.09	16
V6	14.31	14.31	2x(4HA16)=16.08	10	2x(11HA8)=11.05	20
V7	9.3	0.00	2x(4HA14)=12.32	7	2x(13HA8)=13.06	14
V8	7.2	0.00	2x(3HA14)=9.24	7	2x(10HA14)=10.05	14
V9	13.66	0.00	2x(4HA16)=16.08	5	2x(4HA8)= 4.02	10

V.4.1.2.Vérification des contraintes normal à L'ELS

Tableau V. 13:Vérification des contraintes normales des voiles.

Voile	S cm²	N kN	M kN.m	σ_b MPa	σ_s MPa	σ'_s MPa	Vérification
V1	20x315	222.68	23.46	0.92	/	19.75	Oui
V2	20x315	926.233	-625.088	1.86	/	24.62	Oui
V3	20x325	761.805	-533.171	1.80	/	23.89	Oui
V4	20x243	470.380	-82.296	2.4	/	32.10	Oui
V5	20x610	1356.49	-126.206	0.93	/	13.74	Oui
V6	20x480	2085.10	-551.862	2.11	/	31.04	Oui

V7	20x310	1084.794	26.358	1.72	/	25.65	Oui
V8	20x240	525.865	12.757	2.25	/	33.50	Oui
V9	20x155	34.965	-71.125	0.80	/	9.33	Oui

V.4.1.3.Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU ou L'ACC :

$$\tau = \frac{Vu}{b \times d} \leq \bar{\tau} \quad , \quad V_u = 1{,}4 \times T$$

Tableau V. 14:Vérification des contraintes de cisaillement des voiles.

Voile	S cm²	T kN	τ MPa	$\bar{\tau}$ MPa	Vérification
V1	20x155	114.652	0.370	5	Oui
V2	20x315	214.308	0.252	5	Oui
V3	20x325	206.360	0.237	5	Oui
V4	20x243	65.629	0.219	5	Oui
V5	20x610	1805.319	1.254	5	Oui
V6	20x480	769.633	0.652	5	Oui
V7	20x310	17.415	0.028	5	Oui
V8	20x240	11.654	0.024	5	Oui
V9	20x155	222.192	0.735	5	Oui

V.4.1.4.Calcul des armatures horizontales

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

Selon le CBA93 [Art A.5.1.2.3]:

$$S_t \leq \frac{0{,}9 \times A_t \times \frac{f_e}{\gamma_s}}{b_0(\tau_u - 0{,}3 \times f_{t28} \times K)}$$

Tableau V.15:La section calculée et choisie d'armatures horizontales des voiles.

Voile	h_e cm	St cm	$Sh_{choisie}$ cm	Ah_{ch} cm²
V1	256	212.54	10	2x(14HA8)=28.15
V2	276	39.69	10	2x(14HA8)=28.15
V3	276	40.18	10	2x(14HA8)=28.15
V4	276	99.47	10	2x(14HA8)=28.15
V5	256	25.46	10	2x(14HA8)=28.15
V6	256	571.27	10	2x(14HA8)=28.15
V7	256	43.74	10	2x(14HA8)=28.15
V8	256	48.40	10	2x(14HA8)=28.15
V9	276	27.91	10	2x(14HA8)=28.15

V.4.1.5.Armatures transversales

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

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

Autre recommandation : (CBA93 et RPA2003)

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

V.4.2.Ferraillage des linteaux

Dans le calcul des linteaux, on a deux cas :

$$\tau_b \leq 0{,}06 f_{c28} \qquad Flexion\ simple$$

$$\tau_b \geq 0{,}06 f_{c28} \qquad Traction\ /\ compression$$

$$\tau_b = \frac{\bar{V}}{b_0 d} \quad , \quad \bar{V} = 1{,}4 V_u$$

V.4.2.1.Ferraillage des linteaux en flexion simple ($\tau_b \leq 0,06 f_{c28}$)

On devra disposer :

- Des aciers longitudinaux A_l.
- Des aciers transversaux A_t.
- Des aciers en partie courante (aciers de peau) A_c.

a) Aciers longitudinaux

$$A_l \geq \frac{M}{Z f_e} \quad , \quad Z = h - 2c \quad , \quad M = 1{,}4 M_u$$

b) Aciers transversaux

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

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

Linteaux longs :

$$S \leq \frac{A_t \times f_e \times Z}{\bar{V}}$$

S : Espacement des cours d'armatures transversales.

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

$Z = h - 2d'$

$\bar{V} = 1{,}4 V_u$

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

Avec $M_{ci}\ et M_{cj}$ moments résultants ultimes des sections d'about à gauche et à droite du linteau du portée l_{ij} et calculés par : $M_c = V_l \times f_e \times Z$

V.4.2.2.Ferraillage des linteaux en Traction / Compression ($\tau_b > 0{,}06.f_{c28}$)

a) Aciers diagonales

Les efforts (M ,V) sont repris suivant des bielles diagonales (de compression et de traction) suivant l'axe moyen des armatures diagonales A_D à disposer obligatoirement.

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

Ferraillage minimal : RPA2003 « Art 7.7.3.3 »

b) Armatures longitudinales

$$(A_l, A_l') \geq 0{,}15\%\ (b \times h)$$

c) Armatures transversales

$$Pour : \tau_b \leq 0{,}025 f_{c28} \quad \Rightarrow \quad A_t \geq 0{,}0015\ b \times s$$

$$Pour : \tau_b > 0{,}025 f_{c28} \quad \Rightarrow \quad A_t \geq 0{,}0025\ b \times s$$

s : Espacement entre les cadres

d) Armatures de peau

$$A_c \geq 0{,}002 \times b \times h$$

Les résultats de calcul sont dans les tableaux suivants :

Tableau V. 16 :Choix de la méthode de calcul.

Voile	Niveau	e cm	h cm	L cm	V kN	M kN.m	τ_b MPa	$\tau_b \leq 0{,}06.f_{c28}$	Cas
V1	RDC-5ème	20	1.66	120	470.227	260.065	2.20	Non	Traction/Compression
	6ème	20	1.66	120	-141.547	-3.610	0.66	Oui	Flexion simple
V4	RDC-5ème	20	1.66	120	1106.545	651.560	5.18	Non	Traction/Compression
	6ème	20	1.66	120	-225.381	-137.544	1.06	Oui	Flexion simple
V9	RDC-5ème	20	1.66	120	1103.419	651.764	5.17	Non	Traction/Compression
	6ème	20	1.66	120	196.925	110.609	0.92	Oui	Flexion simple

