REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

UNIVERSITE YAHIA FARES DE MEDEA



Faculté de **T**echnologie

Mémoire de fin d'études de Master

Filière : Génie Civil

Spécialité : Structures

Thème
Etude d'un bâtiment à usage de santé (une polyclinique) en entre sol + RDC + 5 étages

---

Présenté par

RABAHALLAH Oussama

HAMMOUDI Abdelmadjid

Proposé et Dirigé par

Pr. BOUKENDAKDJI Otmane

Promotion Juillet 2020

REMERCIEMENT

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

Nous remercions vivement, notre promoteur : Pr. 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 Ma maman que Dieu le garde et préserve et à mon père paix a son âme.

À Ma sœur.

À Mes frères

Je remercie mon ami HAMMOUDI Abdelmadjid qui a contribué à la réalisation de ce modeste travail

À Mes amies

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

Promotion 2019/2020.

Oussama.

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 sœur.

À Mes frères

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 2019/2020.

Abdelmadjid.

ملخص

هذا المشروع يهدف إلى دراسة بناية من الخرسانة المسلحة مكونة من (طابق تحت الأرض+طابق أرضي + خمسة طوابق) ذات إستعمال صحي (عيادة متعددة الخدمات) و المقرر بناءها في ولاية الجزائر (بلدية الجزائر) المصنفة ضمن المنطقة ذات زلزال قوي (منطقة 3).

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

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

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

-قواعد الخرسانة المسلحة (CBA93).

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

وفي الأخير قمنا بدراسة البنية التحتية وهذا بحساب الأساسات.

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

Résumé

Ce projet consiste à étudier un bâtiment en béton armé à usage de santé (une polyclinique) en entresol + RDC + 5 étages, 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 V20.2.0 »

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

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

Abstract

This project aims to study the reinforced concrete structure, which contains (one basements + ground floor + 5floors), of health use for (a polyclinic). It will be built in the province of Algiers(municipality of Algiers), which is classified as a seismic zone of a high level (ZONE III).

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

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

- RPA version 2003 and (CBA 93).

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

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

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

SOMMAIRE

CHAPITRE I : Présentation de l'ouvrage

I.1. Introduction 1
I.2. Présentation de l'ouvrage 1
I.3. Caractéristique géométrique 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. Les Ascenseurs 3
I.5.6. 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.2.2. Planchers à corps creux 5
II.2.3. Planchers dalles pleines 6
II.3. Pré dimensionnement des poutres 6
II.4. Evaluation des charges 8
II.4.2. Charges permanentes 8
II.4.2.1. Maçonnerie 8
a) Murs intérieurs (simple cloison) 8
b) Murs extérieurs (double cloison) 8
II.4.2.2. Plancher corps creux 9
a) Plancher terrasse 9
b) Plancher étage courant 9
II.4.2.3. Plancher dalle pleine 10
a) Plancher terrasse 10
b) Plancher étage courant 10
II.4.3. Charges exploitation 11
II.5. Pré dimensionnement des poteaux 12
II.5.2. Les dimensions des poteaux 12
II.5.3. Etapes de pré dimensionnement 12
II.5.3.1. Choix du poteau le plus sollicité 13
II.5.3.1.1. Poteau carrée 13
II.5.3.1.1.1. Calcul de la capacité protante N 14
II.5.3.1.1.2. Détermination des charges permanentes et charges d'exploitation 14
II.5.3.1.1.3. Vérfication de l'effort normal ultime 15
II.5.3.1.1.4. Vérification des dimensions selon RPA99V2003 16
II.5.3.1.2. Poteau circulaire 16
II.5.3.1.2.1. Vérfication de l'effort normal ultime 17
II.5.3.1.2.2. Vérfication des dimensions selon RPA99V2003 17
II.5.3.1.3. Poteau rectangulaire 17
II.5.3.1.3.1. Vérfication de l'effort noraml ultime 18
II.5.3.1.3.1. Vérfication des dimensions selon RPA99V2003 18
II.6. Les goussets 19
II.7. Les longrines 19
II.8. Les voiles 19
II.8.2. Pré dimensionnement des voiles 19

II.9. CONCLUSION 20

CHAPITRE III : Calcul des éléments secondaires

III.1. Introduction 21
III.2. L'acrotère 21
III.2.1. Détermination des efforts 21
III.2.2. Calcul de ferraillage à l'ELU 22
III.2.3. Vérification des contraintes normales à L 'ELS 22
III.2.4. Vérification des contraintes de cisaillement à L 'ELU 22
III.3. Plancher a corps creux 23
III.3.1. La dalle de compression 23
III.3.2. Les poutrelles 24
III.3.2.1. Avant coulage 25
III.3.2.1.1. Evaluation des charges 25
III.3.2.2. Après coulage 26
III.3.2.2.1. Calcul des sollicitations à l'ELU 26
III.3.2.2.2. Calcul de ferraillage à l'ELU 28
III.3.2.2.3. Vérification des contraintes normales à l'ELS 28
III.3.2.2.4. Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU 29
III.3.2.2.5. Vérification de la flèche à l'ELS 29
III.4. Dalle pleine 29
III.4.1. Calcul de ferraillage à l'ELU 30
III.4.2. Vérification des contraintes normal à L'ELS 30
III.4.3. Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU 31
III.4.4. Vérification de la flèche à L'ELS 31
III.5. Dalle machine 31
III.5.1. Introduction 31
III.5.2. Pré dimensionnement de la dalle 31
III.5.3. Détermination des charges permanente et charges d'exploitation 32
III.5.4. Détermination des sollicitations 32
III.5.5. Calcul de ferraillage à L'ELU 33
III.5.6. Vérification des contraintes normales à L'ELS 33
III.5.7. Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU 33

III.5.8. Vérification de la flèche à L'ELS 34
III.5.9. Vérification Poinçonnement 34
III.6. Les escaliers 34
III.6.1. Dimensionnement 34
III.6.2. Evaluation des charges et surcharges 35
III.6.2.1. Charges permanentes 35
III.6.2.2. Charges d'exploitation 35
III.6.3. Détermination des efforts 36
III.6.4. Calcul de ferraillage à l'ELU 37
III.6.4.1. Armatures longitudinales 37
III.6.4.2. Armatures de répartition 38
III.6.5. Vérification des contraintes normales à l'ELS 38
III.6.6. Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU 38
III.6.7. Vérification de la flèche à l'ELS 38
III.6.8. Poutre palière 39
III.6.8.1. Pré dimensionnement 39
III.6.8.2. Evaluation des charges 39
III.6.8.3. Calcul de ferraillage L'ELU 40
III.6.8.4. Vérification des contraintes normales à l'ELS 40
III.6.8.5. Vérification des contraintes de cisaillement à L'ELU 40
III.6.8.6. Vérification de la flèche à L'ELS 40

CHAPITRE IV : Etude dynamique

IV.1. Introduction 43
IV.2. Caractéristique géométrique de la structure 43
IV.2.1. Centre de masse 43
IV.2.2. Centre de torsion 43
IV.2.2.1. Excentricité theroique 44
IV.2.2.2. Excentricité accidentelle 44
IV.3. Modélisation de la structure 45
IV.3.1. Introduction 45
IV.3.2. Modélisation 45
IV.3.3. Analyse de notre structure 45
IV.3.3.1. Détermination centre de masse et centre de gravité 46

IV.3.3.2. Excentricité 46
IV.4. Choix de la méthode de calcul 48
IV.4.1. Introduction 48
IV.4.2. Méthode dynamique modale spectrale 48
IV.4.2.1. Principe de la méthode 48
IV.4.2.2. Modélisation 48
IV.4.2.3. Le spectre de réponse de calcul 48
IV.4.3. Résultats de l'analyse dynamique 50
IV.4.3.1. Analyse modale 51
IV.4.3.1.1. Comportement modale 51
IV.4.3.1.2. Participation massique (dissipation d'énergie) 51
IV.4.3.2. Analyse statique et dynamique 52
IV.4.3.2.1. Stabilité de la structure 52
a) Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul. 52
b) Calcul de la force sismique totale V 52
c) Vérification de la stabilité au renversement 54
d) Vérification du déplacement en tête 55
e) Vérification des déplacements inter-étage 55
IV.4.3.2.2. Résistance des éléments 56
a) Vérification de cisaillement des éléments. 56
b) Vérification de l'effort normal réduit dans les poteaux. 58
c) Vérification de l'effet P-Δ 60
IV.5. Conclusion 61

CHAPITRE V : Ferraillages des éléments structuraux

V.1. Introduction 62
V.2. Ferraillage des poutres 62
V.2.1. Calcul de ferraillage à l'ELU ou L'ACC 62
V.2.2. Vérification des contraintes normales à l'ELS 63
V.2.3. Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU ou l'ACC 64
V.2.4. Vérification de la flèche à L'ELS 64
V.2.5. Ferraillage transversal des poutres 65
V.2.6. Ferraillage des goussets 67
V.2.6.1. Calcul de ferraillage à l'ELU ou L'ACC 67

V.2.6.2. Vérification des contraintes normales à L'ELS 68
V.2.6.3. Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU ou ACC 68
V.2.6.4. Vérification de la flèche à l'ELS 68
V.2.7. Etude thermique 69
V.2.7.1. Introduction 69
V.2.7.2. La procédure de calcul selon le CBA 93 69
V.2.7.3. Calcul de ferraillages 69
V.2.7.4. Vérification des contraintes normales à l'ELS 70
V.2.7.5. Vérification de cisaillement à l'ELU 70
V.2.7.6. Vérification de la flèche à l'ELS 70
V.3. Ferraillage des poteaux 71
V.3.1. Calcul de ferraillage à l'ELU ou L'ACC 71
V.3.1.1. Recommandations selon les règlements 71
V.3.1.2. Sollicitations extrêmes pour le ferraillage 71
V.3.2. Vérification des contraintes normales à l'ELS 73
V.3.3. Armatures transversales 73
V.4. Ferraillage des voiles 77
V.4.1. Ferraillage des trumeaux 77
V.4.1.1. Calcul des armatures verticales 77
V.4.1.2. Vérification des contraintes normal à L'ELS 78
V.4.1.3. Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU ou L'ACC 79
V.4.1.4. Calcul des armatures horizontales 79
V.4.1.5. Armatures d'attache 80
V.4.2. Ferraillage des linteaux 80
V.4.2.1. Ferraillage des linteaux en flexion simple 80
V.4.2.1.1. Aciers longitudinaux 80
V.4.2.1.2. Aciers transversaux 80
V.4.2.2. Ferraillage des linteaux en Traction / Compression 81
a) Aciers diagonales 81
b) Armatures longitudinales 81
c) Armatures transversales 81
d) Armatures de peau 81

CHAPITRE VI : Etude de l'infrastructure

VI.1. Introduction 83
VI.2. Connaissance du site et du sol 83
VI.3. Etude préliminaire du choix de type de semelle 83
VI.4. Les efforts normaux à base de la structure 84
VI.5. Calcul des semelles isolées 84
VI.5.1. Dimensionnement des semelles isolées 84
VI.5.2. Vérification de l'interférence entre deux semelles 85
VI.5.3. Les semelles isolées 86
VI.5.3.1. Verifications des contraintes 86
VI.5.3.2. Vérification de la stabilité au renversement 87
VI.5.3.3. Vérification de poinçonnement 87
VI.5.3.4. Calcul de Ferraillages à l'ELU 87
VI.6. Calcul des semelles filantes 88
VI.6.1. Dimensionnement des semelles filantes 88
VI.6.2. Vérification de la stabilité au renversement 88
VI.6.3. Vérification de poinçonnement de semelle filante 89
VI.6.4. Ferraillage des semelles filantes 89
VI.6.4.1. Semelle filantes (continue) sous plusieurs poteaux 89
VI.6.4.2. Semelle filante (continue) sous un voile 90
VI.6.5. Pré dimensionnement de la poutre de libage 91
VI.6.6. Vérification de Poinçonnement de la poutre de Libage 91
VI.6.7. Vérification de cisaillement de poutre de libage à l'ELU 91
VI.6.8. Ferraillage Poutre de libage 91
VI.6.8.1. Armature calculée en travée et en appuis 92
VI.6.8.2. Armatures choisis en travées et en appui 92
VI.6.8.3. Vérification des contraintes normales a L'ELS 93
VI.6.8.4. Armature transversales 93
VI.6.8.5. Vérification de la flèche a L'ELS 93
VI.6.8.6. Armatures de peau 94
VI.7. Ferraillage des longrines 97
VI.7.1. Calcul de Ferraillage a L'ELU ou L'ACC 97
VI.7.2. Vérification des contraintes normales à l'ELS 97

VI.8. Ferraillage des voiles périphériques 98
VI.8.1. Calcul de la poussée des terres 98
VI.8.2. Calcul de ferraillage a l'ELU 98
VI.8.3. Vérification des contraintes normales à l'ELS 99
VI.8.4. Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU 99

Liste des figures

CHAPITRE II : Pré dimensionnement des éléments structuraux

Figure II.1 : Coupe du plancher à corps creux. 5
Figure II.2 : Exemple de détermination des charges d'exploitations. 11
Figure II.3 : Position des poteaux plus sollicités 13
Figure II.4 : Surface de plancher supportée par le poteau carrée le plus sollicité. 13
Figure II.5 : Surface de plancher supportée par le poteau circulaire le plus sollicité. 16
Figure II.6 : Surface de plancher supportée par le poteau rectangulaire le plus sollicité. 17
Figure II.7 : Règles de pré dimensionnement de goussets. 19
Figure II.8 : Règles de pré dimensionnement des voiles.. 19

CHAPITRE III : Calcul des éléments secondaires

Figure III.1 : Acrotère (dimensions et charges exercées). 21
Figure III.2 : Dessin de ferraillage de l'acrotère. 23
Figure III.3 : Disposition des armatures de la dalle de compression. 24
Figure III.4 : Poutrelle avant coulage. 25
Figure III.5 : Sens des poutrelles (coffrage plancher). 26
Figure III.6 : Types des poutrelles. 27
Figure III.7 : Schéma statique équivalent de poutrelle avec les dimensions des travées. 27
Figure III.8 : Diagramme des moments à l'ELU. 27
Figure III.9 : Diagramme des moments à l'ELS. 27
Figure III.10 : Diagramme des efforts tranchants à L'ELU. 28
Figure III.11 : Dessin de ferraillage des poutrelles. 29
Figure III.12 : Les encastrements et les dimensions de la dalle pleine. 30
Figure III.13 : Section de calcul. 20
Figure III.14 : Les encastrements et les dimensions de la dalle machine. 32
Figure III.15 : section de calcul. 33
Figure III.16 : Vérification de poinçonnement. 34
Figure III.17 : Dimensions de l'escalier. 34
Figure III.18 : Chargement dans l'escalier. 36
Figure III.19 : Diagramme des moments dans l'escalier à l'ELU. 36
Figure III.20 : Diagramme des moments dans l'escalier à l'ELS. 37
Figure III.21 : Diagramme des effort tranchants à l'ELU. 37

Figure III.22 : Schéma statique de la poutre palière. 39
Figure III.23 : Détail de ferraillage d'escalier. 41
Figure III.24 : Dessin de Ferraillage de poutre palière. 42

CHAPITRE IV : Etude dynamique

Figure IV.1 : Disposition des voiles (vue en plan et 3D). 46
Figure IV.2 : Centre de masse et centre de rigidité. 47

CHAPITRE V : Ferraillages des éléments structuraux

Figure V.1 : Dessin de ferraillage des poutres principales suivant X 66
Figure V.2 : Dessin de Ferraillage des poutres principales suivant Y 67
Figure V.3 : Dessin de Ferraillage des poutres poutre nervure 67
Figure V.4 : Dessin de Ferraillage des goussets. 68
Figure V.5 : Les sections des poteaux. 72
Figure V.6 : Détail de ferraillage de poteaux (55x55). 74
Figure V.8 : Détail de ferraillage des poteaux (65x65) et (60x60) 75
Figure V.9 : Détail de ferraillage des poteaux (75) et (70). 76
Figure V.10 : Détail de ferraillage des poteaux (75x45) et (40x70) 76
Figure V.11 : Types des voiles à ferrailé. 77
Figure V.11 : Détail de ferraillage des voiles. 82

CHAPITRE VI : Etude de l'infrastructure

Figure VI. 1 : Les efforts normaux des poteaux et des voiles à l'ELS. 84
Figure VI. 2 : Semelle isolée. 84
Figure VI. 3 : Les bulles de pression sous la semelle. 86
Figure VI. 4 : Semelle filantes sous plusieurs poteaux 88
Figure VI. 5 : Semelle filantes sous voiles. 88
Figure VI. 6 : Dessin de ferraillage de poutre de libage 1. 94
Figure VI. 7 : Dessin de ferraillage de poutre de libage 2. 94
Figure VI. 8 : Dessin de ferraillage des semelles isolées. 95
Figure VI. 9 : Dessin de ferraillage des semelles filantes sous plusieurs poteaux. 95
Figure VI.10 : Dessin de ferraillage des semelles filantes sous voiles. 95
Figure VI.11 : Plan de coffrage de fondations 96
Figure VI.12 : Dimensionnment finales des semelles en 3D. 96
Figure VI.13 : Dessin de ferraillage de longrines. 98

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 : Pré dimensionnement des poutres. 7
Tableau II.2 : Evaluation de la charge permanente des murs en simple cloison. 8
Tableau II.3 : Evaluation de la charge permanente des murs en double cloison. 8
Tableau II.4 : Evaluation de la charge permanente du plancher terrasse (Corps creux). 9
Tableau II.5 : Evaluation de la charge permanente du plancher courant (Corps creux). 9
Tableau II.6 : Charge permanente du plancher terrasse (dalle pleine). 10
Tableau II.7 : Evaluation de la charge permanente du plancher courant (Corps creux). 10
Tableau II.8 : Charge d'exploitation des différentes planchers. 11
Tableau II.9 : Calcul de l'effort normal limite. 14
Tableau II.10 : Les charges permanents. 14
Tableau II.11 : Les sur charges d'exploitation. 15
Tableau II.12 : Vérifications du 1,1$Nultime$ et NU. 15
Tableau II.13 : Vérification des dimensions selon le RPA99version2003. 16
Tableau II.14 : Vérifications du 1,1$Nultime$ et NU 17
Tableau II.15 : Vérification des dimensions selon le RPA99version2003. 17
Tableau II.16 : Vérifications du 1,1$Nultime$ et NU. 18
Tableau II.17 : Vérification des dimensions selon le RPA99 version2003. 18

CHAPITRE III : Calcul des éléments secondaires

Tableau III.1 : Les efforts exercés sur l'acrotère. 21
Tableau III.2 : Armatures verticales et horizontales. 22
Tableau III.3 : Espacement des armatures. 22
Tableau III.4 : Vérification des contraintes normales de l'acrotère. 22
Tableau III.5 : Vérification des contraintes de cisaillement de l'acortère. 22
Tableau III.6 : Charges permanentes et surcharges d'exploitation des poutrelles. 25
Tableau III.7 : Calcul des étaiements. 25
Tableau III.8 : Evaluation des charges et surcharges. 26