✓ **Flexion simple :**

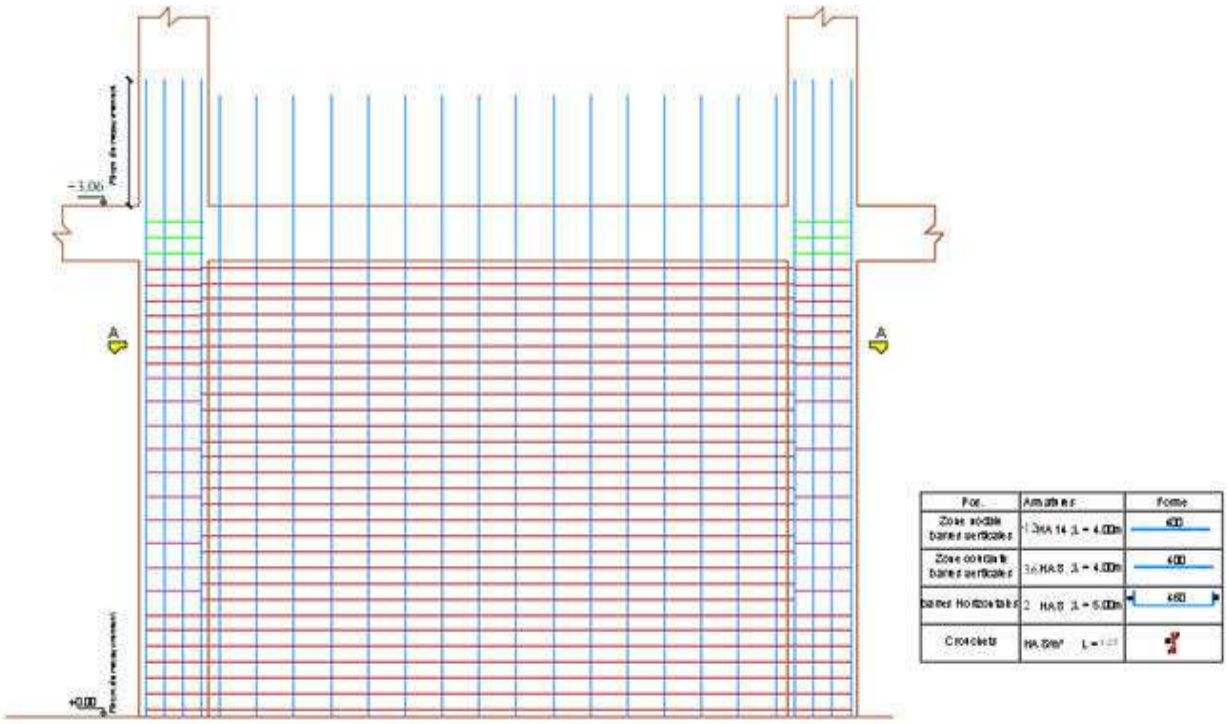
Tableau V.17:La section d'armatures des linteaux.

Voile	Niveau	$A_{calculé}$ (cm²)			$A_{choisie}$ (cm²)			
		A_l	A_t	A_c	A_l	S_t (cm)	A_t	A_p
V1	6ème	0.08	1.01	6.64	2x(2HA8)=2.01	10	2HA8=1,01	2x(10HA8)=10.05
V4	6ème	2.99	1.00	6.64	2x(2HA10)=3.14	10	2HA8=1,01	2x(6HA10)=9.42
V9	6ème	2.40	1.00	6.64	2x(2HA10)=3.14	10	2HA8=1,01	2x(6HA10)=9.42

✓ **Traction/Compression :**

Tableau V.18:La section choisie d'armatures des linteaux.

Voile	Niveau	$A_{calculé}$ (cm²)				$A_{choisie}$ (cm²)				
		Ad	Al	At	Ap	Ad	Al	St (cm)	At	Ap
V1	RDC -5ème	7.15	4.98	1.00	6.64	2x(4HA12) =9.04	4HA14 =6.15	20	2HA8 =1.01	2x(10HA8) =10.05
V4	RDC -5ème	16.83	4.98	1.00	6.64	2x(6HA14) =18.46	4HA14 =6.15	20	2HA8 =1.01	2x(5HA10) =9.42
V9	RDC -5ème	16.83	4.98	1.00	6.64	2x(6HA14) =18.46	4HA14 =6.15	20	2HA8 =1.01	2x(5HA10) =9.42



Coupe A-A

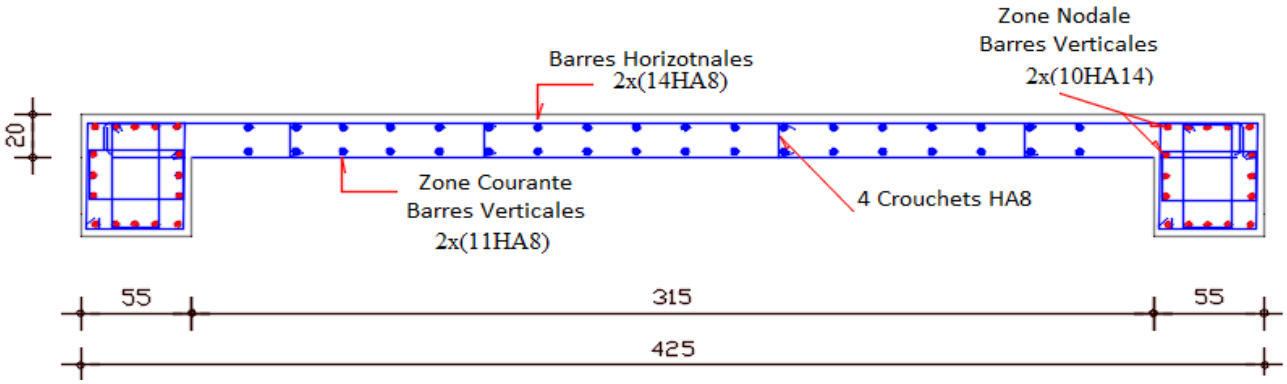


Figure V. 9: Ferraillage Des Voiles .

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 Argiles marneuses légèrement sableuses.
- De faible a forte humidité et de faible a forte compacité. (**W % = 8.50**)
- De Moyenne cohésion. (**c = 0.50 bars**)
- L'angle de frottement est de (φ **=28 °**)
- Le PH est proche de la neutralité. (**8.11**)
- Le pourcentage en sulfates indique que l'agressivité est nulle.(**Trace**)
- Le taux de carbonates est moyen. (*29 %*)

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.

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

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

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

- **à l'ELS.**

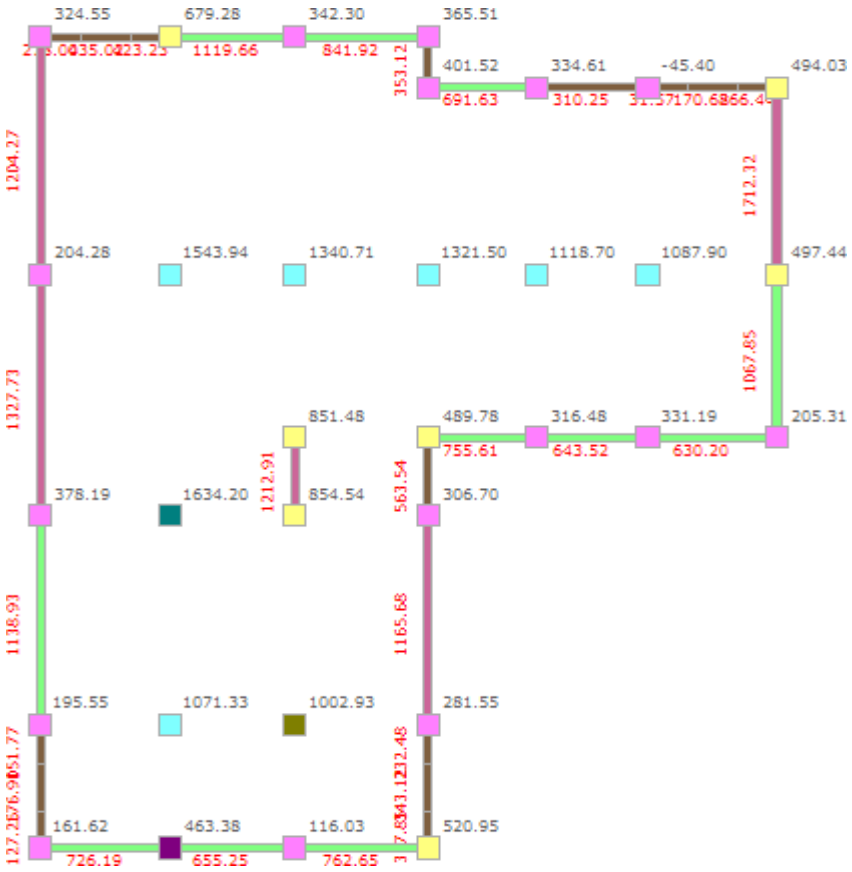


Figure VI. 1:Les efforts normaux des poteaux et des voiles à l'ELS.

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] ≥ 0 (pour B)

$$\left[\left(\frac{b}{a}\right)\bar{\sigma}_{sol}\right].A^3 - [N].A - [3.e_{0a}.N] \geq 0 \text{ (pour A)}$$

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

$$\left[1.995.\frac{b}{a}\bar{\sigma}_{sol}\right].A^2 - \left[3.99.\frac{b}{a}.e_{0a}.\bar{\sigma}_{sol}\right].A - 2.N \geq 0 \text{ (pour A)}$$

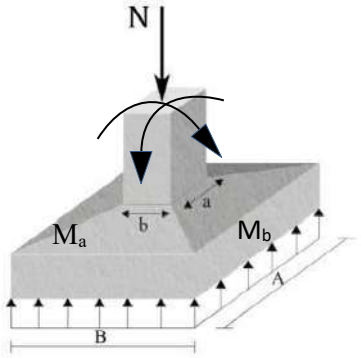


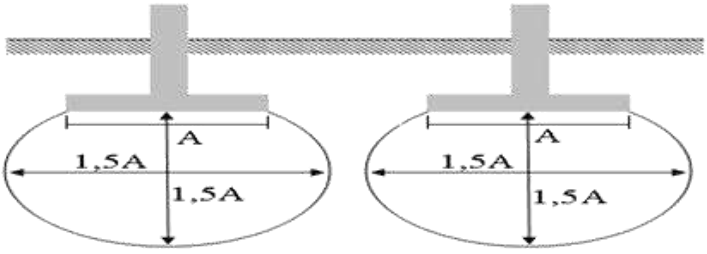
Figure VI. 2 :Semelle isolée.

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

S	a cm	b cm	N (KN)	Mx (KN.m)	My (KN.m)	Diagramme	A cal (m)	B cal (m)	A ch (m)	B ch (m)	H ch (cm)
S1	55	55	1634.20	9.10	-8.10	Trapézoïdale	2.86	2.86	3.4	3.4	75
S2	55	55	1002.93	5.77	-18.24	Trapézoïdale	2.31	2.31	2.70	2.70	55
S3	55	55	690.21	-1.87	-10.72	Trapézoïdale	1.60	1.60	1.8	1.8	35

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 bulles 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 bulles beaucoup plus profond que les autres, le tassement sera plus important que le simple rapport charge/périmètre.



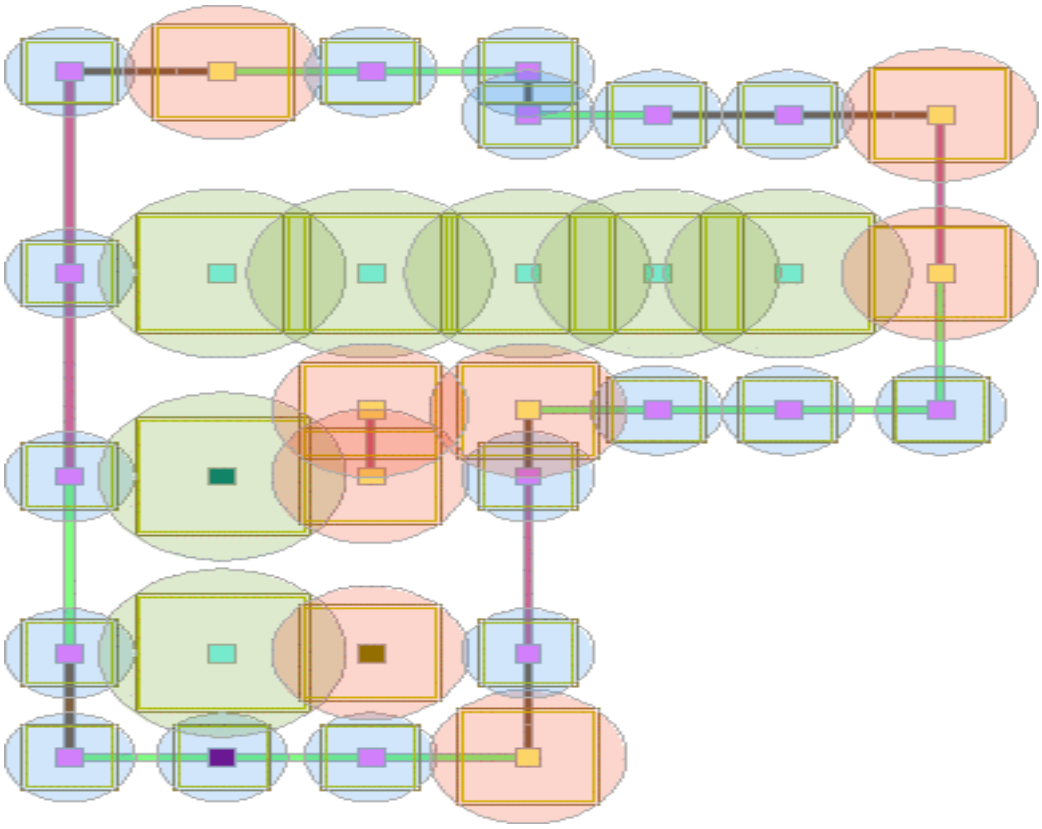


Figure VI. 3: Les bulles de pression sous la semelle.

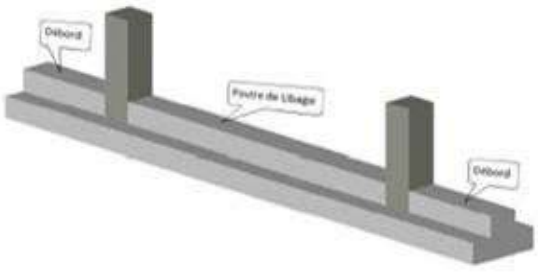
➢ **Remarque**

D'après le Figure VI.3, on remarque qu'il y a un chevauchement des semelles on a 2 types de semelle a étudié : les semelles isolées et les semelles filantes.

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.



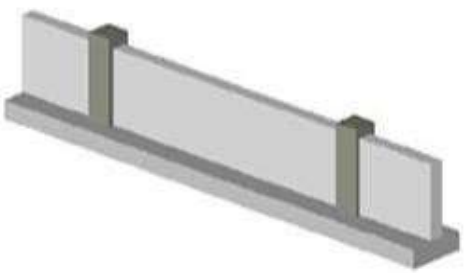


Figure VI. 4 : Semelle filantes sous plusieurs poteaux. Figure VI. 5: Semelle filantes sous voiles.