Tableau III.9 : Les moments maximales à l'ELU, L'ELS, et l'effort tranchant maximales. 28
Tableau III.10 : Armatures longitudinales.....28
Tableau III.11 : Vérification des contraintes normales des poutrelles. 28
Tableau III.12 : Vérification des contraintes de cisaillement des poutrelles.....29
Tableau III.13 : Charges et surcharges appliquées à la dalle pleine.....30
Tableau III.14 : Ferraillage à l'ELU (Sens X, Sens Y). 30
Tableau III.15 : Vérification des contraintes normales. Sens-X, Sens-Y.....30
Tableau III.16 : Vérification de contrainte de cisallement. 31
Tableau III.17 : Poids de la machine. 32
Tableau III.18 : Détermination des charges.....32
Tableau III.19 : Sollicitations de la dalle machine. 33
Tableau III.20 : Ferraillage à l'ELU(Sens X, Sens Y). 33
Tableau III.21 : Vérification des contraintes normales. Sens-X.....33
Tableau III.22 : Vérification des contraintes normales Sens-Y.....33
Tableau III.23 : Vérification des contraintes de cisaillement. 33
Tableau III.24 : Charge permanente de la paillasse.....35
Tableau III.25 : Charge permanente du palier de repos. 35
Tableau III.26 : Combinaisons des charges dans l'escalier. 36
Tableau III.27 : Combinaisons des charges dans l'escalier. 36
Tableau III.28 : Section d'armatures longitudinales dans l'escalier.....37
Tableau III.29 : Vérification de la section d'armatures. 37
Tableau III.30 : Section d'armatures de répartition dans l'escalier.....38
Tableau III.31 : Vérification des contraintes normales de l'escalier. 38
Tableau III.32 : Vérification des contraintes de cisaillement de l'escalier. 38
Tableau III.33 : Vérification de la flèche. 39
Tableau III.34 : Pré dimensionnement de la poutre palière.....39
Tableau III.35 : Calcul des efforts de la poutre palière. 40
Tableau III.36 : Calcul de ferraillage de la poutre palière.....40
Tableau III.37 : Vérification des contraintes normales. 40
Tableau III.38 : Vérification des contraintes de cisaillement.....40

CHAPITRE IV : Etude dynamique

Tableau IV.1 : Centre de masse et centre de torsion. 46
Tableau IV.2 : Excentricité suivant les deux directions. 47

Tableau IV.3 : Justification de coefficient de comportement R suivant X (%). 49
Tableau IV.4 : Justification de coefficient de comportement R suivant Y (%). 49
Tableau IV.5 : Facteur de qualité. 50
Tableau IV.6 : Comportement des trois premiers modes. 51
Tableau IV.7 : Comportement des modes retenir. 52
Tableau IV.8 : Les valeurs de la force sismique. 53
Tableau IV.9 : Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul. 53
Tableau IV.10 : Valeurs des moments de stabilité et de renversement. 54
Tableau IV.11 : Vérification du déplacement en tête. 55
Tableau IV.12 : Vérification des déplacements inter-étage suivant X. 56
Tableau IV.13 : Vérification des déplacements inter-étage suivant Y. 56
Tableau IV.14 : Vérification de cisaillement des poutres. 57
Tableau IV.15 : Vérification de cisaillement des poteaux. 57
Tableau IV.16 : Vérification de cisaillement des voiles suivant X. 58
Tableau IV.17 : Vérification de cisaillement des voiles suivant Y. 58
Tableau IV.18 : Vérification de l'effort normal réduit sens X. 59
Tableau IV.19 : Vérification de l'effort normal réduit sens Y. 60
Tableau IV.20 : Vérification de l'effet P-Δ. 61
Tableau IV.21 : Dimensionnement finales des éléments. 61

CHAPITRE V : Ferraillage des éléments structuraux

Tableau V.1 : La section calculées d'armatures des poutres principales (Cas ordinaire). 62
Tableau V.2 : La section calculées d'armatures des poutres principales (Cas spéciale). 63
Tableau V.3 : La section choisie d'armatures des poutres (Cas ordinaire). 63
Tableau V.4 : La section choisie d'armatures des poutres (Cas spéciale). 63
Tableau V.5 : Vérification des contraintes normales des poutres. 63
Tableau V.6 : La section calculée et choisie des poutres. 64
Tableau V.7 : Vérification sections d'armatures. 64
Tableau V.8 : Vérification des contraintes de cisaillement des poutres. 64
Tableau V.9 : Vérification préliminaire de la flèche des poutres. 64
Tableau V.10 : Vérification de la flèche des poutres principales (X). 65
Tableau V.11 : Vérification de la flèche des poutres principales (Y). 65
Tableau V.12 : Vérification de la flèche des poutres nervures. 65
Tableau V.13 : Vérification de la flèche des poutres nervures. 65

Tableau V.14 : La section calculée d'armatures des goussets. 67
Tableau V.15 : La section choisie d'armatures des goussets. 67
Tableau V.16 : Vérification des contraintes normales des goussets 68
Tableau V.17 : Vérification des contraintes de cisaillement des goussets. 68
Tableau V.18 : Vérification préliminaire de la flèche des goussets. 68
Tableau V.19 : Vérification de la flèche des goussets. 68
Tableau V.20 : Calcul de l'effort thermique. 69
Tableau V.21 : Ferraillage longitudinales. 69
Tableau V.22 : Vérification des contraintes des poutres. 70
Tableau V.23 : Vérification des contraintes de cisaillement. 70
Tableau V.24 : Vérification préliminaire de la flèche. 70
Tableau V.25 : Vérification de la flèche de poutre nervure. 70
Tableau V.26 : La section d'armatures des poteaux. 72
Tableau V.27 : Vérification des contraintes normales des poteaux. 73
Tableau V.28 : La section d'armatures transversales des poteaux. 74
Tableau V.29 : La section calculée d'armatures verticales des voiles. 78
Tableau V.30 : La section choisie d'armatures verticales des voiles. 78
Tableau V.31 : Vérification des contraintes normales des voiles. 78
Tableau V.32 : Vérification des contraintes de cisaillement des voiles. 79
Tableau V.33 : La section calculée et choisie d'armatures horizontales des voiles. 79
Tableau V.34 : Choix de la méthode de calcul. 81
Tableau V.35 : La section d'armatures des linteaux. 82
Tableau V.36 : La section choisie d'armatures des linteaux. 82

CHAPITRE VI : Etude de l'infrastructure

Tableau VI.1 : Dimensionnement des semelles isolées à l'ELS. 85
Tableau VI.2 : Vérification des contraintes des semelles isolées. 87
Tableau VI.3 : Vérification de renversement des semelles isolées. 87
Tableau VI.4 : Vérification de poinçonnement des semelles isolées. 87
Tableau VI.5 : Ferraillage principales des semelles isolées. 87
Tableau VI.6 : Dimensionnement des semelles filantes à l'ELS. 88
Tableau VI.7 : Vérification de renversement des semelles filantes. 89
Tableau VI.8 : Vérification de poinçonnement de la semelle filante. 89
Tableau VI.9 : Choix de méthode de calcul . 89

Tableau VI.10 : Ferraillages des semelles filantes sous plusieurs poteaux. 90
Tableau VI.11 : Armature de répartition des semelles filantes sous plusieurs poteaux. 90
Tableau VI.12 : Vérification de méthode de calcul. 90
Tableau VI. 13 : Ferraillages principales des semelles filantes sous voiles. 90
Tableau VI.14 : Armature de répartitions des semelle filantes sous voiles. 90
Tableau VI.15 : Pré dimensionnement des poutres de libage. 91
Tableau VI.16 : Vérification de Poinçonnement des poutres de libage. 91
Tableau VI.17 : Vérification de cisaillement des poutres de libage. 91
Tableau VI.18 : Détermination des valeurs de (F) des poutres de libage. 92
Tableau VI.19 : Ferraillage longitudinal des poutres de libage. 92
Tableau VI.20 : Ferraillage longitudinal des poutres de libage choisis. 92
Tableau VI.21 : Vérification de sections d'armatures. 93
Tableau VI.22 : Vérification des contraintes normales des poutres de libages. 93
Tableau VI.23 : La section calculée et choisie des poutres de libages. 93
Tableau VI.24 : Armateurs transversales. 93
Tableau VI.25 : Vérifications préliminaire de la flèche. 93
Tableau VI.26 : Vérification de la flèche de poutre de libage. 94
Tableau VI.27 : Ferraillage des longrines. 97
Tableau VI.28 : Vérification des contraintes normales de longrines. 97
Tableau VI.30 : Tableau des données. 98
Tableau VI.31 : Ferraillage verticale et horizontale de voile périphérique. 98
Tableau VI.32 : Vérification des contraintes normales de voile périphérique. 99
Tableau VI.33 : Vérification des contraintes de cisaillement de voile périphérique. 99

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.

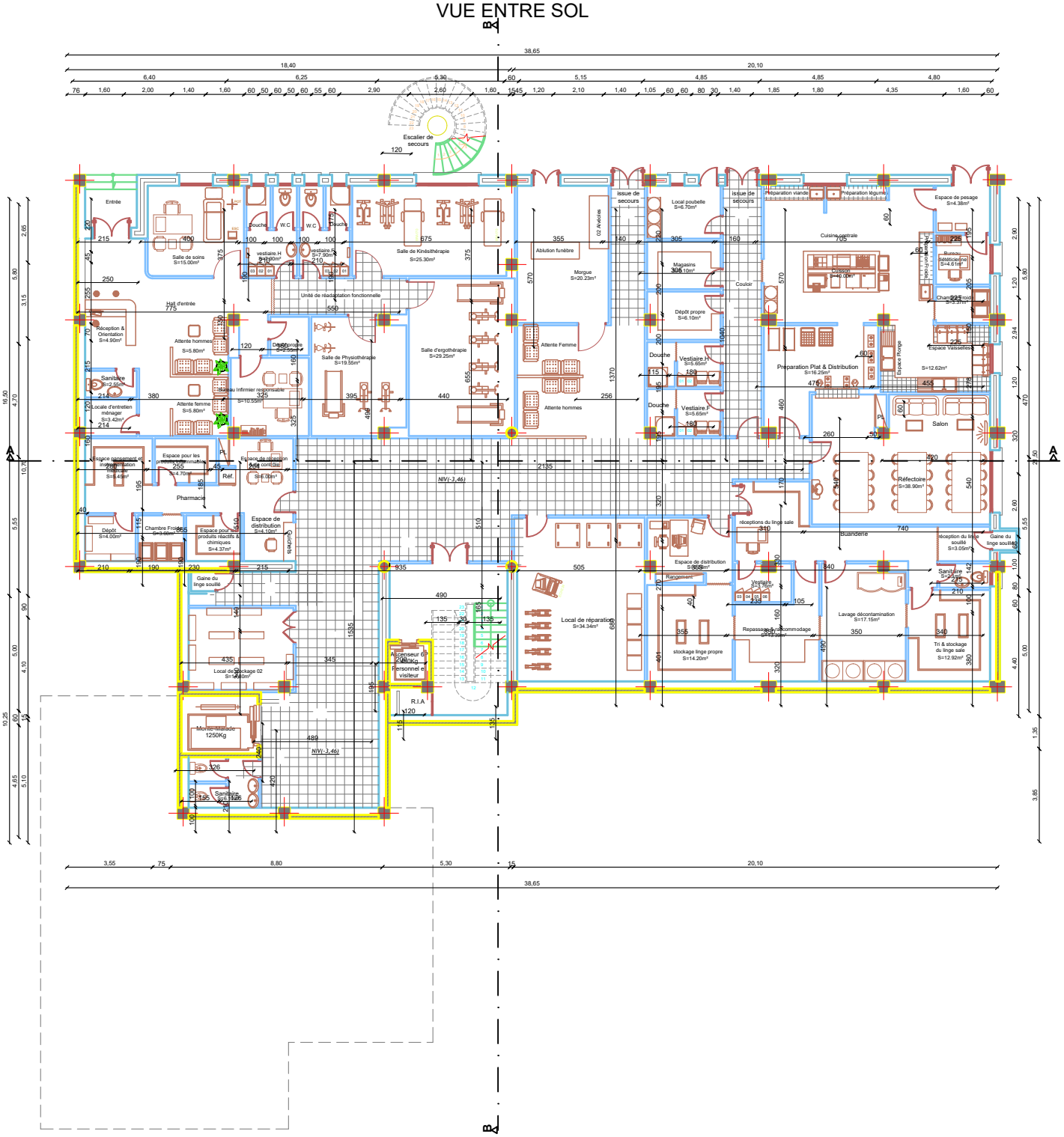
C.V : Condition vérifiée.

C.N.V : Condition non vérifiée.

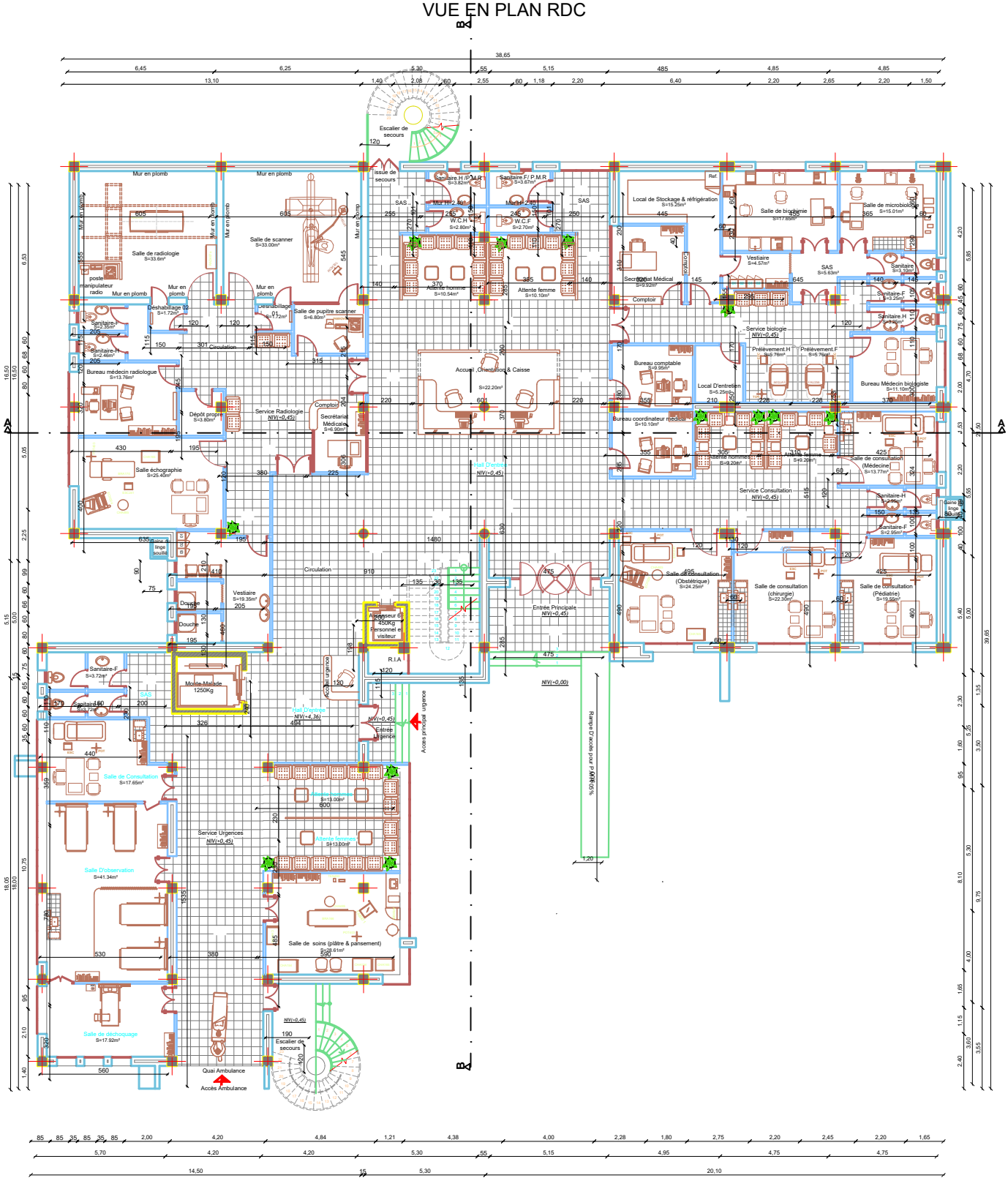
RDC : Rez-de-chaussée.

EC : Etage courant.