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	$B_{calculé}$ M	$B_{adopté}$ m	$h_{adopté}$ cm	$\sigma_{sol\ calculé}$ MPa	$[\bar{\sigma}_{sol}]$ MPa
Sous Plusieurs Poteaux	**Sf-1**	3.10	1071.33	1.37	1.50	30	1.82	2.00
	Sf-2	3.10	1543.94	1.65	1.90	40	1.91	
Sous voiles	**Sf V1**	1	215.90	1.31	1.40	30	1.82	

VI.6.2.Vérification de la stabilité au renversement

Quel que soit le type de fondation (superficielles ou profondes), 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-1**	1071.33	4.64	4.33	1.50	37.50	Oui
	Sf-2	1543.94	4.87	3.15	1.90	47.50	Oui
Sous voiles	**Sf V1**	215.90	30.63	0.54	1.40	35.00	Oui

VI.6.3.Vérification de poinçonnement de semelle filante

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

1

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

Semelle filante	h cm	F_u kN	F_{limite} kN	Vérification
Sous Plusieurs Poteaux	30	1374.36	642.600	No
	40	2237.96	957.600	No
Sous voiles	55	1814.26	5137.50	Oui

➢ **La condition n'est pas vérifiée donc on doit prévoir la poutre de libage.**

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/ml (KN/ml)	M_u/ml (KN)	$e_0 = \frac{M_u}{N_u}$ (cm)	$\frac{B}{18}$ (cm)	Méthode
Sf-1	2117.12	17.22	0.813	8.33	Méthode des bielles
Sf-2	2237.96	13.32	0.595	10.55	Méthode des bielles

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

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

- 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
Sf-1	2117.12	3.1	1.90	28.12	31 HA 12 = 35.06	10
Sf-2	1564.68	3.1	1.50	20.90	20 HA 12 = 22.62	15

- Armature de répartitions

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

Semelle	Ab cm²	B m	$A_{rép}$ cm²	A choisie cm²	St cm
Sf-1	35.06	1.9	5.37	2x5HA12 =11.31 cm²	15
Sf-2	22.62	1.50	2.73	2x3HA12 =6.79cm²	20

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 V1	295.00	2.93	0.99	7.77	Méthode des bielles

- Armatures principales

Tableau VI.9 : Ferraillages principales des semelles filantes sous voiles.

Semelle	N_u/ml KN/ml	M_uKN	e_0(cm)	$A_{calculée}$ cm²	$A_{choisie}$ cm²	St cm
Sf V1	295.00	2.93	0.99	5.01	7HA12=7.92	15

- Armature de répartitions

Tableau VI.10 : Armature de répartitions des semelle filantes sous voiles.

Semelle	Ab cm²	B M	$A_{rép}$ m	A calculée cm²	St cm
Sf V1	7.92	1.40	1.98	6HA12 =6.79	20

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(inférieur , supérieur, meme) 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 : $h_p \geq \sqrt[3]{\frac{0{,}5kll^4max}{E}}$

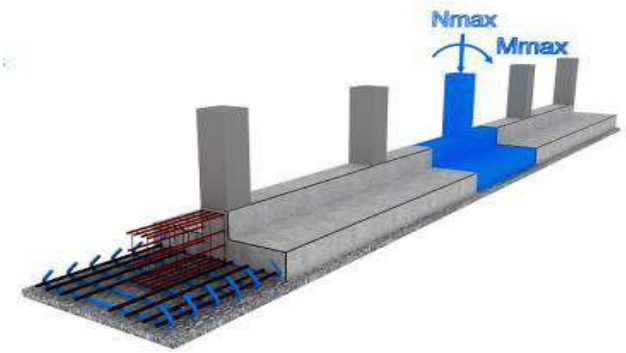


Figure VI.6 : Détails de semelles filantes

- E : Module d'élasticité du béton (E =32164,2MPa).
- L : La plus grande travée dans la fille
- K : Coefficient de réduire du sol (K = 4 kg/cm3 sol moyen).
- hp : la hauteur de la poutre de libage

Tableau VI.11: Pré dimensionnement des poutres de libage.

Poutre de libage	L_{max} m	$h_{p\ calculé}$ cm	$h_{p\ adopté}$ cm	b_p m
	3.25	41.09	70	55

VI.6.5.1.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 des poutres de libage.

Poutre de libage cm²	F kN	F limite kN	Nu≤ F_{limite}
55x70	2237.96	2625.00	Vérifiée

VI.6.5.2.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 des poutres de libage.

Elément	b cm	h cm	T kN	τ MPa	$\bar{\tau}$ MPa	Vérification
PL 1	55	70	654.70	1.77	2,50	Oui

VI.6.5.3.Ferraillage Poutre de libage

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

$$\boldsymbol{\sigma}_{ELU} = \frac{\sum N_U + 1{,}35 \times (P_{semelle}) + P_{poutre\ de\ libage}}{BxL} \qquad \boldsymbol{\sigma}_{ELS} = \frac{\sum N_{ser} + (P_{semelle}) + P_{poutre\ de\ libage}}{BxL}$$

Avec :

- ∑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 F (KN/m). Les valeurs de F sont représentées dans le tableau suivant :

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

Tableau VI.14 : Détermination des valeurs de (F) des poutres de libage.

Elément	σ_{ELU} KN/m²	σ_{ELS} KN/m²	F_{ELU} KN/ml	F_{ELS} KN/ml
PL 1	2.65	1.96	397.50	294.00

VI.6.5.4.Armature calculée en travée et en appuis

Combinaison : 1,35G+1,5Q

Tableau VI.15: Ferraillage longitudinal des poutres de libage.

Elément	bxh cm²	M_t kN.m	M_a kN.m	As1	As2
PL 1	55x70	166.46	-354.63	7.32	16.08

VI.6.5.5.Armatures choisis en travées et en appui

Tableau VI.16: Ferraillage longitudinal des poutres de libage choisis.

Elément	M_{max}(kN.m)		$A_{calculées}$ (cm²)		$A_{choisie}$ (cm²)	
	Travée	Appui	Travée	Appui	Travée	Appui
PL 1	166.46	-354.63	7.32	16.08	6HA16= 12.06	6HA16+4chpHA16 =20.11

Sections 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_{tmin}(cm²)	A_{min}(cm²)	Vérification
PL 1	12.06	24.12	3.85	19.25	Oui

VI.6.5.6.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 1	Appui	-263.52	6.11	15	Oui	201,63	77.95	201,63	Non
	Travée	123.69	3.41	15	Oui	164.66	41.43	201,63	Non

VI.6.5.7.Armature 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
55	70	654.70	1.77	10		8	6 HA8= 3.02

VI.6.5.8.Vérification de la flèche a L'ELS

$[\mathbf{f}]adm = \frac{L}{500}$ Si $L \leq 5$ m.

$[\mathbf{f}]adm = 0.5\ cm + \frac{L}{1000}$ Si > 5 m.

Tableau VI.20 : 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
55	70	3.25	-263.52	123.69	-263.52	12.06	12.06	0.2	6.5	

VI.6.5.9.Armatures de peau

Puisque la poutre de libage à une hauteur de 70 cm le CBA93 exige en plus les armatures longitudinales, des armatures de peau d'au moins 3cm²/m.l posées parallèlement à la fibre moyenne de la poutre. Ap= 4.05 cm², donc on adopte 4HA12 = 4.52cm².

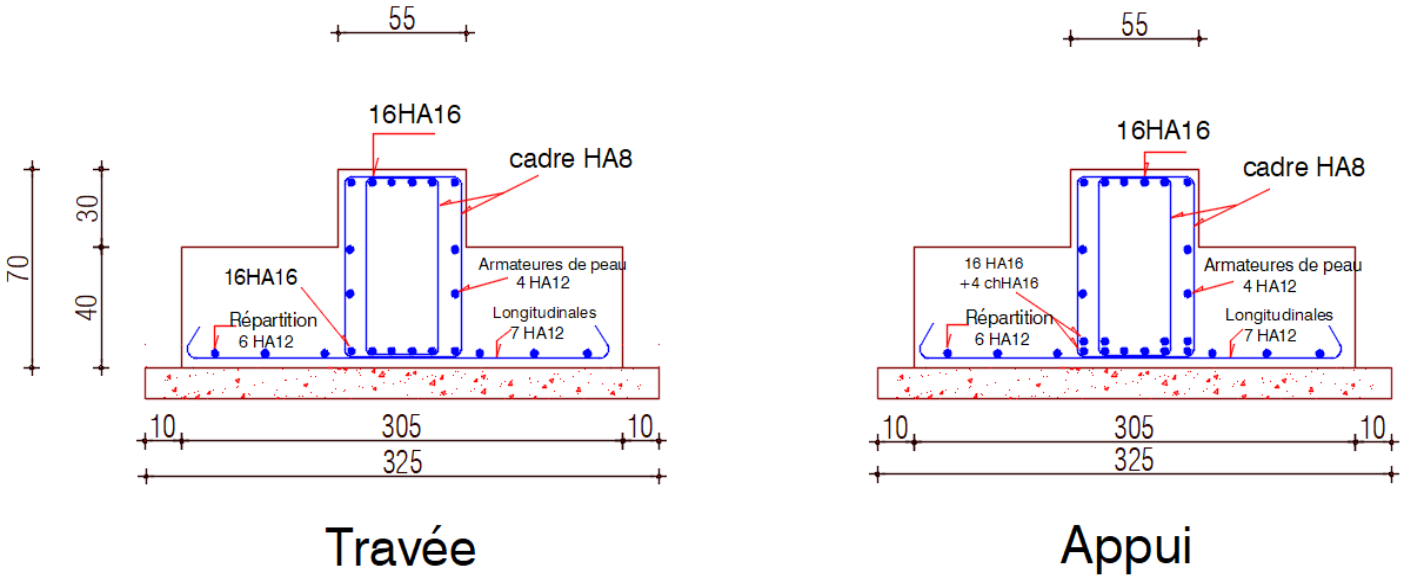


Figure VI. 7: Dessin de ferraillage de poutre de libage.

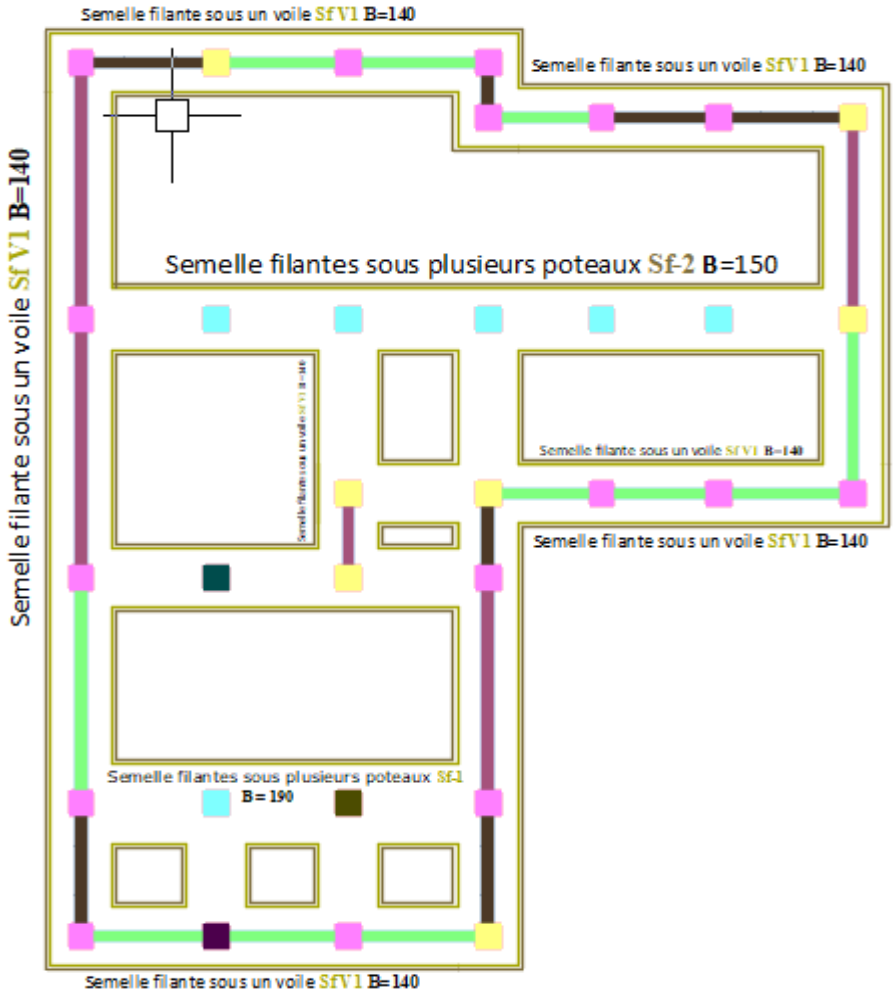


Figure VI.8 : Dimensionnement finales des semelle vue en plan .

VI.7.Ferraillage des voiles périphériques

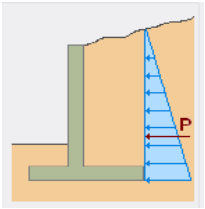
Ce sont des murs en béton armé se trouvant au niveau du l'entre-sol pour une liaison rigide assurant l'encastrement de la structure et résistant à la poussée des terres.

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.

$\rho = \frac{3,06}{6.15} = 0,497 > 0,400$ 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 calcul des moments à l'ELS.

VI.7.1.Calcul de la poussée des terres



$P_1 = \frac{1}{2}.\gamma.K_\gamma.h^2$ avec $h = 3,06$ m ; $K_\gamma = \tan^2(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2})$

Tableau VI.21 : Tableau des données.

γ (KN/m²)	ϕ °	K_γ	P1 (kN/m²/ml)	q_u kN/ml	q_{ser} kN/ml
17.60	28	0,35	29.23	c	14.61

VI.7.2.Calcul de ferraillage a l'ELU

Tableau VI.22 : 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	12.34	25	2.22	2.00	15	7HA8=3.52
		Appuis	-4.36		2.22	2.00	15	7HA8=3.52
Suivant y	Les armatures horizontales	Travée	11.53		2.22	2.00	15	7HA8=3.52
		Appuis	-6.78		2.22	2.00	15	7HA8=3.52

VI.7.3.Vérification des contraintes normales à l'ELS [2]

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

Tableau VI.23 : Vérification des contraintes normales de voile périphérique.

Elément	M_{ser}(kN.m)		σ_b MPa	$\overline{\sigma_b}$ MPa	Vérifiée	σ_s MPa	σ_s' MPa	$\overline{\sigma_s}$ MPa	Vérifiée
Suivant x	Travée	3.11	0.43	15	Oui	4.82	4.82	201,63	Oui
	Appui	-1.10	0,15	15	Oui	1.70	1.70	201,63	Oui
Suivant y	Travée	2.90	0.40	15	Oui	4.49	4.49	201,63	Oui
	Appui	-1.71	0.24	15	Oui	2.65	2.65	201,63	Oui

VI.7.4.Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU [2]

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

$$\tau = \frac{Tu}{b.d} < \bar{\tau} = \frac{0{,}07 \times fc28}{\gamma b} \; ; \; T_{max} = \frac{qu.lx.ly}{2ly+lx}$$

Tableau VI.24: Vérification des contraintes de cisaillement de voile périphérique.

Elément			Vérification		
b cm	**h cm**	**Tu kN**	**T MPa**	**$\bar{\tau}$ MPa**	Oui
100	20	10.23	0,058	1,17	

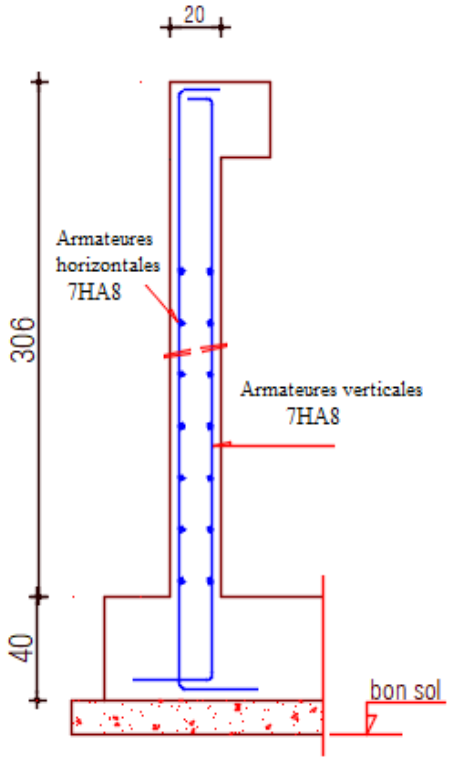


Figure VI. 9: Dessin de ferraillage de voile périphérique.