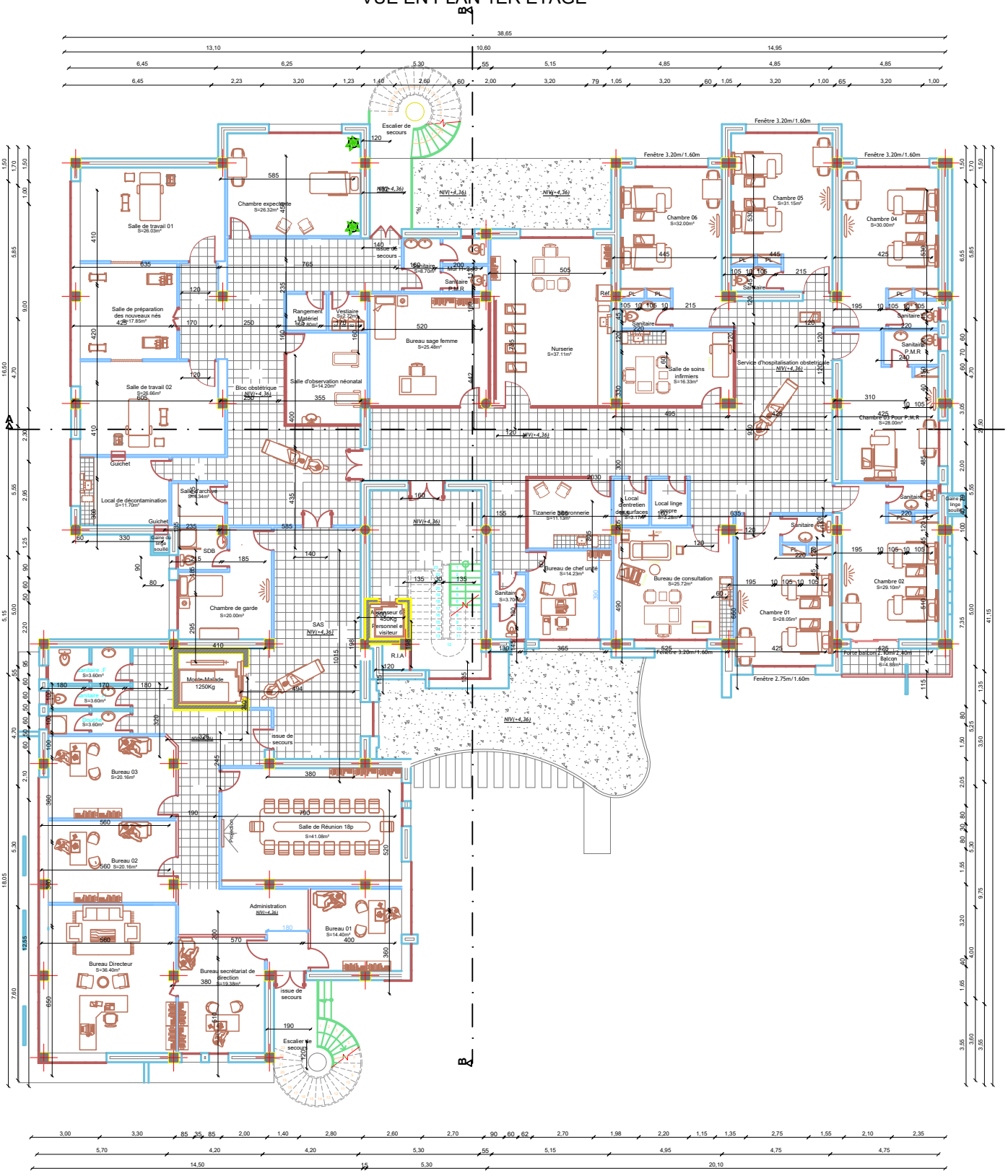
VUE ENTRE SOL



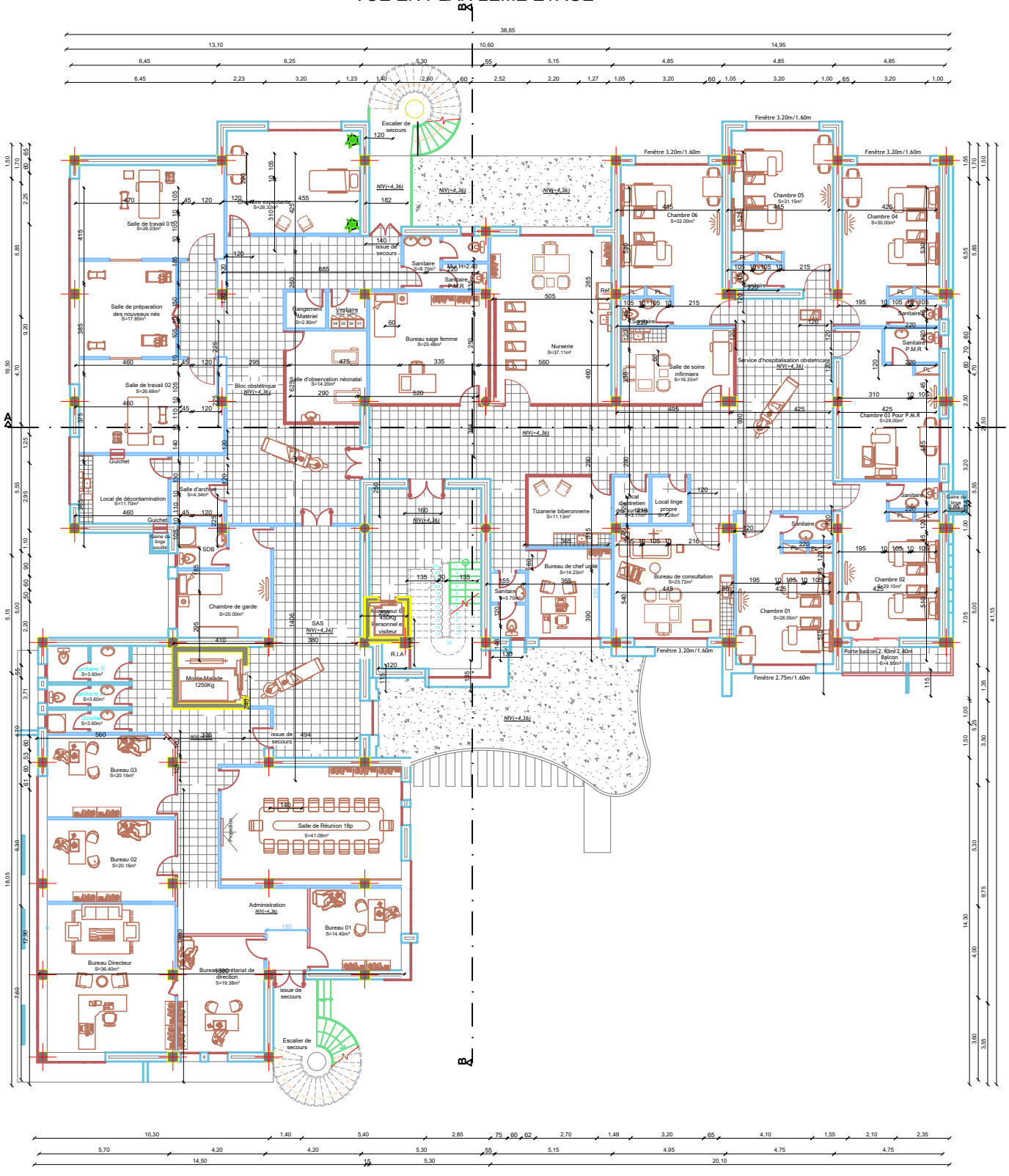
VUE EN PLAN RDC



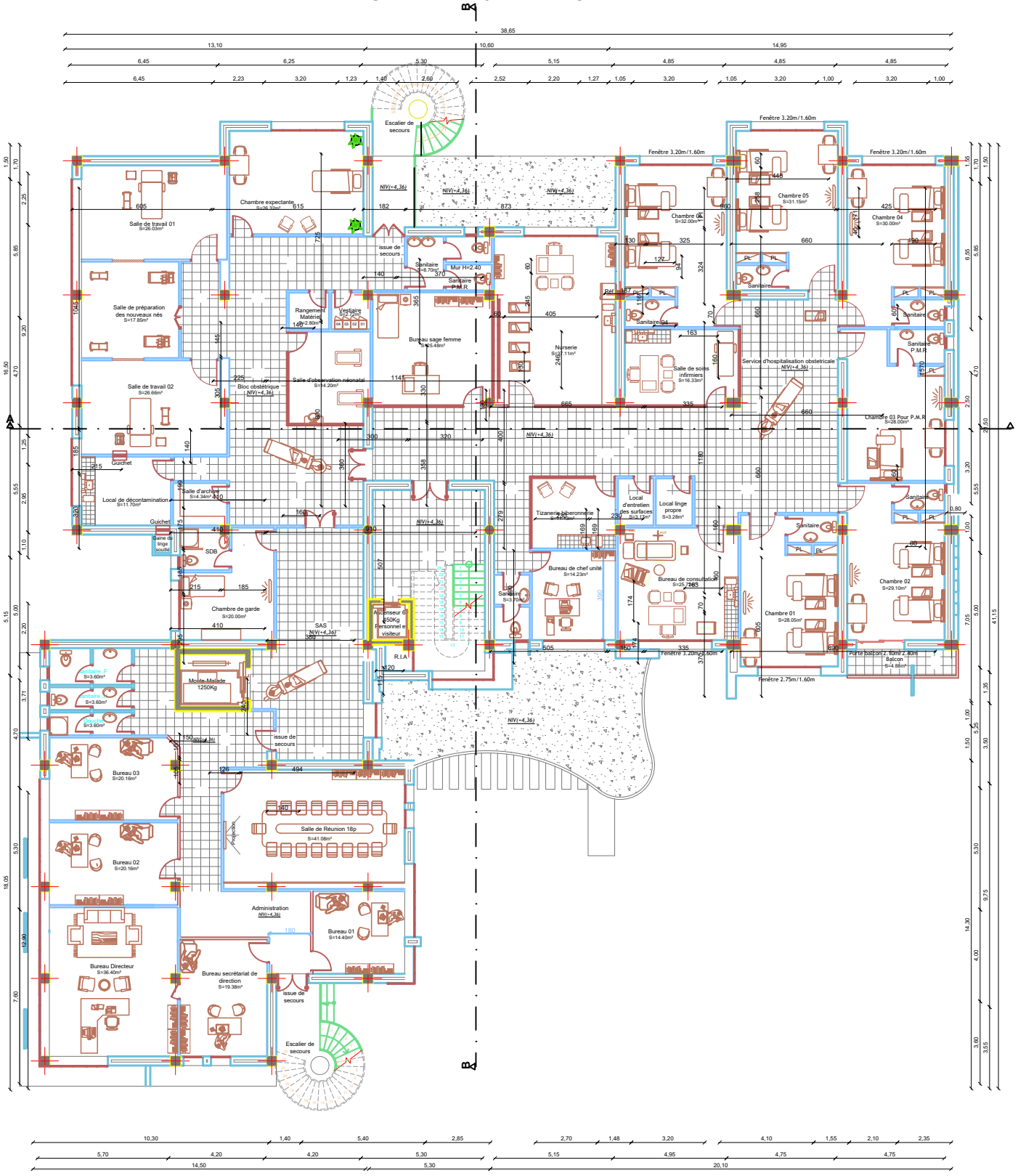
VUE EN PLAN 1ER ÉTAGE



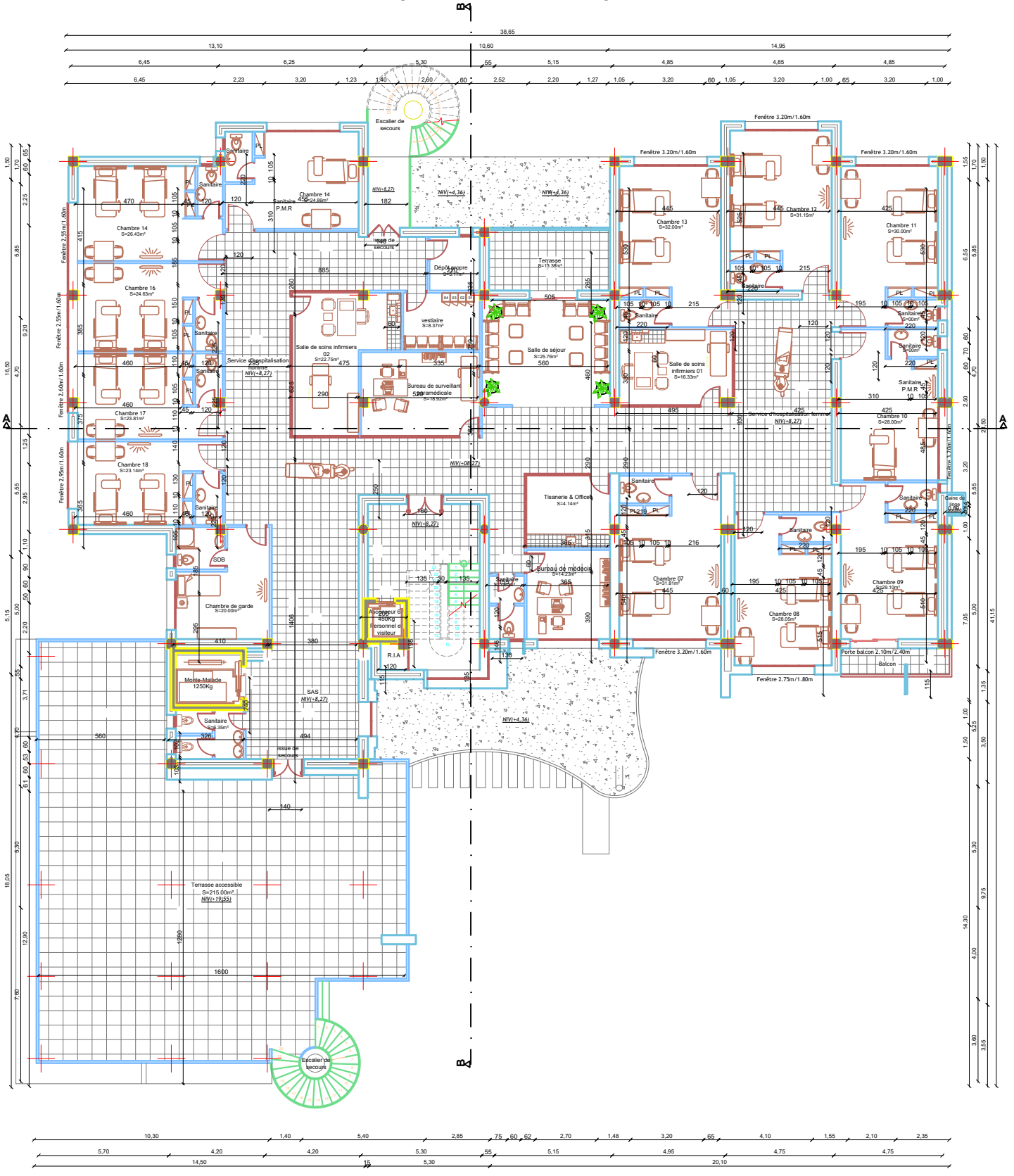
VUE EN PLAN 2EME ÉTAGE



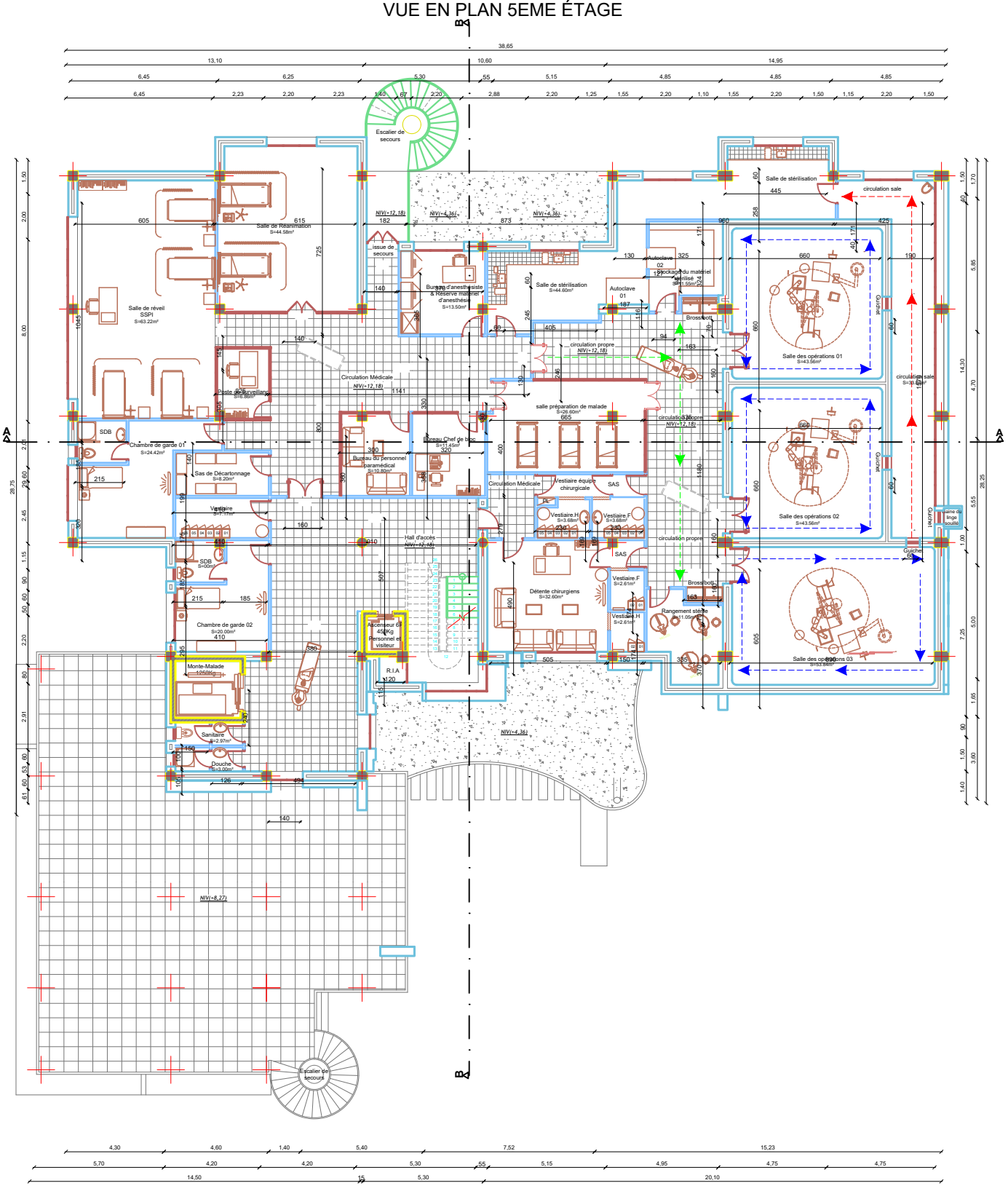
VUE EN PLAN 3EME ÉTAGE



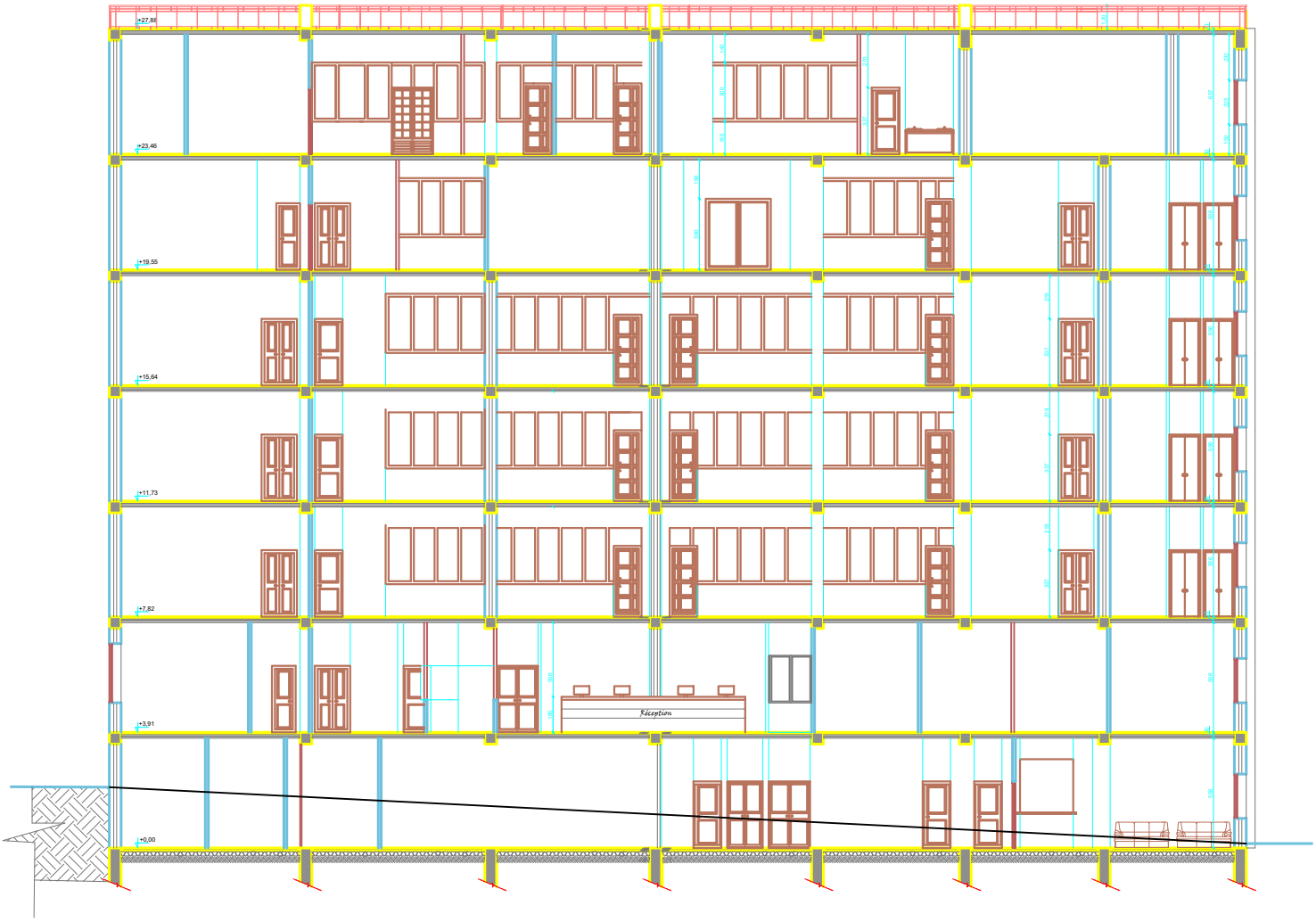
VUE EN PLAN 4EME ÉTAGE



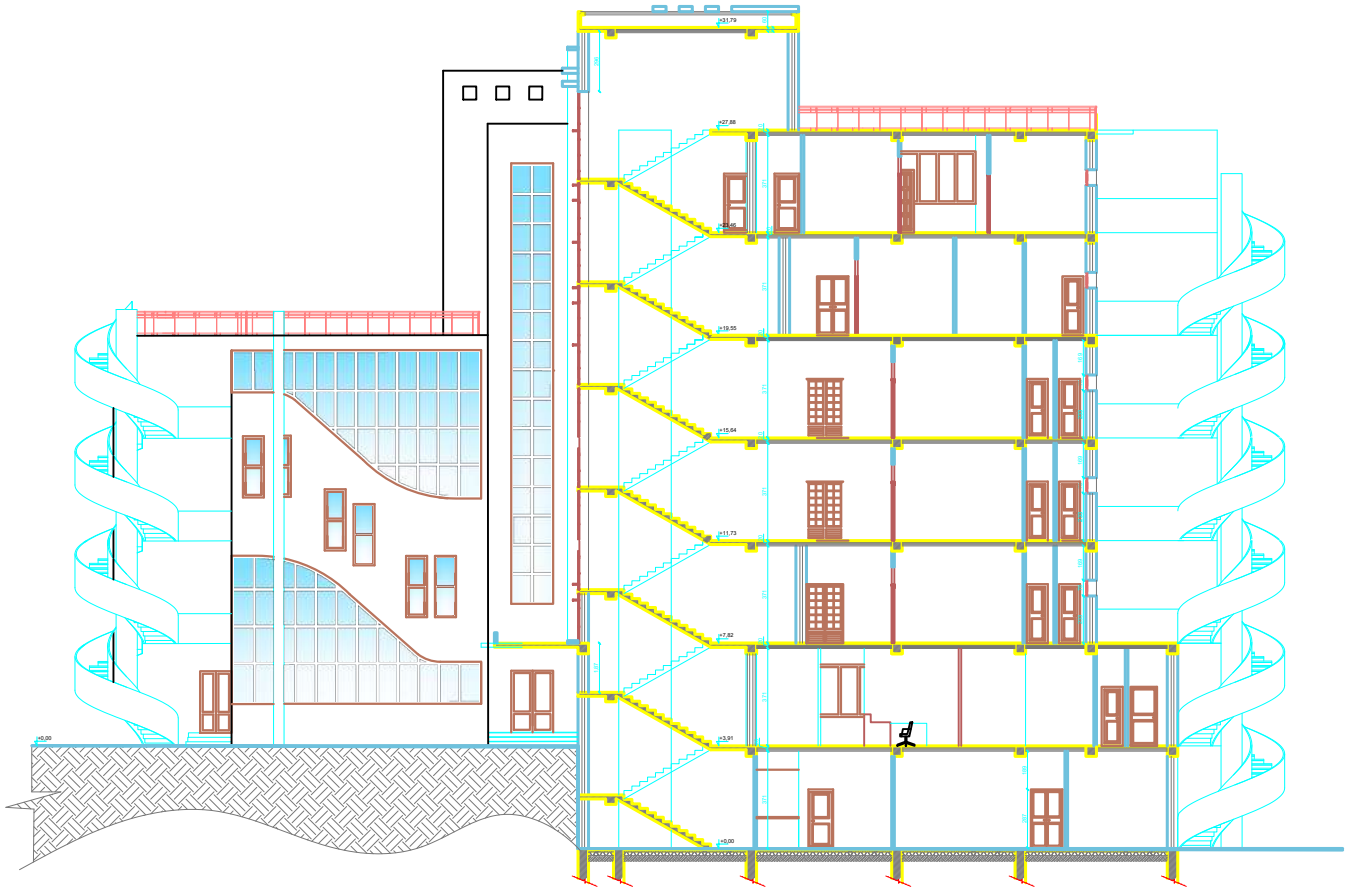
VUE EN PLAN 5EME ÉTAGE



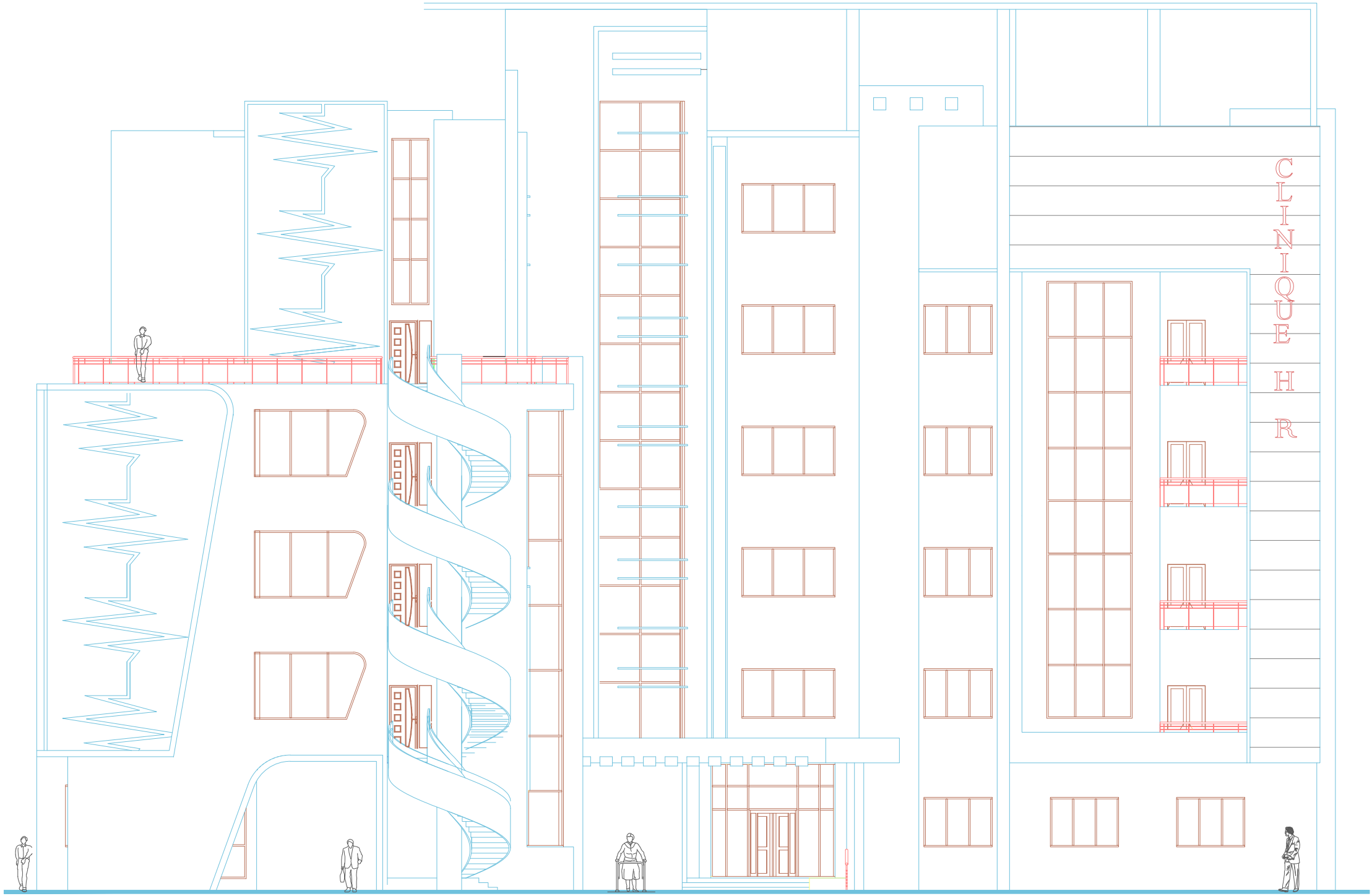
COUPE A-A



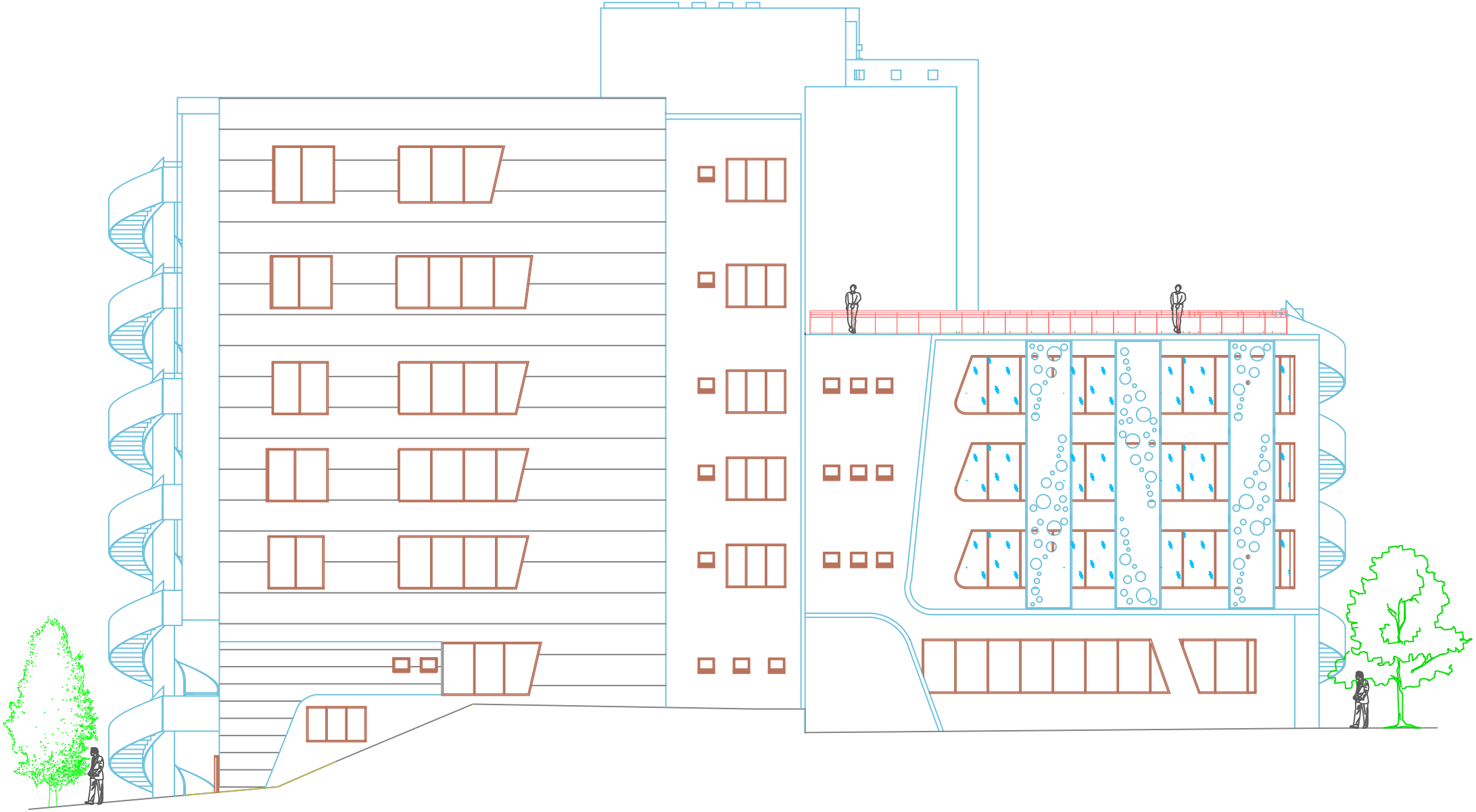
COUPE B-B



FAÇADE PRINCIPALE



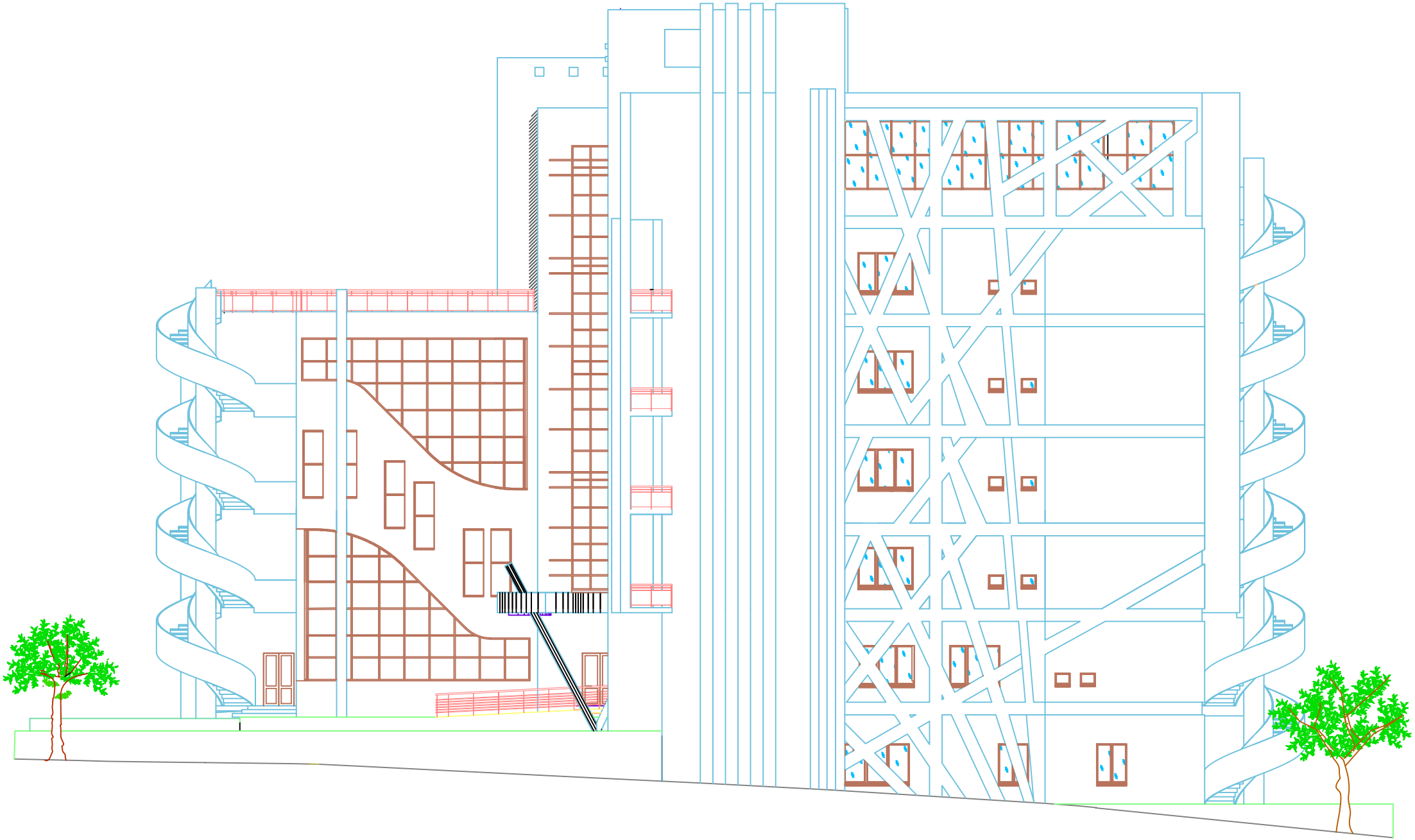
FAÇADE LATÉRALE OUEST



FAÇADE POSTÉRIEURE



FAÇADE LATÉRALE EST



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. Le bloc en question est à usage de santé (une polyclinique) constitué de entre-sol +un rez-de-chaussée (RDC) + cinq 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.
- ✓ Le calcul des éléments secondaires et les vérifications relatives nécessaires sont présentés au troisième chapitre.
- ✓ 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 interviennent dans la réponse sismique.
- ✓ Les résultats ainsi obtenus (efforts maximums) servent au calcul du ferraillage des éléments résistants (portiques et voiles). Ce dernier fait l'objectif du cinquième chapitre.
- ✓ Finalement, le calcul de l'infrastructure (fondations) se fait au sixième chapitre conformément au rapport du sol et règlementation en vigueur.

CHAPITRE I : Présentation de l'ouvrage

I.1. Introduction

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

I.2. Présentation de l'ouvrage

Notre projet d'étude est un calcul d'un bâtiment en béton armé de (Entresol +RDC+5 étages) avec (décrochement en élévation) à usages de santé (une polyclinique) 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].

I.3. Caractéristique géométrique de l'ouvrage

I.3.1. Dimensions en plan du bâtiment

- Longueur totale du bâtiment : 39,65 m.
- Largeur totale du bâtiment : 38,65 m.

I.3.2. Dimensions en élévation du bâtiment

- Hauteur de l'Entresol : 3,91 m.
- Hauteur du RDC et Etages courants : 3,91 m.
- Hauteur du dernier étage : 4,42 m.
- Hauteur totale du bâtiment : 27,88 m.

I.4. Conception parasismique

I.4.1. Classification de la zone [1]

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

I.4.2. Classification du sol [1]

Selon le rapport du sol, le site est considéré comme un site rocheux *(catégorie S1)*.

I.4.3. Classification de l'ouvrage

I.4.3.1. Selon leur importance [1]

Le bâtiment appartient au *(groupe 1A : importance vitale), (Bâtiment stratégique),* car il est à usage de santé (Bâtiments des établissements publics de santé tel que les hôpitaux et centres dotés de service des urgences, de chirurgie et obstétriques).

I.4.3.2. Selon leur configuration

I.4.3.2.1. Régularité en plan [1]

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

I.4.3.2.2. Régularité en élévation [1]

Le bâtiment a un décrochement en élévation (irrégulier en élévation).

I.4.3.3. 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 est donc écarté et le choix va se porter sur :

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

I.5. Eléments de l'ouvrage