CONCLUSION GENERALE

Ce projet nous a permis d'un coté d'assimiler les différentes techniques et logiciel de calcul comme le ROBOT EXPERT, SAB2000, AUTO-CAD, Ainsi que la réglementation régissant les principes de conception et de calcul des ouvrages dans le domaine du bâtiment et d'approfondir ainsi nos connaissances.

Ce travail nous a permis de voir en détail l'ensemble des étapes à suivre dans le calcul d'un bâtiment, ainsi que le choix de ces éléments ; donc la conception de l'ouvrage.

Pour ce projet, nous avons agis principalement sur deux plans :

D'une part (stabilité) le contreventement et la disposition des voiles ; nous avons constaté que la disposition des voiles est un facteur important pour assurer la stabilité et la sécurité des structures.

Et d'autre part (économie) l'estimation des quantités du béton et d'aciers nécessaire.

Pour ce la nous avons fait une étude (technico-économique) de notre bâtiment pour Obtenir une Structure de bonne stabilité et structure économique.

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.

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 20.2.2».
- Logiciel de ferraillage ROBOT EXPERT.
- Logiciel de dessin AUTO CAD Structural 2021

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 $\frac{1}{ri}$ et$\frac{1}{rv}$ 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:

$$f_i = \frac{M.l^2}{10.E_i.I_{fi}} \text{ et } f_v = \frac{M.l^2}{10.E_v.I_{fv}}$$

$$\Delta f_t = f_v - f_i$$

Il faut avoir : $\Delta f_t \leq f_{limite} = \bar{f}$

$$\begin{cases} \bar{f} \leq \frac{L}{500} & SI \quad L \leq 5\ m \\ \bar{f} \leq \frac{L}{1000} + 0{,}5\ cm & SI \quad L \geq 5\ m \end{cases}$$

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

$$\begin{cases} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10M_0} \\ \frac{A}{b \times d} \leq \frac{4{,}2}{f_e} \end{cases}$$

-Pour les Poutrelles

$$\begin{cases} \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{15M_0} \\ \frac{A}{b \times d} \leq \frac{3{,}6}{f_e} \end{cases}$$

-Pour les Dalles Pleines

$$\begin{cases} \frac{h}{l_x} \geq \frac{M_t}{20M_x} \\ \frac{A}{b \times d} \leq \frac{2}{f_e} \end{cases}$$

Avec:

-$M_t = k \times M_0$

-k : Est un coefficient rédacteur $(0{,}75 \leq k \leq 0{,}85)$.

ANNEXE C

METHODE 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 :

$$M_0 = \frac{qL_{2x}}{8}$$

2. Dalle travaillant suivant les deux directions :

a) Dalle articulée sur leur contour :

$$M_x = \mu_x q L_{2x}$$

$$M_y = \mu_y M_x$$

b) Dalle encastrées totalement ou partiellement sur leur contour : ➢ Panneau de dalle de rive :

$$M_{tx} = 0{,}85\ M_x$$

$$M_{ty} = 0{,}85\ M_y$$

$$M_{ax} = M_{ay} = -0{,}3\ M_x \text{ (appui de rive)}$$

$$M_{ax} = M_{ay} = -0{,}5\ M_x \text{ (appui intermédiaire)} \ \blacktriangleright$$

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 :

$$T_x = \frac{q l_x l_y}{2 l_y + l_x}$$

$$T_x = \frac{P l_x}{3}$$

3. Armatures transversales :

Pas besoin des armatures transversales dans les dalles si :

$$\tau_m = \frac{V}{b_0 d} \leq \frac{0{,}07 f_{c28}}{\gamma_b}$$

FERRAILLAGE :

1. Dalle travaillant suivant une seule direction :

- Diamètre :

$$\emptyset \leq \frac{h}{10}$$

- Espacement :

$$a \leq \text{Min [3h et 33 cm] (charges uniformément réparties)}$$

$$a \leq \text{Min [2h et 22 cm] (charges concentrées)} \ \blacktriangleright$$

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)

$$d_x = h - c = h - e - \frac{\emptyset_x}{2}$$

$$d_y = d_x - \left(\frac{\emptyset_x + \emptyset_y}{2}\right)$$

ANNEXE D

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 **:**

$S_t \leq$ Min [0,9d ; 40cm]. et $\frac{A_t \times f_e}{b_o \times S_t} \geq 0{,}4$ $\geq 0{,}4$ 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 : $k = 1 + 3 \times \frac{N_u}{B \times f_{c28}}$

At : Section d'armatures transversales

b : Largeur de la section droite.

h : Hauteur de la section droite.

St : Espacement des armatures transversales.

On prend $f_e = 400$ MPa.

Pour les poutres :

Selon le RPA2003:

$$\begin{cases} S_t \leq \frac{A_t}{0{,}003 * b} \\ S_t \leq \text{Min}\left[\frac{h}{4}, 12\emptyset, 30\text{cm}\right] & \text{Zone nodale} \\ S' \leq \frac{h}{2} & \text{Zone courante} \end{cases}$$

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.

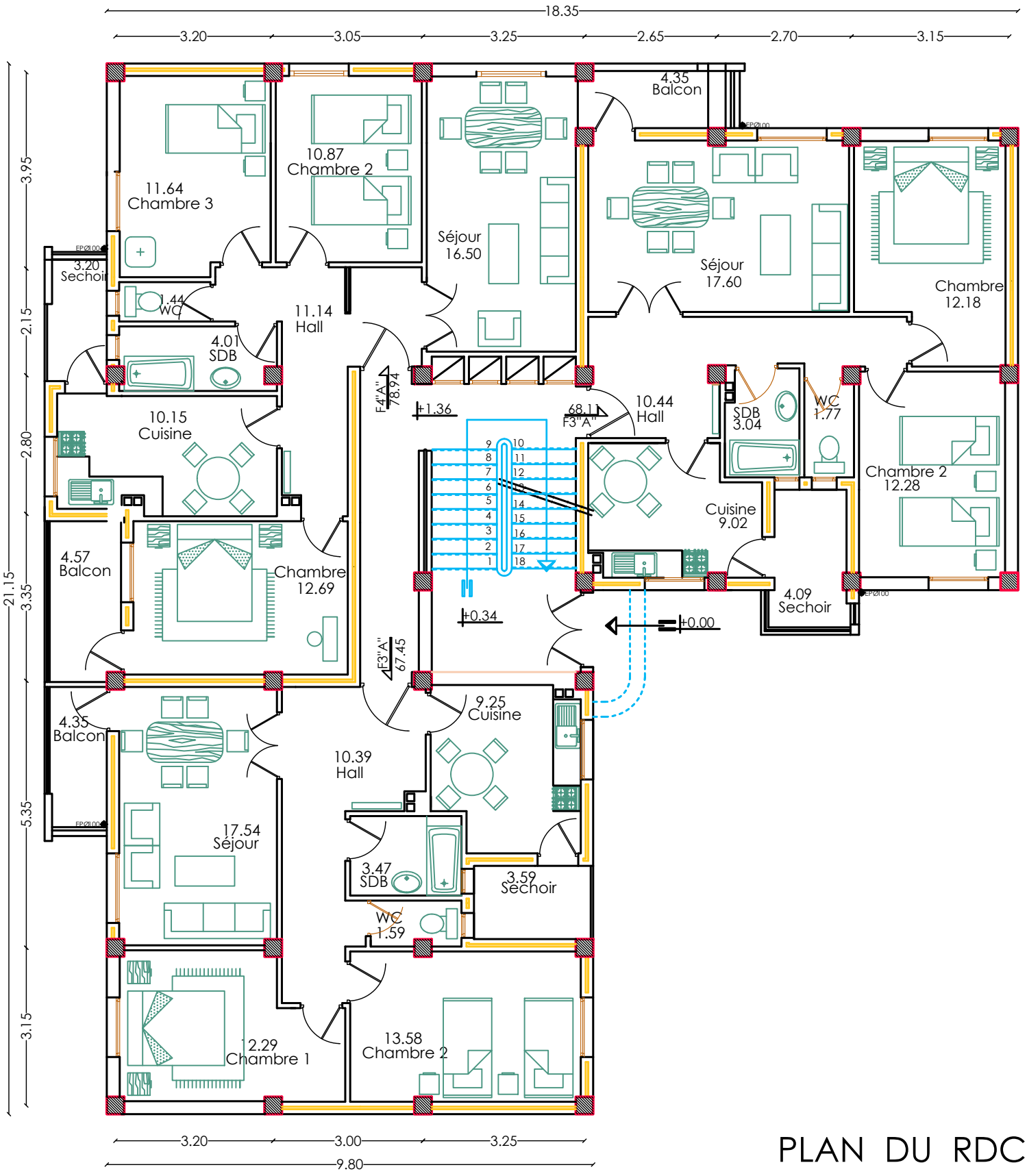
h_1 : Hauteur totale de la section brute.

La quantité minimale d'armatures transversales en % est donnée par :

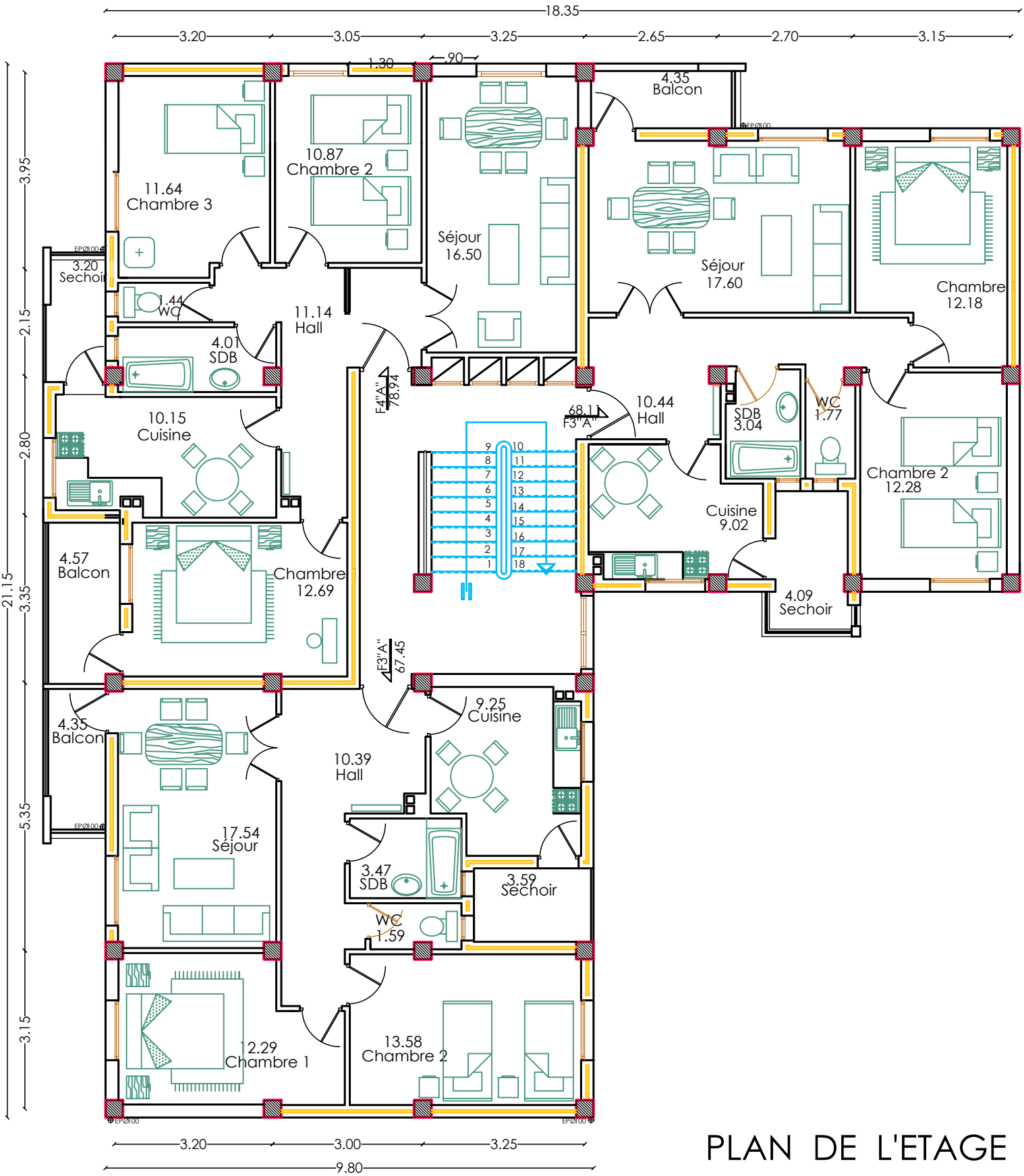
$$\frac{A_t}{tb_1} \geq 0{,}3\% \quad si : \quad \lambda > 5$$

$$0{,}8\% \geq \frac{A_t}{tb_1} \geq 0{,}3\% \quad si : \quad 5 \geq \lambda \geq 3$$