I.5.1. 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.5.2. 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.5.3. 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.5.4. Les escaliers

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

I.5.5. Les Ascenseurs

L'ascenseur est un appareil élévateur permettant le déplacement vertical et l'accès aux différent niveaux d'un bâtiment, il est composé essentiellement de la cabine et sa machinerie.

I.5.6. Infrastructure

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

I.6. 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.6.1. 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 à minimum $f_{c28} = 25\ MPa$.

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**	0
	Déformations	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.6.2. Aciers [2]

I.6.2.1. 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
Acier HA	F_eE400	400	Tous les travaux en béton armé
Treillis soudés	TLE 520	520	Emplois courant pour : Planchers, Dallage

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="4">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="3">ELS</td><td>Fissuration préjudiciable</td><td>Armatures à haute adhérence $\overline{\sigma_s}$</td><td>201,63 MPa</td></tr>
<tr><td>Fissuration très préjudiciable</td><td>Armatures à haute adhérence $\overline{\sigma_s}$</td><td>165 MPa</td></tr>
<tr><td colspan="2">Fissuration peu nuisible</td><td>Aucune vérification à faire</td></tr>
</table>

CHAPITRE II : Prédimensionnement des éléments structuraux

II.1. Introduction

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

II.2. Pré dimensionnement des planchers

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

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

II.2.2. Planchers à corps creux [2]

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

$$\frac{L}{25} \leq h_t \leq \frac{L}{20} \ , \ h_t \geq \frac{L}{22,5}$$

Dans notre projet les travées sont longs donc on adopte une solution de créer des poutres à mi- travée.

Pour notre projet : L= 275 cm (la plus longue portée mesurée à nu d'appuis).

$$\frac{275}{25} \leq h_t \leq \frac{275}{20} \Rightarrow 11,00 \text{ cm} \leq h_t \leq 13,75 \text{ cm}$$

$$h_t \geq \frac{275}{22,5} \Rightarrow ht \geq 12,22 \text{ cm}$$

On adopte : h_t = 20 cm.

$h_t = d + e \Rightarrow h_t = 16+4$ cm.

Avec : d : l'épaisseur du corps creux ;e : l'épaisseur de la dalle de compression.

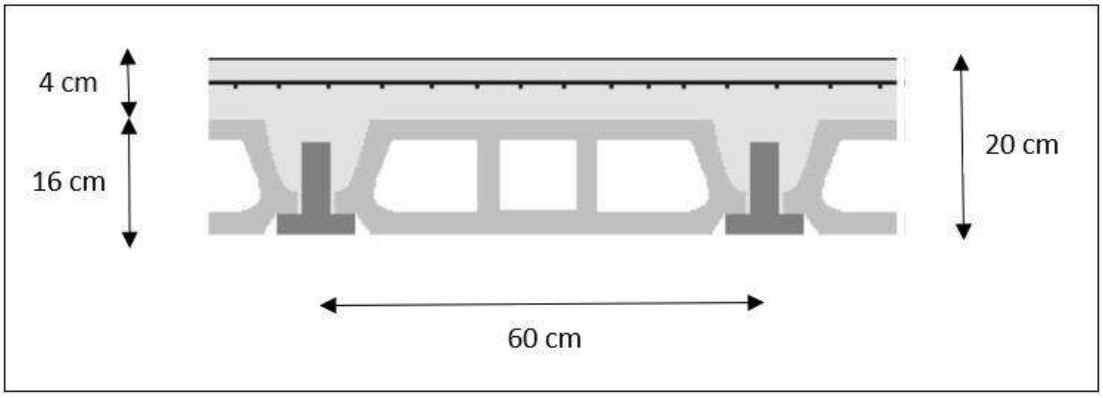


Figure II.1 : Coupe du plancher à corps creux.

II.2.3. Planchers dalles pleines [2]

L'épaisseur des dalles pleines doit vérifier la condition de résistance, donnée en fonction de la nature des appuis sur lesquels repose la dalle.

Critère de résistance

Pour le cas de notre structure, on a :

- Dalle reposant sur trois ou 4 appuis :

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

L : la plus petite portée entre nus des appuis.

e : épaisseur de la dalle.

- Dalle reposant sur 4 appuis, on a : L = 1,90 m.

$$\frac{190}{35} \leq e \leq \frac{190}{30} \Rightarrow 5{,}42 \text{ cm} \leq e \leq 6{,}33 \text{ cm}$$

Sécurité contre l'incendie

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

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

On adopte e = 15 cm.

II.3. Pré dimensionnement des poutres

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

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

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

h : la hauteur de la poutre ; b : la largeur de la poutre.

Tableau II.1 : Pré dimensionnement des poutres.

	Poutres principales (X)	**Poutres Principales (Y)**	**Poutre (nervure)**
Conditions de résistance	L= 610 cm ⇒ 40,67cm ≤ h ≤ 61 cm On adopte : **h = 45cm** ⇒ 13,5cm ≤ b ≤ 31,5cm On adopte : **b=30cm**	L= 550 cm ⇒ 30,67cm ≤ h ≤ 55cm On adopte : **h=45cm** ⇒ 13,5 cm ≤ b ≤ 31,5 cm On adopte : **b=30cm**	L= 610 cm ⇒ 40,67cm ≤ h ≤ 61 cm On adopte : **h = 40cm** ⇒ 12 cm ≤ b ≤ 28 cm On adopte : **b=30cm**
Vérification selon le RPA 99 (version 2003) Art.7.5	b = 30cm ≥ 20cm h = 45cm ≥ 30cm h/b = 1,5 ≤ 4,0 **Conditions vérifiées**	b = 30cm ≥ 20cm h = 45cm ≥ 30cm h/b = 1,5 ≤ 4,0 **Conditions vérifiées**	b = 30cm ≥ 20cm h = 40cm ≥ 30cm h/b = 1,33 ≤ 4,0 **Conditions vérifiées**
Condition de rigidité $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$	$\frac{h}{L} = 0,07 \geq \frac{1}{16} = 0,0625$ **Condition vérifiée**	$\frac{h}{L} = 0,08 \geq \frac{1}{16} = 0,0625$ **Condition vérifiée**	$\frac{h}{L} = 0,07 \geq \frac{1}{16} = 0,0625$ **Condition vérifiée**

- **Sections adoptées :**

Pour les poutres principales (sens X), on adopte la section : **(b×h) = 30×45 cm².**

Pour les poutres principales (sens Y), on adopte la section : **(b×h) = 30×45 cm².**

Pour les poutres principales (nervure), on adopte la section : **(b×h) = 30×40 cm².**

II.4. Evaluation des charges

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

II.4.2. Charges permanentes [3]

II.4.2.1. Maçonnerie [3]

a) Murs intérieurs (simple cloison) [3]

Tableau II.2 : 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.3 : 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.4.2.2. Plancher corps creux [3]

a) Plancher terrasse [3]

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

N°	Composants	Épaisseur (m)	Poids surfacique (kN/m²)
1	Gravillon roulé (8/15)	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.5 : 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	0,10	1,62
	G (kN/m²)	**5,96**	

II.4.2.3. Plancher dalle pleine [3]

a) Plancher Terrasse [3]

Tableau II.6 : Charge permanente du plancher terrasse (dalle pleine).

N°	Composants	Épaisseur (m)	Poids surfacique (kN/m^2)
1	Gravillon roulé (8/15)	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/m^2)	**8,45**	

b) Plancher étage courant [3]

Tableau II.7 : Evaluation de la charge permanente du plancher courant (Corps creux).

N°	Composants	Épaisseur (m)	Poids surfacique (kN/m^2)
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	0,10	1,62
	G (kN/m^2)	**6,91**	

II.4.3. Charges exploitation [3]

Après une comparaison préliminaire, qui est illustré par un exemple dans la figure II.2, on constate les charges exploitations dans le tableau suivant :

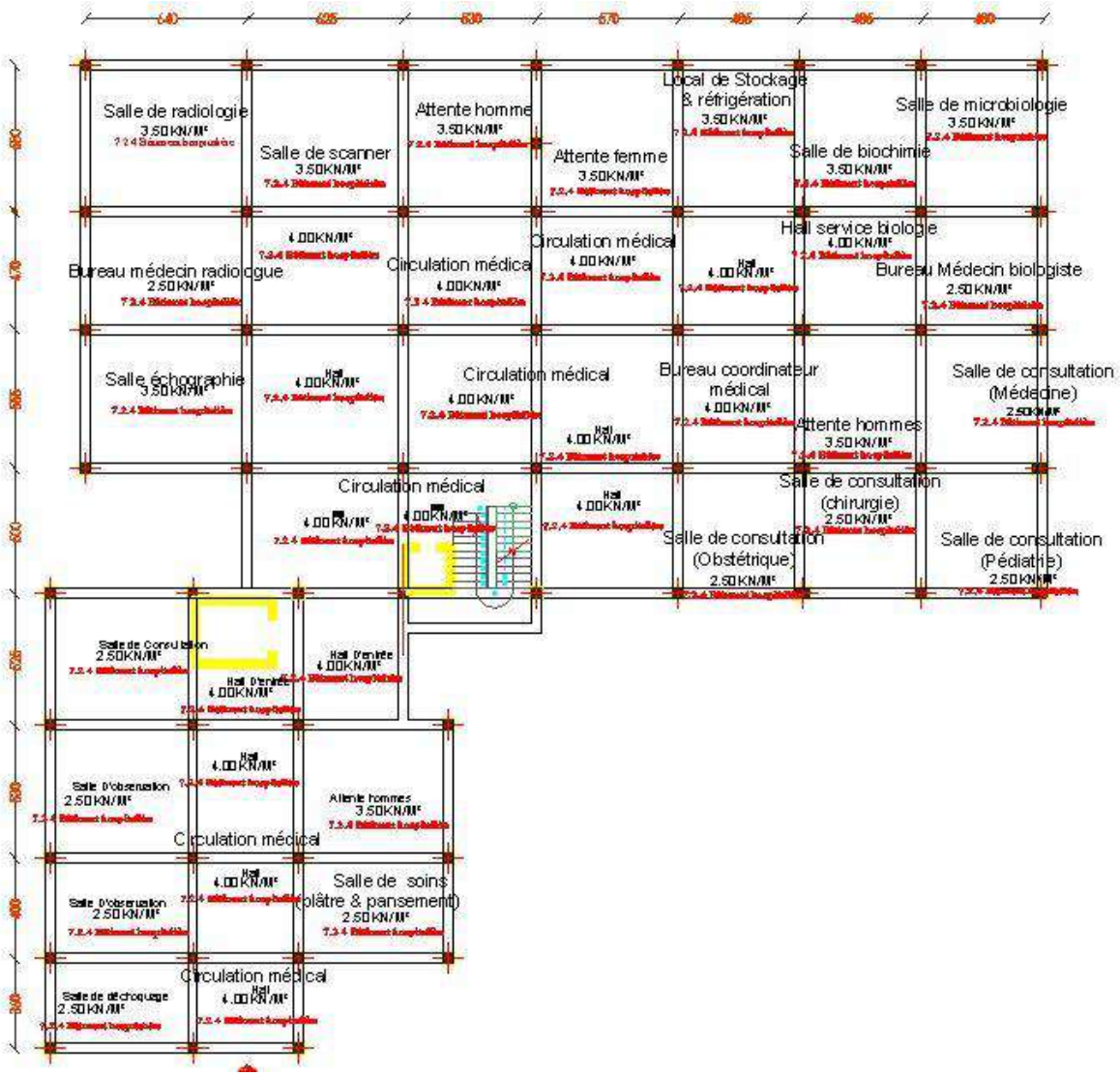


Figure II. 2 : Exemple de détermination des charges d'exploitations.

Tableau II.8 : Charge d'exploitation des différentes planchers.

Étage	Usage	Q (kN/m²)
5ème	Terrasse accessible	1,5
4ème	Bâtiment hospitalier	4
3ème	Bâtiment hospitalier	4
2ème	Bâtiment hospitalier	4
1ère	Bâtiment hospitalier	4
RDC	Bâtiment hospitalier	4
Entre-Sol	Bâtiment hospitalier	4

II.5. Pré dimensionnement des poteaux

Pour le pré-dimensionnement des poteaux on utilisera un calcul basé sur la descente des charges qui a pour but, l'évaluation des actions de charges permanentes et d'exploitation ; donc le poteau sera pré-dimensionné sous l'effet de l'effort normal ultime de compression. Dans notre projet on a trois types de section des poteaux : section carrée, section circulaire, section rectangulaire, on fait le pré dimensionnement de chaque section de poteau.

II.5.2. Les dimensions des poteaux [2]

On a commencé avec les sections minimales exigées par le RPA99v2003**,** elles ne sont pas vérifiées donc on a augmenté les sections jusqu'à leurs vérifications avec l'effort normal admissible.

II.5.3. Etapes de pré dimensionnement [2]

- Choix du poteau le plus sollicité
- Calcul de la capacité portante $\overline{N}$ du poteau
- Détermination des charges permanentes et d'exploitation revenant à ce poteau.
- Vérification de l'effort normal ultime majoré.
- Vérification des dimensions de la section transversale des poteaux selon les conditions du RPA99v2003 : « Art 7.4.1 ».

On doit respecter la formule suivante :

$$N_u \leq \overline{N} = \alpha\left(\frac{B_r . f_{c28}}{0{,}9 . \gamma_b} + A\frac{f_e}{\gamma_s}\right)$$

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

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

$$\begin{cases} \alpha = \dfrac{0{,}85}{1 + 0{,}2\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} & \text{Si } \lambda \leq 50 \\ \alpha = 0{,}30\left(\dfrac{50}{\lambda}\right)^2 & \text{Si } 50 \leq \lambda \leq 70 \end{cases}$$

$i = \frac{b}{\sqrt{12}}$ (sec. Rectangulaire); $i = \frac{D}{4}$; (sec. Circulaire);

λ : l'élancement mécanique;

i : rayon de giration;

l_0 : longueur du poteau ;

l_f: longueur de flambement ;

f_{c28}=25 MPa;

f_e=400 MPa ;

Situation durable : (γ_b=1,5 ; γ_s=1,15).

II.5.3.1. Choix du poteau le plus sollicité

Après une comparaison préliminaire, on constate qu'on a trois poteaux les plus sollicités :

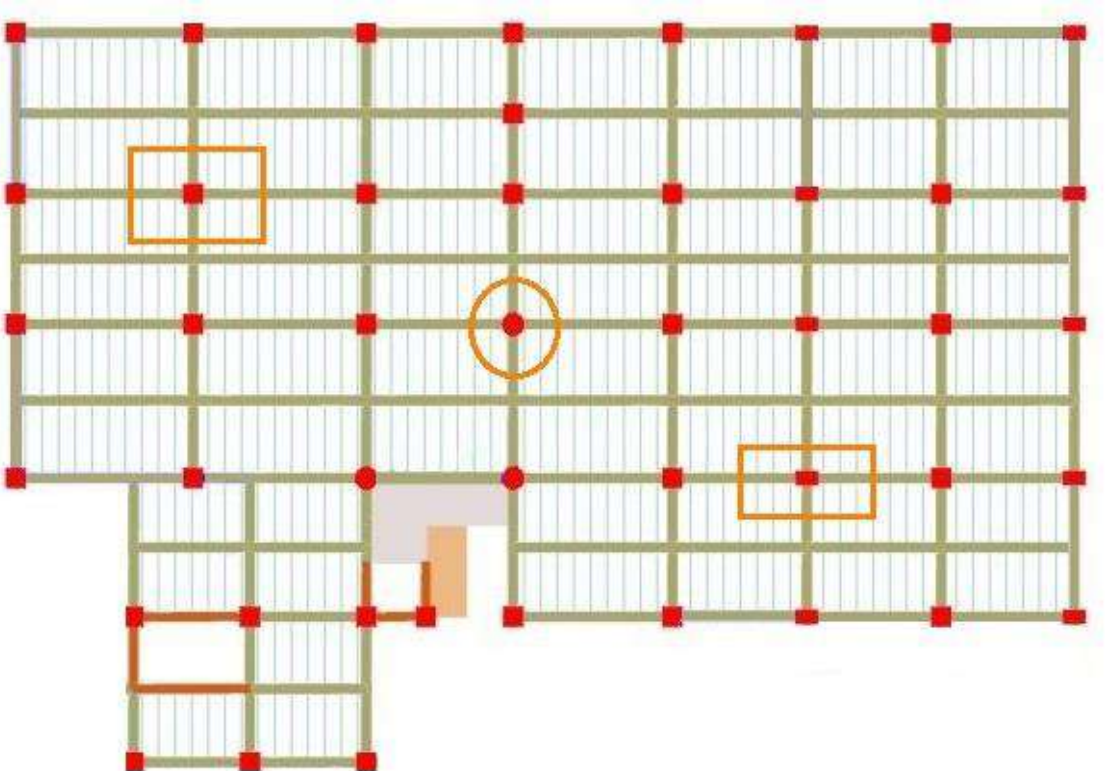


Figure II.3 : Position des poteaux plus sollicités.

II.5.3.1.1. Poteau carrée

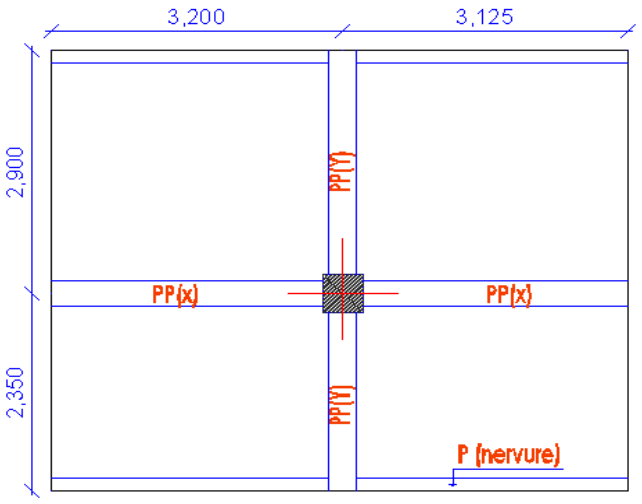


Figure II.4 : Surface de plancher supportée par le poteau carrée le plus sollicité**.**

II.5.3.1.1.1. Calcul de la capacité portante $\bar{N}$

Tableau II.9 : Calcul de l'effort normal limite.

Étage	Dimension (Cm^2)	B_r (mm^2)	L_0 (m)	L_f (m)	i (m)	λ	α	A_s (mm^2)	$\bar{N}$(kN)
5ème	45×45	184900	4,42	3,13	0,130	24,06	0,777	202,5	2713,85
4ème	45x45	184900	3,91	2,76	0,130	21,28	0,791	202,5	2765,79
3ème	50×50	230400	3,91	2,76	0,144	19,16	0,802	250	3491,43
2ème	50×50	230400	3,91	2,76	0,144	19,16	0,802	250	3491,43
1ère	50x50	230400	3,91	2,76	0,144	19,16	0,802	250	3491,43
RDC	55×55	280900	3,91	2,76	0,159	17,41	0,810	302,5	4298,21
Entre-Sol	55×55	280900	3,91	2,76	0,159	17,41	0,810	302,5	4298,21

II.5.3.1.1.2. Détermination des charges permanentes et charges d'exploitation

- $G_{plancher}$ = poids de plancher × $S_{plancher}$.
- $G_{(poutres\ principales\ ou\ secondaires)}$ = b × h × L× poids volumique du béton armé.
- G_{poteau} = b × h × h_e × poids volumique du béton armé.

Avec : Poids volumique du béton armé = 25 kN/m^3.

Tableau II.10 : Les charges permanents.

Étage	h(m)	Sp(m^2)	G_{poteau}	$G_{pp.X}$	$G_{pp.Y}$	G_{poutre}	$G_{plancher}$	G_{niveau}	$G_{cumulé}$
5éme	4,42	27,99	22,38	19,83	16,20	18,08	166,84	243,32	243,32
4éme	3,91	27,99	19,79	19,83	16,20	18,08	166,84	240,74	484,06
3éme	3,91	27,98	24,44	19,66	16,03	18,08	166,74	244,94	729,00
2éme	3,91	27,98	24,44	19,66	16,03	18,08	166,74	244,94	973,95
1ére	3,91	27,98	24,44	19,66	16,03	18,08	166,74	244,94	1218,89
RDC	3,91	27,95	29,57	19,49	15,86	18,08	166,60	249,60	1468,49
Entre-Sol	3,91	27,95	29,57	19,49	15,86	18,08	166,60	249,60	1718,09

Pour déterminer les charges d'exploitation, on utilise la loi de dégression (DTR B.C.2.2 charges permanentes et charges d'exploitation)

- **Loi de dégression :** « DTR B.C.2.2 » [3].

$Q_0+\frac{3+n}{2n}(Q_1 + Q_2+\ldots\ldots\ldots\ldots Q_n)$

Tableau II.11 : Les sur charges d'exploitation.

Niveau	St (m^2)	$Q_{plancher}$(Kn)	$Q_{étage}$(kN)		$\frac{3+n}{2n}$	$Q_{cumulé}$(kN)
5ème (terrasse)	33,21	1,5	Q_0	49,81	-	49,81
4ème	33,21	4	Q_1	132,83	1	182,63
3ème	33,21	4	Q_2	132,83	0,95	302,18
2ème	33,21	4	Q_3	132,83	0 ,90	408,44
1ère	33,21	4	Q_4	132,83	0,85	501,41
RDC	33,21	4	Q_5	132,83	0,80	581,11
Entre -Sol	33,21	4	Q_6	132,83	0,75	647,52

II.5.3.1.1.3. Vérification de l'effort normal ultime

L'effort normal (N_{ultime}) doit être majore de (10%) pour le poteau le plus sollicité voisin de poteau de rive. On vérifie la capacité portante dans le Tableau. II.12 :

- $N_{ultime} = 1,35G + 1,5Q$
- $N_U = 1,1N_{ultime}$

Tableau II.12 : Vérifications du $1,1N_{ultime}$ et N_U.

Étage	G(kN)	Q(kN)	N_{ultime}	$1,1N_{ultime}$	$\overline{N_U}$(kN)	$1,1\ N_{ultime} \leq \overline{N_U}$(kN)
5ème	243,32	49,81	403,20	443,52	2713,85	**Condition vérifiée**
4ème	484,06	182,63	927,44	1020,18	2765,79	**Condition vérifiée**
3ème	729,00	302,18	1437,42	1581,16	3491,43	**Condition vérifiée**
2ème	973,95	408,44	1927,48	2120,23	3491,43	**Condition vérifiée**
1ère	1218,89	501,41	2397,62	2637,38	3491,43	**Condition vérifiée**
RDC	1468,49	581,11	2854,12	3139,54	4298,21	**Condition vérifiée**
Entre-Sol	1718,09	647,52	3290,71	3619,78	4298,21	**Condition vérifiée**

II.5.3.1.1.4. Vérification des dimensions selon RPA99version2003 [3]

Tableau II.13 : Vérification des dimensions selon le RPA99version2003.

Condition à vérifiée	Application de condition		Vérification
Min (b_1, h_1) ≥ 30 cm	45 ≥ 30		**Condition vérifiée**
Min (b_1, h_1) ≥ $\frac{h_e}{20}$	5ème	45 ≥ 22,1	**Condition vérifiée**
	4ème ,3ème ,2ème	50 ≥ 19,55	
	1ère, RDC, entre –sol	55 ≥ 19,55	
0,25 ≤ b_1/ h_1 ≤ 4	5ème	0,25 ≤ 1 ≤ 4	**Condition vérifiée**
	4ème ,3ème ,2ème	0,25 ≤ 1 ≤ 4	
	1ère, RDC, entre –sol	0,25 ≤ 1 ≤ 4	
$b_{max} \leq 1,5h_1 + b_1$	5ème	30 ≤ 112,5	**Condition vérifiée**
	4ème ,3ème ,2ème	30 ≤ 125	
	1ère, RDC, entre –sol	30 ≤ 137,5	
d ≤ Max ($\frac{b_1}{2}$; $\frac{h_1}{2}$)	5ème	15 ≤ 22,5	**Condition vérifiée**
	4ème ,3ème ,2ème	20 ≤ 25	
	1ère, RDC, entre –sol	25 ≤ 27,5	

II.5.3.1.2. Poteau circulaire

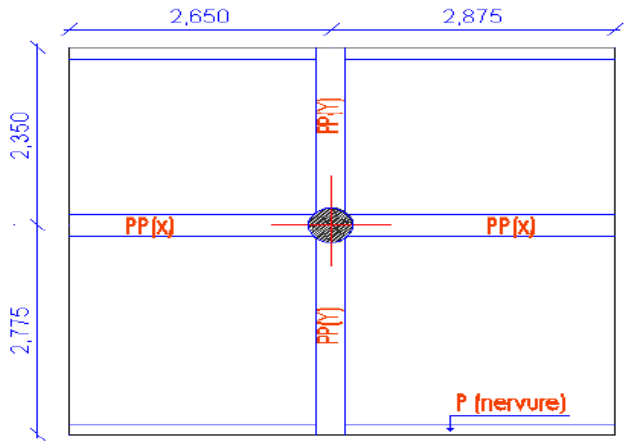


Figure II.5 : Surface de plancher supportée par le poteau circulaire le plus sollicité.