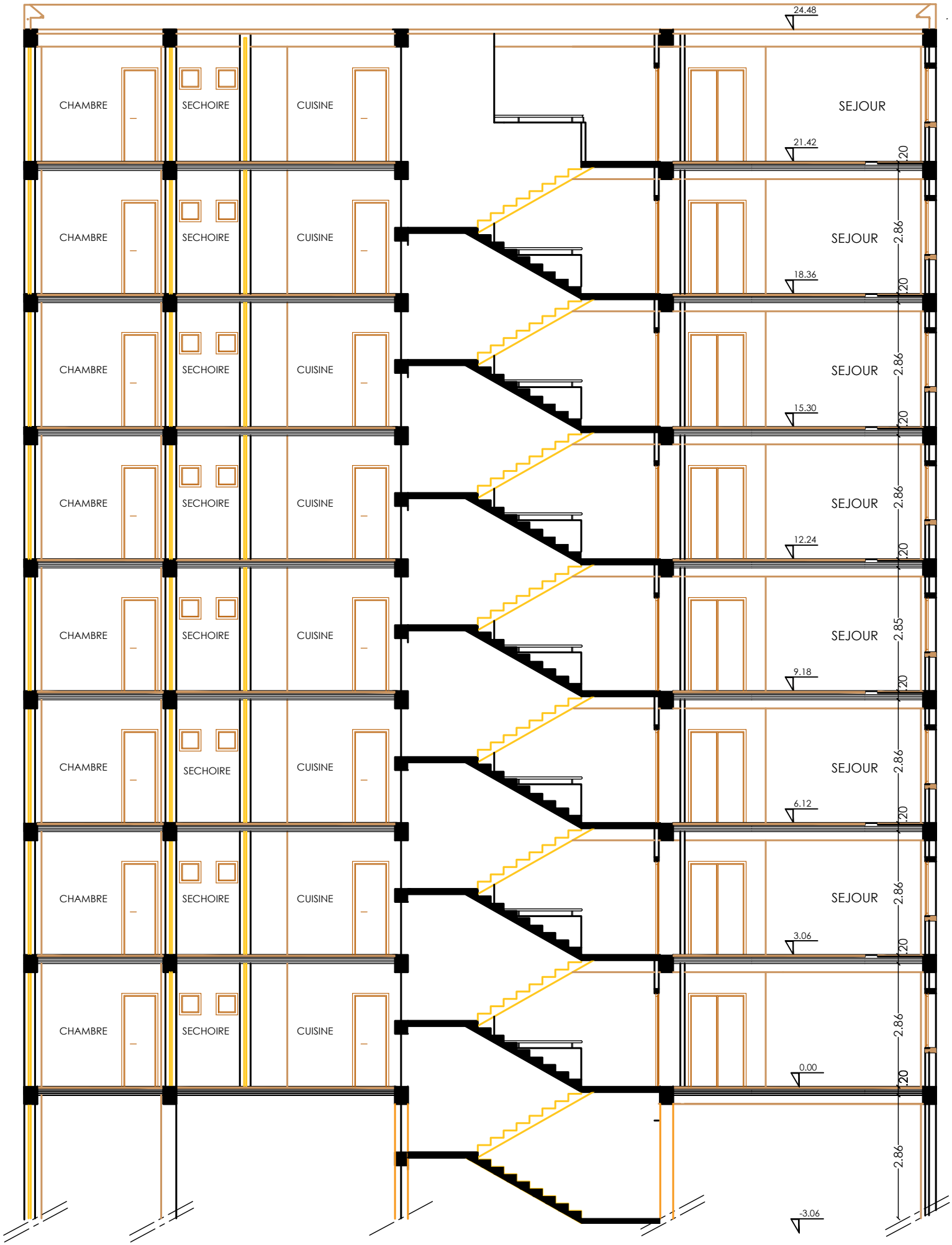
$$\frac{A_t}{tb_1} \geq 0{,}8\% \quad si : \quad \lambda \leq 3$$

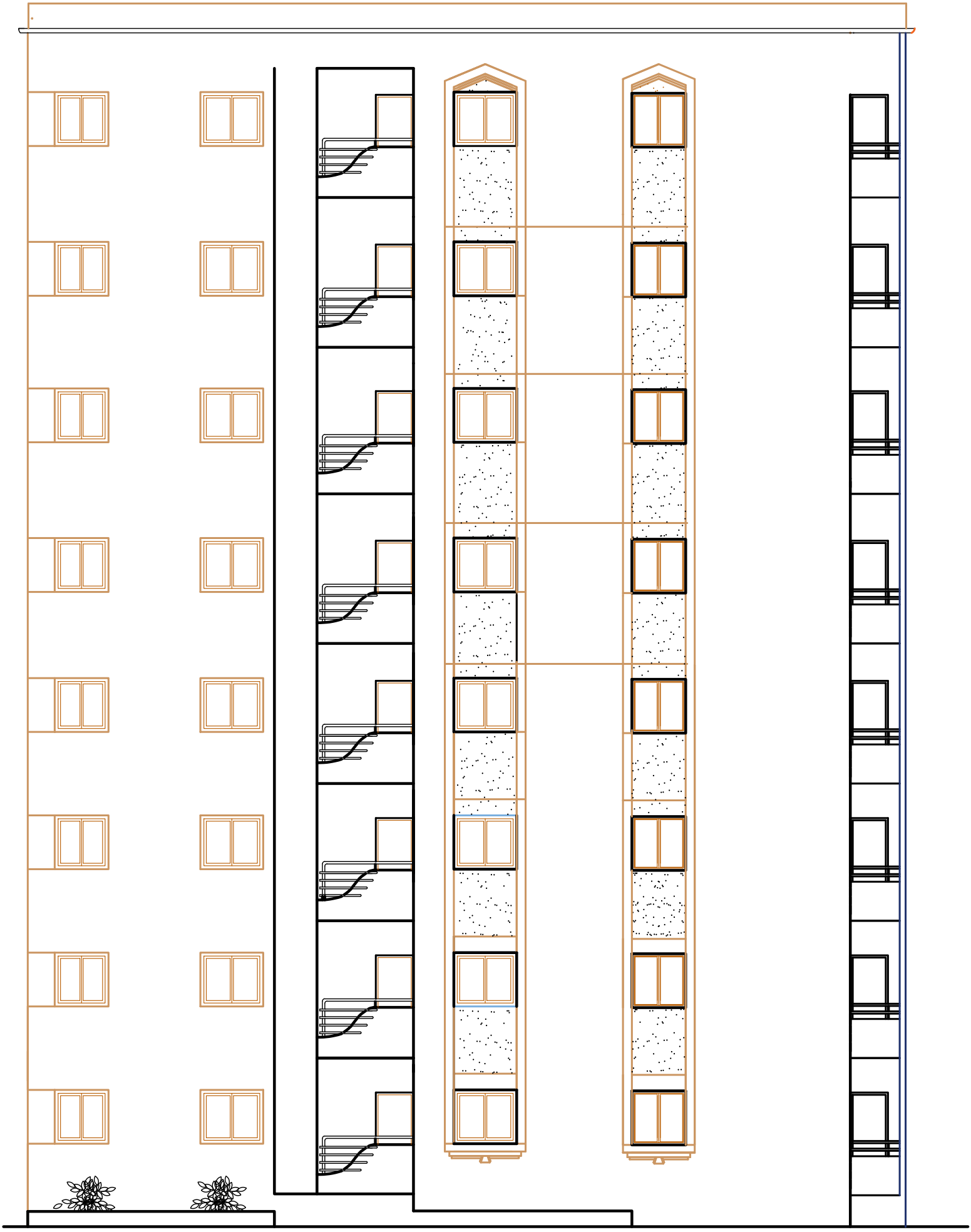

18.35
3.20
3.05
3.25
2.65
2.70
3.15
21.15
3.95
2.15
2.80
3.35
5.35
3.15
11.64
Chambre 3
10.87
Chambre 2
Séjour
16.50
4.35
Balcon
Séjour
17.60
Chambre
12.18
3.20
Sechoir
1.44
WC
11.14
Hall
4.01
SDB
F4"A"
78.94
+1.36
68.11
F3"A"
10.44
Hall
SDB
3.04
WC
1.77
10.15
Cuisine
Chambre 2
12.28
4.57
Balcon
Chambre
12.69
Cuisine
9.02
4.09
Sechoir
+0.34
+0.00
F3"A"
67.45
9.25
Cuisine
4.35
Balcon
10.39
Hall
17.54
Séjour
3.47
SDB
3.59
Sechoir
WC
1.59
12.29
Chambre 1
13.58
Chambre 2
3.20
3.00
3.25
9.80

PLAN DU RDC



PLAN DE L'ETAGE


24.48
21.42
18.36
15.30
12.24
9.18
6.12
3.06
0.00
-3.06
CHAMBRE
SECHOIRE
CUISINE
SEJOUR
2.86
2.85
.20



CHAPITRE I

Présentation De L’ouvrage

CHAPITRE II

Prédimensionnement des éléments

CHAPITRE III

Calcul des éléments secondaires

CHAPITRE VI

Etude Sismique

CHAPITRE V

Ferraillage des éléments structuraux

CHAPITRE VI

Etude de l'infrastructure