II.5.3.1.2.1. Vérification de l'effort normal ultime

Tableau II.14 : Vérifications du $1{,}1N_{ultime}$ et N_U

Étage	D(cm)	N_{ultime}	$1{,}1N_{ultime}$	$\overline{N_U}$(kN)	$1{,}1\ N_{ultime} \leq \overline{N_U}$(kN)
5ème	55	377,54	415,29	3267,33	**Condition vérifiée**
4ème	55	865,26	951,79	3323,54	**Condition vérifiée**
3ème	55	1334,70	1468,17	3323,54	**Condition vérifiée**
2ème	55	1785,86	1964,45	3323,54	**Condition vérifiée**
1ère	60	2224,11	2446,53	4019,47	**Condition vérifiée**
RDC	60	2644,08	2908,49	4019,47	**Condition vérifiée**
Entre-Sol	60	3045,77	3350,34	4019,47	**Condition vérifiée**

II.5.3.1.2.2. Vérification des dimensions selon RPA99version2003 [3]

Tableau II.15 : Vérification des dimensions selon le RPA99version2003.

Condition à vérifié	Application de condition		Vérification
D = 35	5ème,4ème,3ème,2ème étages D = 55		**Condition vérifiée**
	1ère étage ,RDC ,Entre-sol D = 60		**Condition vérifiée**
$D \geq \frac{h_e}{15}$	5ème étage	55 ≥ 27,47	**Condition vérifiée**
	4ème,3ème,2ème étages	55 ≥ 24,07	**Condition vérifiée**
	1ère étage ,RDC ,Entre-sol	60 ≥ 24,07	**Condition vérifiée**

II.5.3.1.3. Poteau Rectangulaire

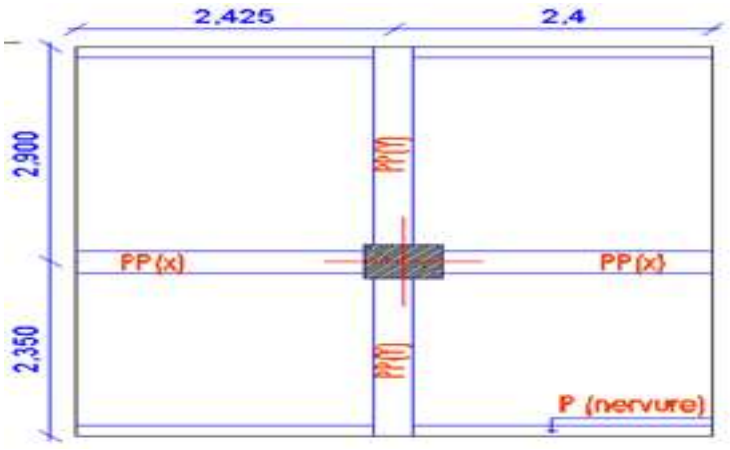


Figure II.6 : Surface de plancher supportée par le poteau rectangulaire le plus sollicité.

II.5.3.1.3.1. Vérification de l'effort normal ultime

Tableau II.16 : Vérifications du $1{,}1N_{ultime}$ et N_U.

Étage	b*h(cm²)	N_{ultime}	$1{,}1N_{ultime}$	$\overline{N_U}$(kN)	$1{,}1\ N_{ultime} \leq \overline{N_U}$(kN)
5ème	60x35	443,90	488,30	2659,40	**Condition vérifiée**
4ème	60x35	855,12	940,63	2739,90	**Condition vérifiée**
3ème	60x35	1251,05	1376,15	2739,90	**Condition vérifiée**
2ème	60x35	1631,70	1794,87	2739,90	**Condition vérifiée**
1ère	60x40	2000,68	2200,75	3237,21	**Condition vérifiée**
RDC	60x40	2354,40	2589,83	3237,21	**Condition vérifiée**
Entre-Sol	60x40	2692,82	2962,11	3237,21	**Condition vérifiée**

II.5.3.1.3.2. Vérification des dimensions selon RPA99V2003 [2]

Tableau II.17 : Vérification des dimensions selon le RPA99 version2003.

Condition à vérifiée	Application de condition			Vérification
Min (b_1, h_1) ≥ 30 cm	35 ≥ 30			**Condition vérifiée**
Min (b_1, h_1) ≥ $\frac{h_e}{20}$	5ème	35 ≥ 22,1		**Condition vérifiée**
	4ème ,3ème,2ème	35 ≥ 19,55		
	1ère, RDC, entre –sol	40 ≥ 19,55		
0,25 ≤ b_1/ h_1 ≤ 4	5ème ,4ème ,3ème ,2ème	0,25 ≤ 0,58 ≤ 4		**Condition vérifiée**
	1ère, RDC, entre –sol	0,25 ≤ 0 ,66 ≤ 4		
$b_{max} \leq 1,5h + b_1$	5ème ,4ème ,3ème ,2ème	30 ≤ 127,5	30 ≤ 102,5	**Condition vérifiée**
	1ère, RDC, entre –sol	30 ≤ 127,5	30 ≤ 107,5	
d ≤ Max ($\frac{b_1}{2}$; $\frac{h_1}{2}$)	5ème ,4ème ,3ème ,2ème	30 ≤ 30	5 ≤ 30	**Condition vérifiée**
	1ère, RDC, entre –sol	30 ≤ 30	10 ≤ 30	

II.6. Les goussets

Sont pré-dimensionnés avec le critère de résistance :

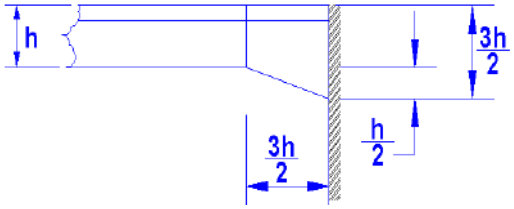


Figure II.7 : Règles de pré dimensionnement de goussets.

$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$, L_{max} = 9,20m.

$\frac{920}{15} \leq h \leq \frac{920}{10} \Rightarrow 61{,}33 \leq h \leq 92{,}0$ cm

On adopte h = 60 cm

$\frac{3h}{2}$ = 90 cm , $\frac{h}{2}$ = 30 cm.

II.7. Les longrines

Les dimensions minimales des longrines sont données par [1] :

$$\begin{cases} Min \begin{matrix} (25\text{x}30)\ \text{cm}^2 \Rightarrow \text{site de catégorie S2 ou S3} \\ (30\text{x}30)\ \text{cm}^2 \Rightarrow \text{site de catégorie S4} \end{matrix} \end{cases}$$

Notre site est de *(catégorie S1)* → (30×30) cm.

II.8. Les voiles

II.8.2. Pré dimensionnement des voiles [1]

Pour le pré dimensionnement de cet élément le RPA99version2003 [1] « Art 7.7.1 », on exige une épaisseur minimale est de 15 cm. De plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h.

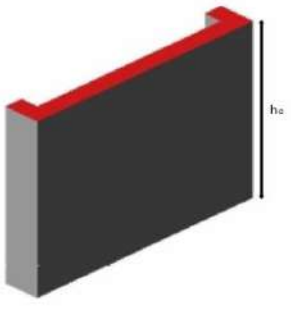
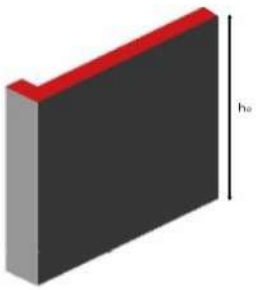
	
$a \geq \frac{he}{25}$	$a \geq \frac{he}{22}$
$h_e = h_{étage} - h_{Ps}$	$L \geq 4.a$

Figure II.8 : Règles de pré dimensionnement des voiles.

- **Voiles de contreventement**

h_e = 3,97 m

a ≥ 18,04 cm, on adopte a = 20 cm.

- **Voiles de périphérique**

A = a+5 donc : a = 25cm.

II.9. CONCLUSION

Les résultats obtenus ne sont pas définitifs, ils sont susceptibles d'être changés après avoir effectué le calcul dynamique et après vérification des flèches des éléments porteurs.

CHAPITRE III :
Calcul des éléments secondaires

III.1. Introduction

L es 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.

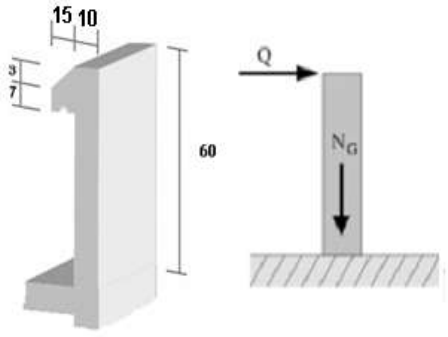


Figure III.1 : Acrotère (dimensions et charges exercées).

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 cm²/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	$\overline{\sigma_s}$ '	$\overline{\sigma_b}$	$\overline{\sigma_s}$	$\overline{\sigma_s}$ '	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

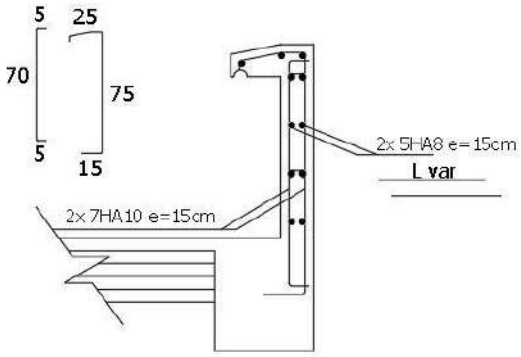


Figure III. 2 : Dessin de ferraillage de l'acrotère.

III.3. Plancher a 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 :

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

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

Avec :

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

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

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

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

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

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

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

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

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

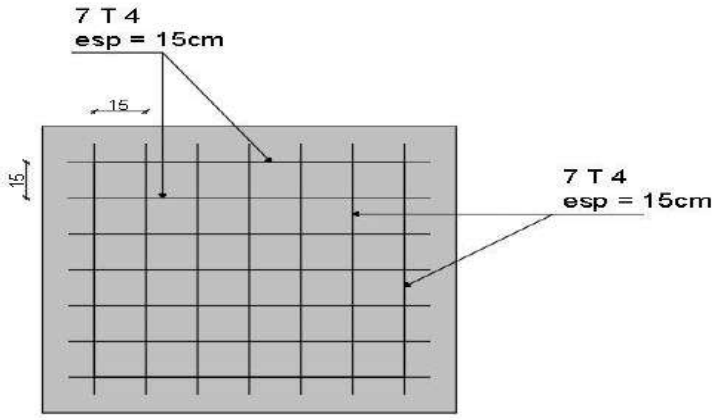


Figure III.3 : Disposition des armatures de la dalle de compression.

III.3.2. Les poutrelles

Les poutrelles sont préfabriquées, elles sont soumises aux charges (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.3.2.1. Avant coulage

Avant coulage du béton, la poutrelle est considérée comme une poutre simplement appuyée, est soumise à son poids propre, à celui des entrevous et à la surcharge dû à l'ouvrier

III.3.2.1.1. Evaluation des charges

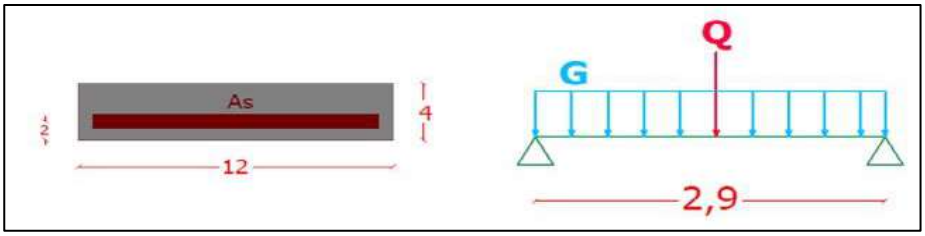


Figure III.4 : Poutrelle avant coulage.

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

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 2,90 = 1,45 kN	1,45

- **Vérification de la flèche**

$$f_{max} < \bar{f}$$

$$\text{Avec : } f_{max} = \frac{5 \times GL^4}{384 \times EI} + \frac{Ql^3}{48EI}, \quad \bar{f} = \begin{cases} \frac{L(cm)}{500} & \text{si } L \leq 5m \\ \frac{0{,}5+L}{1000} & \text{si } L > 5m \end{cases}$$

$$f_{max} = \frac{5GL^4}{384EI} + \frac{QL^3}{48EI} = \frac{5 * 0{,}72 * 2900^4}{384 * 10819 * 6{,}4 * 10^5} + \frac{1{,}45 * 2900^3}{48 * 10819 * 6{,}4 * 10^5}$$

$$f_{max} = 95{,}87 \text{ mm}$$

$$f_{max} = 95{,}87 \text{ mm} \leq \bar{f} = 5{,}8 \text{ mm} \quad \textbf{Condition non vérifiée.}$$

Tableau III.7 : Calcul des étaiements.

Nombre d'étais	**L (m)**	**G(kN/ml)**	**Q (kN)**	**E (MPa)**	**I (m^4)**	**f (mm)**	**$\bar{f}$ (mm)**	**$f \leq \bar{f}$**
0	2,9	0,72	1,45	10819	$6{,}4x10^{-7}$	95,87	5,8	**Non Vérifiée**
1	1,45	0,72	1	10819	$6{,}4x10^{-7}$	5,99	2,90	**Non Vérifiée**
2	0,97	0,72	1	10819	$6{,}4x10^{-7}$	1,18	1,93	**Vérifiée**

On doit prévoir 2 étaiements de 0,97 m de distance.

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/m²)	Q (KN/m²)	P_U (KN/m)	P_S (KN/m)
Plancher terrasse	5,96x0,60= 3,576	1,5x0,60=0,9	6,18	4,48
Plancher courant	5,96x0,60= 3,576	4x0,60=2,4	8,43	5,98

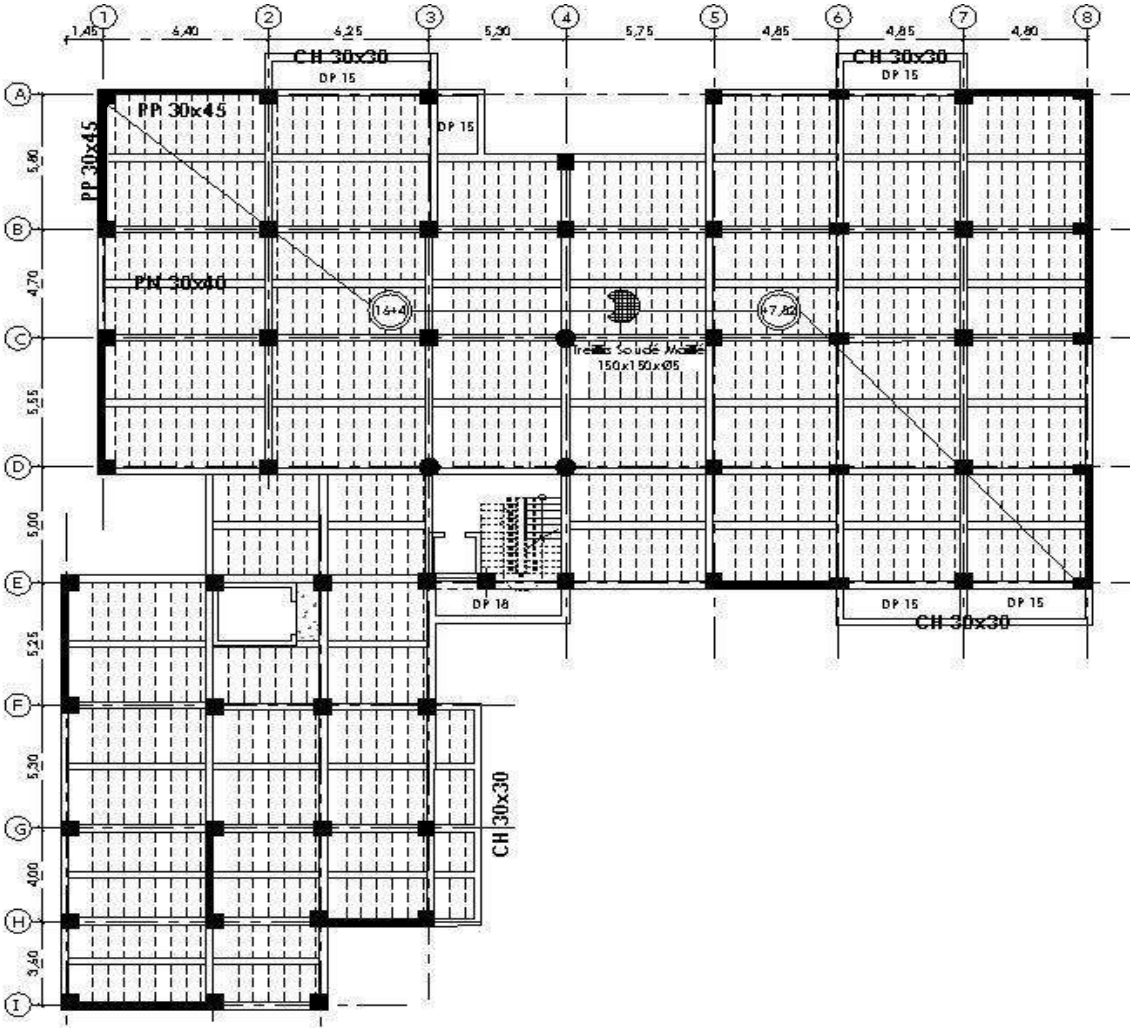


Figure III. 5 : Sens des poutrelles (Coffrage plancher).

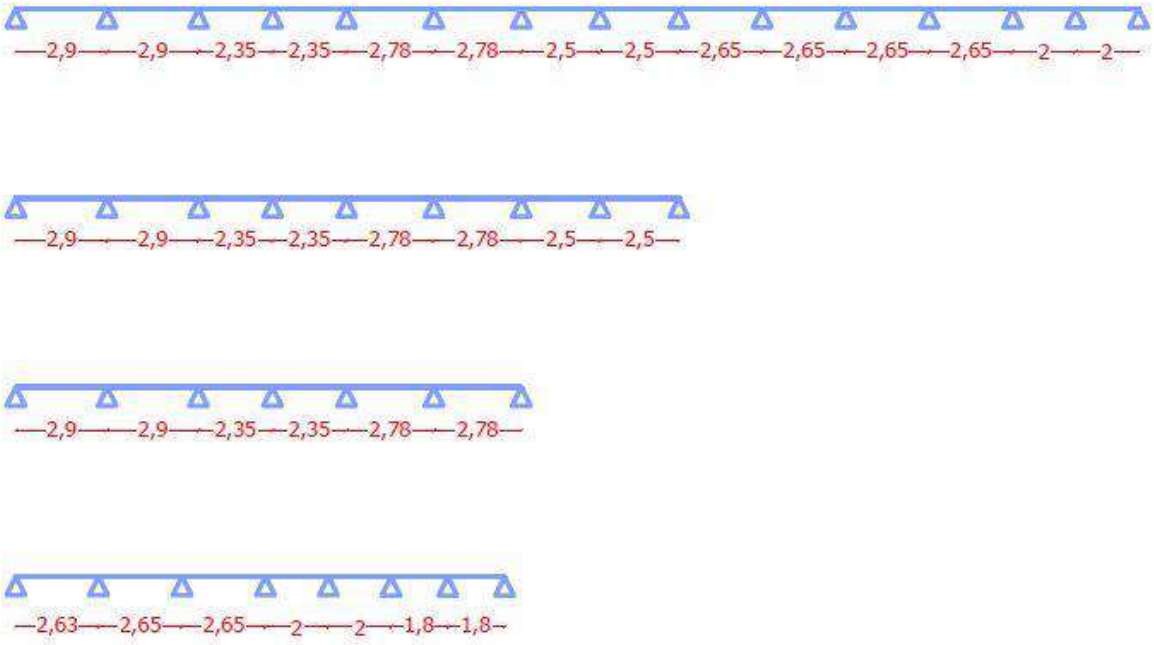


Figure III. 6 : Types des poutrelles.

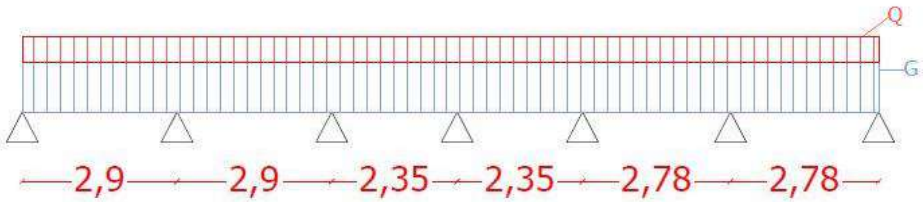


Figure III. 7 : Schéma statique équivalent de poutrelle avec les dimensions des travées.

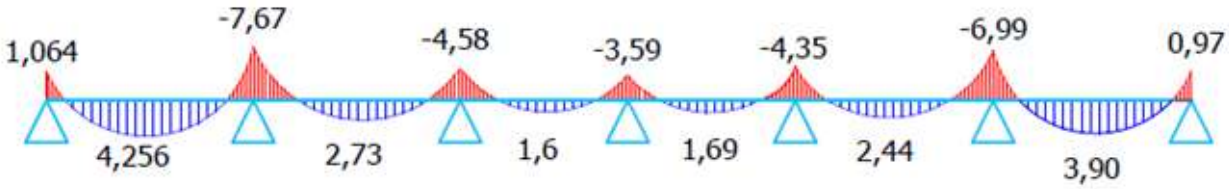


Figure III. 8 : Diagramme des moments à l'ELU.

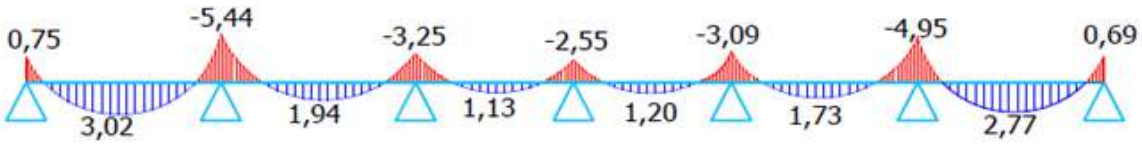


Figure III. 6 : Diagramme des moments à l'ELS.

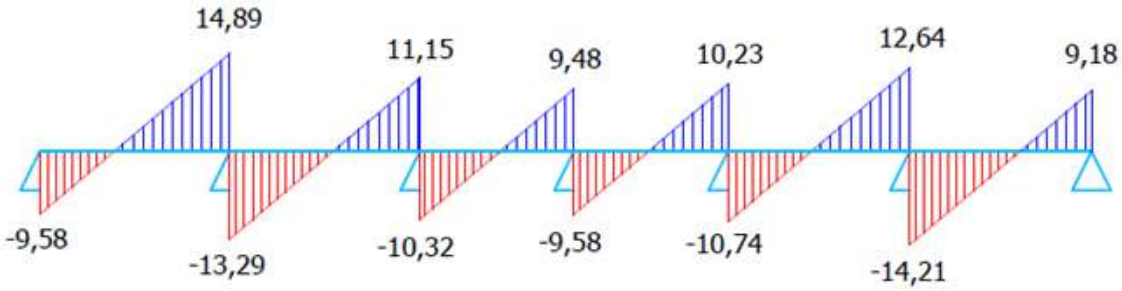


Figure III. 8 : Diagramme d'effort tranchant à l'ELU.

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

Moment	ELU	ELS
M_{tmax} (kN.m)	4,256	3,02
M_{amax}(kN.m)	-7,67	-5,44
T(kN)	14,87	/

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	0,69	0,00
	choisi	3HA8 =1,51cm²	1HA10 = 0,79cm²
Appuis	calculées	0,00	1,53
	choisi	3HA8 = 1,51 cm²	1HA10+1ChpHA12 = 1,92 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}	$\sigma_{b\ travée}$	$\sigma_{b\ appui}$	$\overline{\sigma_b}$	Oui
3,016	-5,44	1,77	7,88	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
14,89	1,032	3,33	Oui	20	20	2HA6 = 0,57 cm²

III.3.2.2.5. 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) :

$$M_0 = M_{ser} = \frac{p_{ser} \times L^2}{8} = 6{,}87 \text{ kN.m.}$$

$$\frac{h}{l} = \frac{20}{290} = 0{,}07 \geq \frac{M_t}{15 \times M_0} = \frac{3{,}02}{10 \times 6{,}87} = 0{,}02 .$$

$$\frac{A}{b \times d} = \frac{1{,}51}{20 \times 17{,}5} = 0{,}004 \leq \frac{3{,}6}{feE} = \frac{3{,}6}{400} = 0{,}009.$$

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

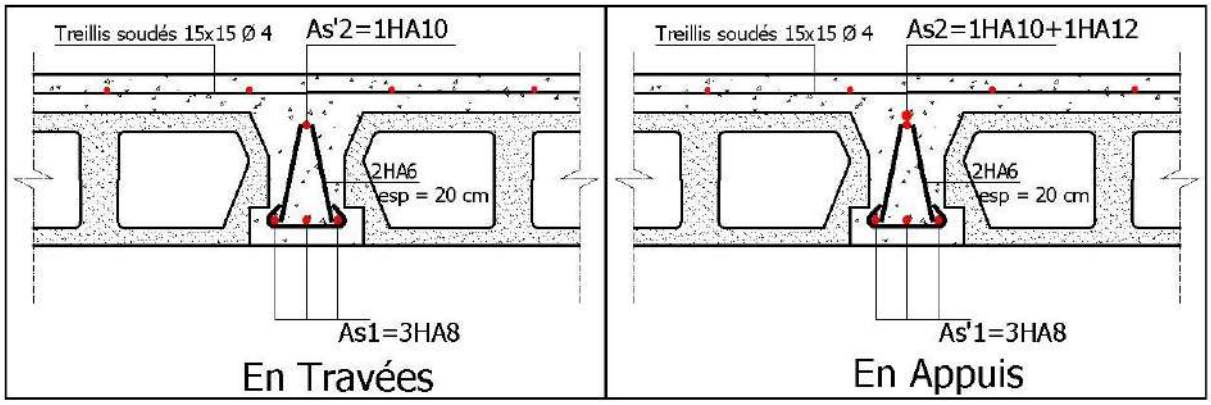


Figure III.9 : Dessin de ferraillage des poutrelles.

III.4. 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.

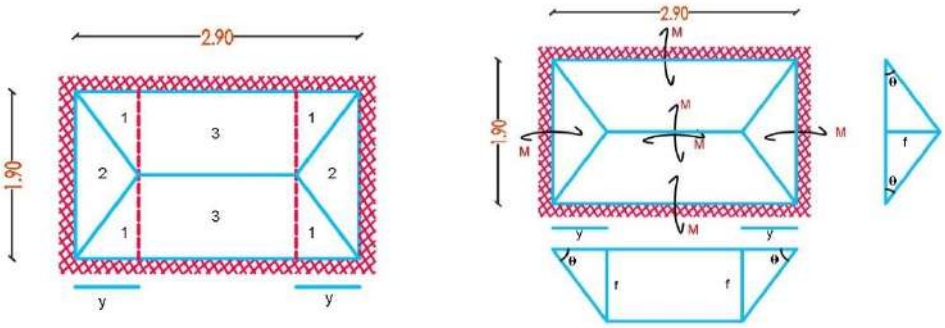


Figure III.10 : Les encastrements et les dimensions de la dalle pleine.

Tableau III.13 : 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
6,91	3,50	14,58	10,41	2,00
6,91	2,50	13,08	9,41	1,79

III.4.1. 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**.**

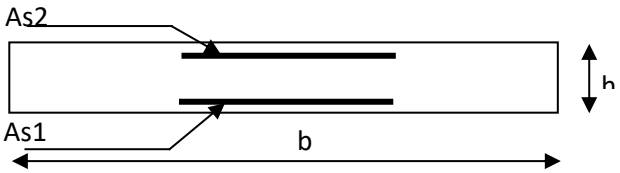


Figure III.11 : Section de calcul.

Tableau III.14 : Ferraillage à l'ELU (Sens X, Sens Y).

b(cm)	e(cm)	$M_{travée}$	M_{appui}	As_1	As_2	As_1	As_2
100	15	2,00	2,00	0,46	0,46	7HA8 = 3,52 cm²	7HA8 =3,52 cm²

III.4.2. Vérification des contraintes normal à L'ELS [2]

Tableau III.15 : Vérification des contraintes normales. Sens-X, Sens-Y.

	M_{ser} (kN.m)	σ_b (MPa)	$\overline{\sigma_b}$ (MPa)	Vérifiée	σ_s (MPa)	σ_s ' (MPa)	$\overline{\sigma_s}$ (MPa)	Vérifiée
Travée	0,51	0,13	15	Oui	1,25	1,25	201,63	Oui
Appui de rive	-0,39	0,10	15	Oui	0,98	0,98	201,63	Oui
Appui intermédiare	-0,66	0,16	15	Oui	1,62	1,62	201,63	Oui

III.4.3. Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU [2]

Tableau III.16 : Vérification de contrainte de cisallement.

	T_u(kN)	Tmax	Tadm	Vérifiée
Sens X	10,68	0,085	1,16	Oui
Sens Y	9,23	0,073	1,16	Oui

III.4.4. 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) :

$$\frac{h}{l_x} = \frac{15}{190} = 0{,}078 \geq \frac{M_t}{20 \times M_0} = \frac{0{,}51}{20 \times 0{,}51} = 0{,}05.$$

$$\frac{A_x}{b \times dx} = \frac{3{,}52}{100 \times 12{,}5} = 0{,}002 \leq \frac{2}{feE} = \frac{2}{400} = 0{,}005.$$

$$\frac{Ay}{b \times dy} = \frac{3{,}52}{100 \times 11{,}7} = 0{,}003 \leq \frac{2}{feE} = \frac{2}{400} = 0{,}005.$$

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

III.5. Dalle machine

III.5.1. Introduction

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

III.5.2. Pré dimensionnement de la dalle

On a deux condition à vérifiées :

- **Critère de résistance**

Pour une dalle reposant sur 3 ou 4 appuis :

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

Avec : L_x : la plus petite portée de la dalle mesurée entre nus des appuis [L_{max} = 2,30 m]

e : l'épaisseur de la dalle.

Alors :

$$\frac{230}{45} \leq e \leq \frac{230}{40} \quad \Rightarrow \quad 5{,}11 \leq e \leq 5{,}75$$

➢ **Condition de L'E.N. A**

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

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

On a deux types d'ascenseurs (Monte malade, Personnes), on étudie la dalle de monte malade qui supporte deux machine.

➢ **Charges permanentes**

Tableau III.17 : Poids de la machine.

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

Poids de la machine supportée q = $\frac{\Sigma \text{ Pi}}{S} = \frac{17300}{8,28}$ = 2089 kg/m² = 20,89 kN/m².

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

G = (20,89x2) +6,25 = 48,03 kN/m².

➢ **Charges exploitations**

Q = 1250 kg (concentrée).

Q = 1,50 kN/m² (répartie).

Tableau III.18 : Détermination des charges.

G (kN/m²)	Q (kN/m²)	P_u (kN/m²)	P_{ser} (kN/m²)
48,03	1,5	67,10	49,53

III.5.4. Détermination des sollicitations

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.

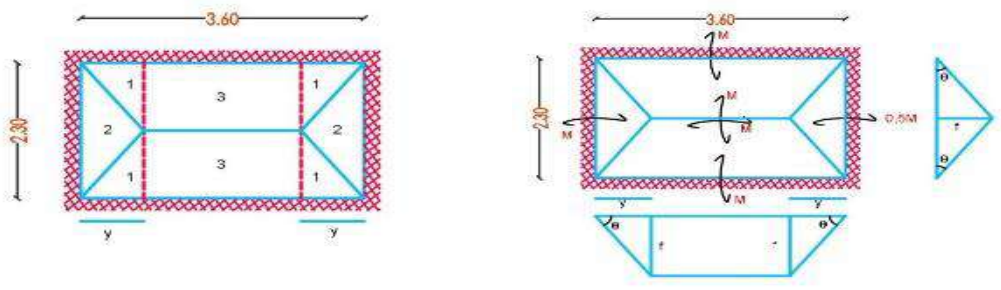


Figure III.12 : Les encastrements et les dimensions de la dalle machine.

Tableau III.19 : Sollicitations de la dalle machine.

Cas	M (kN.m)	Mt (kN.m)	Max (kN.m)	May (kN.m)
ELU	0,150 x Pu = 10,06	10,06	10,06	5,03

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

III.5.5. Calcul de ferraillage à L'ELU

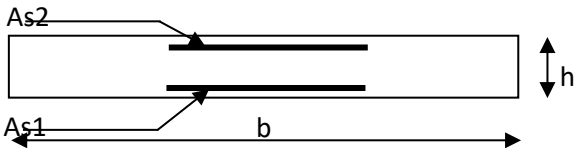


Figure III.13 : Section de calcul.

Tableau III.20 : Ferraillage à l'ELU(Sens X, Sens Y).

b(cm)	e(cm)	$M_{travée}$	M_{appui}	As_1	As_2	As_1	As_2
100	25	10,06	10,06	1,29	1,29	7HA10 = 5,50 cm²	7HA10 = 5,50 cm²

III.5.6. Vérification des contraintes normales à L'ELS [2]

Tableau III.21 : Vérification des contraintes normales. Sens-X.

	M_{ser} (kN.m)	σ_b (MPa)	$\overline{\sigma_b}$ (MPa)	Vérifiée	σ_s (MPa)	σ_s' (MPa)	$\overline{\sigma_s}$ (MPa)	Vérifiée
Travée	18,13	1,71	15	Oui	19,80	0,00	201,63	Oui
Appui de rive	-6,40	0,58		Oui	0,00	6,99		Oui
Appui intermédiare	-10,66	0,97		Oui	0,00	11,64		Oui

Tableau III.22 : Vérification des contraintes normales Sens-Y.

	M_{ser} (kN.m)	σ_b (MPa)	$\overline{\sigma_b}$ (MPa)	Vérifiée	σ_s (MPa)	σ_s' (MPa)	$\overline{\sigma_s}$ (MPa)	Vérifiée
Travée	8,00	0,75	15	Oui	8,74	0,00	201,63	Oui
Appui	-10,66	0,97		Oui	0,00	11,64		Oui

III.5.7. Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU [2]

Tableau III.23 : Vérification des contraintes de cisaillement.

	T_u (kN)	Tmax	Tadm	Vérifiée
Sens X	58,48	0,26	1,16	Oui
Sens Y	37,20	0,17	1,16	Oui

III.5.8. 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) :

$$\frac{h}{l_x} = \frac{25}{230} = 0{,}10 \geq \frac{M_t}{20 \times M_0} = \frac{18{,}13}{20 \times 18{,}13} = 0{,}05.$$

$$\frac{A_x}{b \times dx} = \frac{5{,}50}{100 \times 22{,}5} = 0{,}002 \leq \frac{2}{feE} = \frac{2}{400} = 0{,}005.$$

$$\frac{Ay}{b \times dy} = \frac{5{,}50}{100 \times 21{,}5} = 0{,}002 \leq \frac{2}{feE} = \frac{2}{400} = 0{,}005.$$

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

III.5.9. Vérification Poinçonnement [2]

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

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

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

Uc = 4h = 25x4 = 100 cm

$$P = 84 \text{ kN} \leq 0{,}045 \text{ x } (1000) \text{ x } (250) \text{ x } \frac{25}{1{,}5} = 187{,}5 \text{ kN}$$

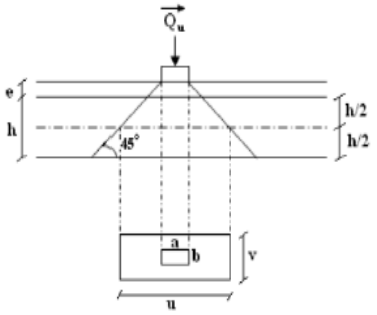


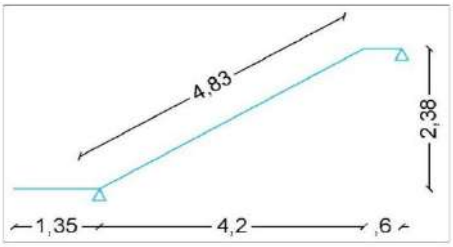
Figure III.14 : Vérification de poinçonnement.

III.6. 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.

III.6.1. 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 :



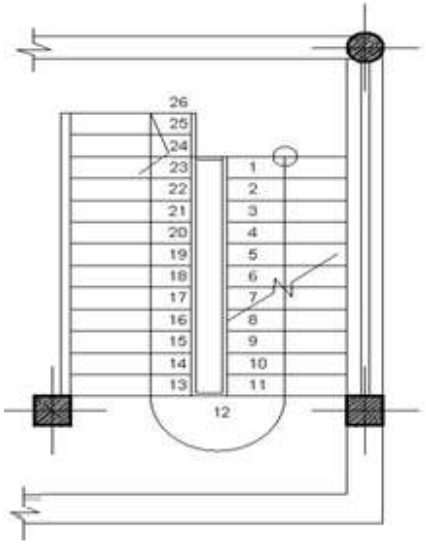


Figure III.15 : Dimensions de l'escalier.

Les caractéristiques de notre escalier sont :

Le nombre de contre marches égale à 26.

Hauteur du palier : H = 2,38 m (on va traiter la partie qui contient 14 contre marches)

Hauteur de la contre marche : $h = \frac{442}{26} = 17$ cm.

Largeur de la marche : g = 30cm.

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

tg α = H / L = 2,38/4,20 = 0,566 D'où alors : α =29,54°

$L_1 = \sqrt{4{,}20^2 + 2{,}38^2} = 4{,}83$ m $\Longrightarrow$ L_{tot} =L $_1$+L$_2$ = 4,83+0,6 = 5,43 m

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

$\frac{L_{tot}}{35} \leq e \leq \frac{L_{tot}}{30} \Rightarrow 15{,}51 \leq e \leq 18{,}10$ $\Longrightarrow$ e =18cm.

III.6.2. Evaluation des charges et surcharges [3]

III.6.2.1. Charges permanentes [3]

Tableau III.24 : Charge permanente de la paillasse.

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 de la paillasse	0,18/cosα	25	5,17
5	Les marches	0,17/2	25	2,13
6	Enduit en ciment	0,02	18	0,36
		G (kN/m^2)	**9,00**	

Tableau III.25 : 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	0,18	25	4,50
5	Enduit en ciment	0,02	18	0,36
		G (kN/m^2)	**6,20**	

III.6.2.2. 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 = $P_{ser} = G+Q$

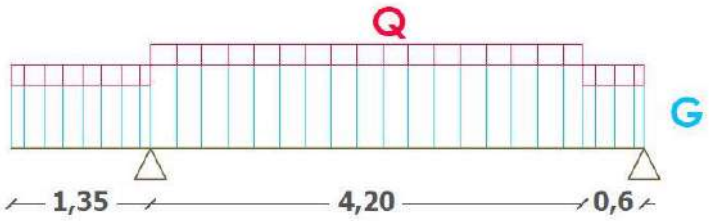


Figure III.16 : Chargement dans l'escalier.

Tableau III.26 : Combinaisons des charges dans l'escalier.

	G(kN/ml)	Q(kN/ml)	P_u(kN/ml)	P_{ser}(kN/ml)
Paillasse	9,00	2,5	15,90	11,50
Palier	6,20	2,5	12,12	8,70

III.6.3. Détermination des efforts

Tableau III.27 : Combinaisons des charges dans l'escalier.

Sollicitations	M_t(kN.m)	M_a(kN.m)	T(kN)z
ELU	35,65	-20,98	37,95
ELS	25,78	-15,16	/

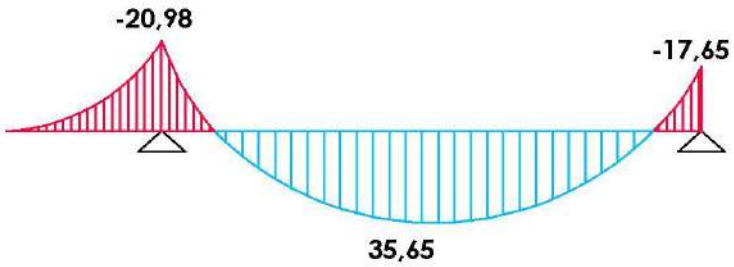


Figure III.17 : Diagramme des moments dans l'escalier à l'ELU.

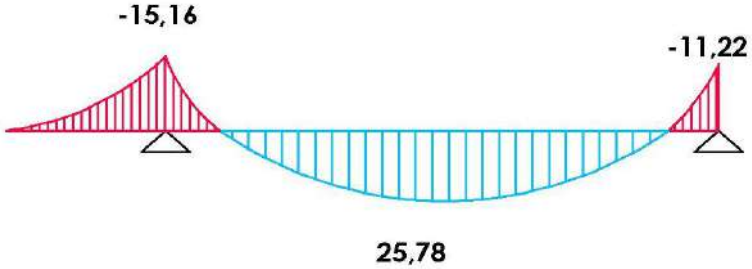


Figure III.18 : Diagramme des moments dans l'escalier à l'ELS.

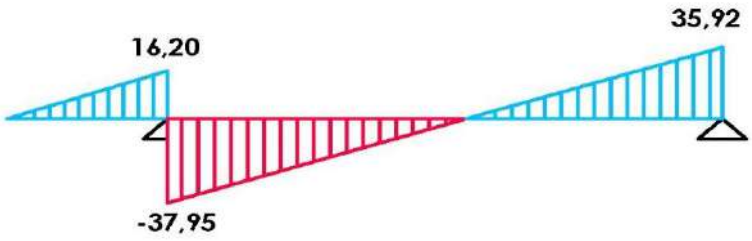


Figure III.19 : Diagramme des effort tranchants à l'ELU.

III.6.4. Calcul de ferraillage à l'ELU

III.6.4.1. Armatures longitudinales

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

Tableau III.28 : Section d'armatures longitudinales dans l'escalier.

M_{max} $(kN.m)$		$A_{calculée}(cm^2)$		$A_{choisie}(cm^2)$		$S_t(cm)$	$\overline{S_t}(cm)$	$S_t \leq \overline{S_t}$
Travée	**Appui**	**Travée**	**Appui**	**Travée**	**Appui**	/	/	/
35,65	-20,98	7,00	3,96	9HA12	9HA12	10	33	Vérifiée

Condition de non fragilité

On vérifie : $A \geq A_{min} = 0{,}1\%\ B \quad , A_{min} = 1{,}8\ cm^2$.

Tableau III.29 : Vérification de la section d'armatures.

	$A(cm^2)$	$A_{min}(cm^2)$	$A \leq A_{min}$
Travée	10,18	1,8	Vérifiée
Appuis	10,18	1,8	Vérifiée

III.6.4.2. Armatures de répartition

Tableau III.30 : Section d'armatures de répartition dans l'escalier.

	$A_{rép} = A/4\ (cm^2)$	$A_{adoptée}(cm^2)$	$S_t(cm)$	$\overline{S_t}(cm)$	$S_t \leq \overline{S_t}$
Travée	2,545	7HA8 = 3,52	15	45	Vérifiée
Appuis	2,545	7HA8 = 3,52	15	45	Vérifiée

III.6.5. Vérification des contraintes normales à l'ELS [2]

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

Tableau III.31 : Vérification des contraintes normales de l'escalier.

	A(cm²)	Mser(kN .m)	σ_b(MPa)	$\overline{\sigma_b}$(MPa)	$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$
Travée	10,18	25,78	6,84	15	Vérifiée
Appuis	10,18	-15,16	4,02	15	Vérifiée

III.6.6. Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU [2]

Tableau III.32 : Vérification des contraintes de cisaillement de l'escalier.

Section	T(kN)	τ(MPa)	$\bar{\tau}$(MPa)	$\tau \leq \bar{\tau}$
100x18	37,95	0,24	3,33	Vérifiée

III.6.7. 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) :

$M_0 = M_{ser} = \frac{p_{ser} \times L^2}{8} = 33{,}53$ kN.m

$\frac{h}{l} = \frac{18}{543} = 0{,}03 \geq \frac{M_t}{20 \times M_0} = \frac{35{,}65}{20 \times 33{,}53} = 0{,}05.$

$\frac{A}{b \times d} = \frac{10{,}18}{100 \times 15{,}5} = 0{,}006 \leq \frac{2}{feE} = \frac{2}{400} = 0{,}005.$

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

$f_{adm} = \frac{L}{500}$ si $L \leq 5$m , $f_{adm} = 0{,}50\text{cm} + \frac{L}{1000}$ si $L \geq 5$m.

On a L = 5,43 m

Tableau III.33 : 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}]	
cm	cm	m	kN.m			cm²		mm		**Oui**
100	18	5,43	-15,16	25,78	-15,16	10,18	0,00	9,10	10,43	

III.6.8. Poutre palière

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

.

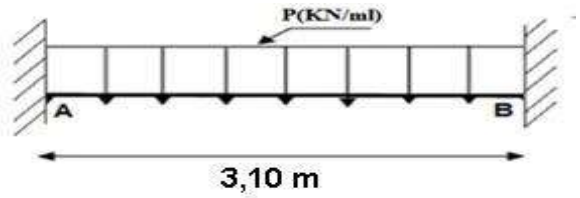


Figure III.20 : Schéma statique de la poutre palière.

III.6.8.1. Pré dimensionnement

Elle est pré dimensionné selon les deux formules suivantes :

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

Tableau III.34 : Pré dimensionnement de la poutre palière.

Conditions de résistance	L = 310 cm ⇒ 20,66 cm ≤ h ≤ 31 cm. On adopte : h = 35 cm ⇒ 12,00 cm ≤ b ≤ 28,00 cm. On adopte : b= 30cm
Vérification selon le RPA 99 (version 2003) Art.7.5	b = 30cm ≥ 20cm ; h = 30cm ≥ 30cm ; h/b = 1,66 ≤ 4,0 **Conditions vérifiées**
Condition de rigidité $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$	$\frac{h}{L} = 0{,}11 \geq \frac{1}{16} = 0{,}0625$ **Condition vérifiée**

III.6.8.2. 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.35 : Calcul des efforts de la poutre palière.

R_{AG} (kN)	R_{AQ} (kN)	$G_{poids\ propre}$ (kN)	G(kN/ml)	Q(kN/ml)
32,05	10,73	0,35×0,3×25×3,10 = 8,1375	23,30	6,92
Charge (kN/ml)		**R_A (kN)**	**M_{app} (kN.m)**	**$M_{travée}$ (kN.m)**
P_u	41,83	64,84	-33,49	16,74
P_{ser}	30,22	/	-24,20	12,10

III.6.8.3. Calcul de ferraillage L'ELU

Tableau III.36 : Calcul de ferraillage de la poutre palière.

$M_{max}(kN.m)$		$A_{calculée}(cm^2)$		$A_{choisie}(cm^2)$	
Travée	**Appui**	**Travée**	**Appui**	**Travée**	**Appui**
16,74	-33,49	1,51	3,08	3HA12 = 3,39cm²	4HA12 = 4,52cm²

III.6.8.4. Vérification des contraintes normales à l'ELS [2]

Tableau III.37 : Vérification des contraintes normales.

	M_{ser} (kN.m)	σ_b (MPa)	$\overline{\sigma_b}$ (MPa)	Vérifiée	σ_s (MPa)	$\sigma_s{}'$ (MPa)	$\overline{\sigma_s}$ (MPa)	Vérifiée
Travée	12,10	1,54	15	Oui	19,77	19,77	201,63	Oui
Appui	-24,20	4,50	15	Oui	180,44	48,40	201,63	Oui

III.6.8.5. Vérification des contraintes de cisaillement à L'ELU [2]

Tableau III.38 : Vérification des contraintes de cisaillement.

Section	T(kN)	τ(MPa)	$\bar{\tau}$(MPa)	$\tau \leq \bar{\tau}$	ZN	ZC	∅	A_t
30x35	64,84	0,66	2,50	Vérifiée	10	15	8	4HA8 = 2,01cm²

III.6.8.6. 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) :

$$M_0 = M_{ser} = \frac{p_{ser} \times L^2}{8} = 36{,}30 \text{ kN.m} .$$

$$\frac{h}{l} = \frac{35}{310} = 0{,}11 \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} = \frac{12{,}10}{10 \times 36{,}30} = 0{,}03 .$$

$$\frac{A}{b \times d} = \frac{4{,}52}{30 \times 32{,}5} = 0{,}004 \leq \frac{4{,}2}{feE} = \frac{4{,}2}{400} = 0{,}01 .$$

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

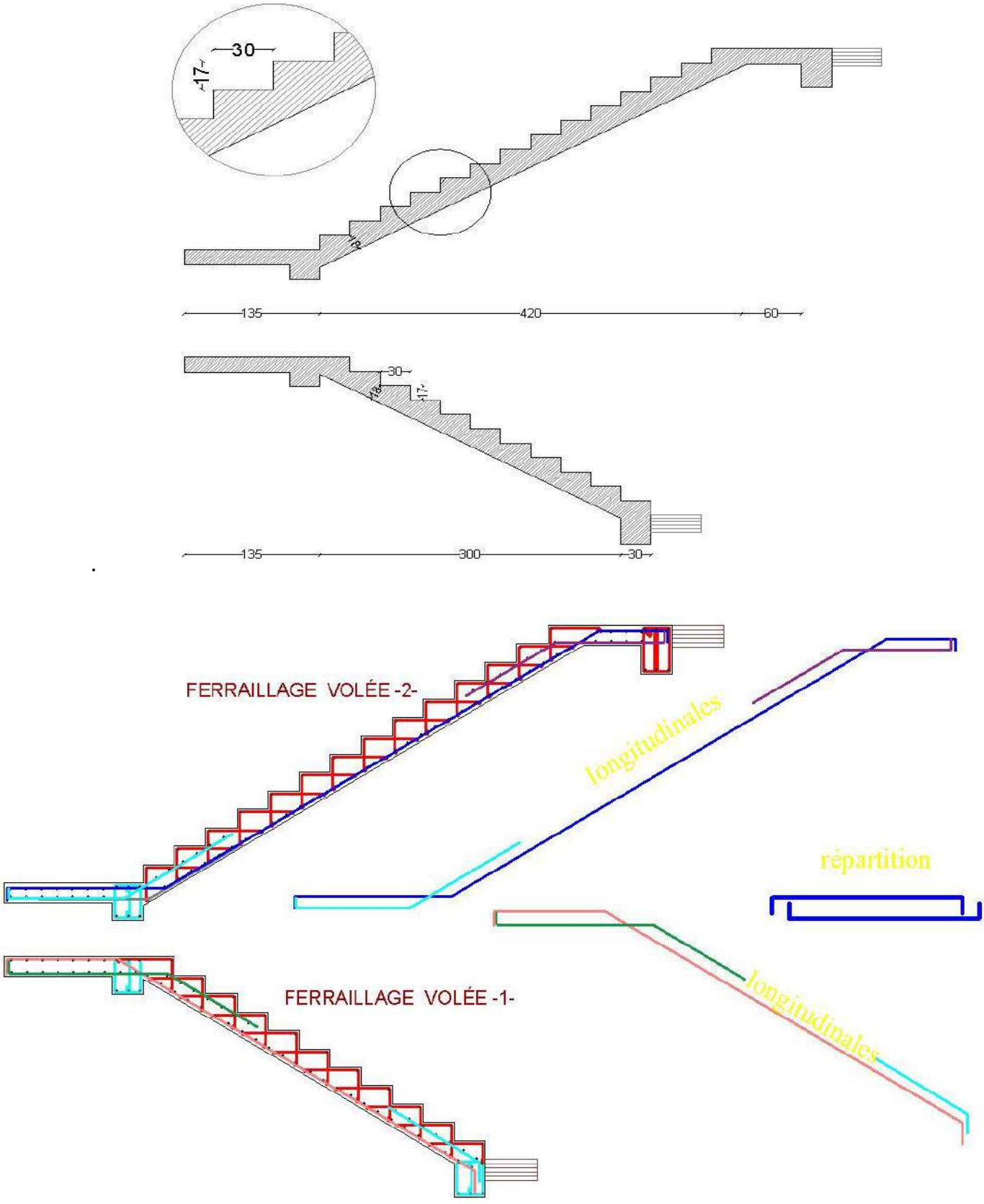


Figure III. 21 : Détail de ferraillage d'escalier.

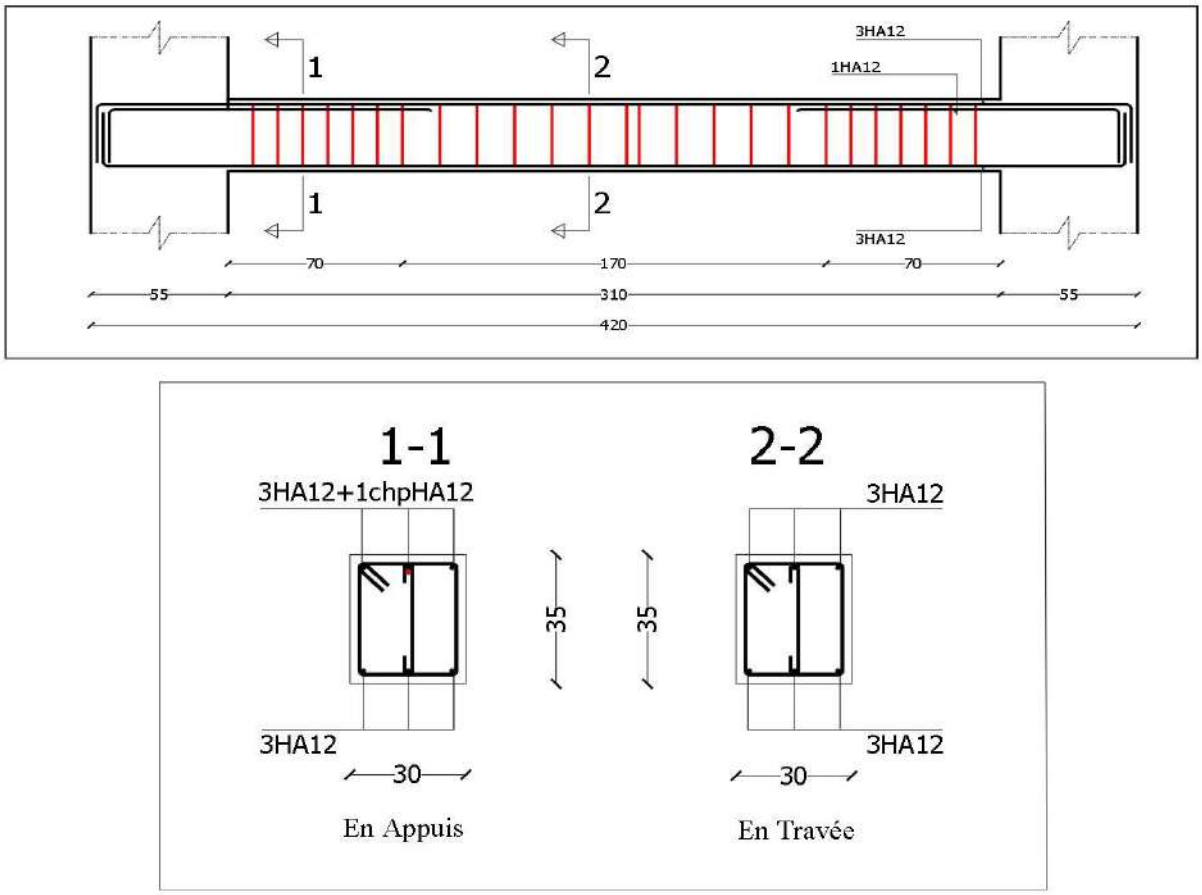


Figure III.22 : Dessin de Ferraillage de poutre palière.

CHAPITRE IV :
Etude dynamique

IV.1. Introduction

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

IV.2. 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 :

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

Avec :

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

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

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

IV.2.2. Centre de torsion

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

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

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

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

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

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

Avec :

X_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 la règle parasismique algériennes (RPA 99 VERSION 2003) qui limite 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.

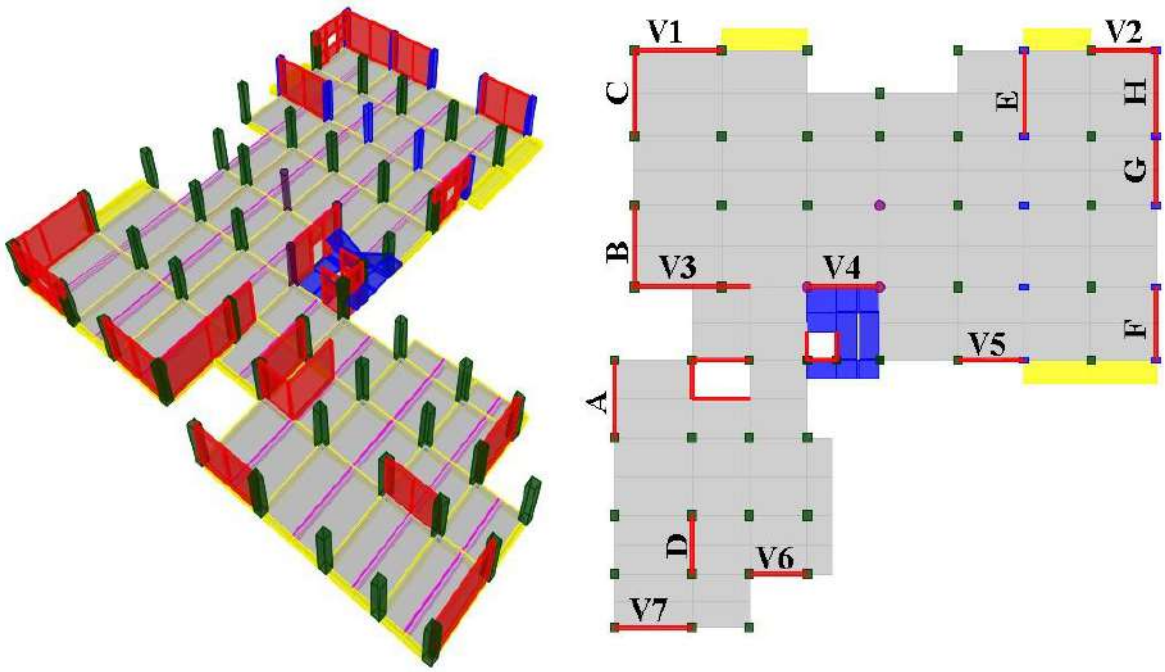


Figure IV.1 : Disposition des voiles (vue en plan et 3D).

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)
G_ DIAPH_3,91	3,91	12478,947	19,893	27,444	60820	70330	9,265	17,576
F_ DIAPH_7,82	7,82	15267,636	17,188	23,312	60820	70330	15,021	23,188
E_ DIAPH_11,73	11,73	14729,211	17,130	22,940	60820	70330	17,615	25,976
D_ DIAPH_15,64	15,64	14658,402	17,131	22,976	60820	70330	18,681	27,199
C_ DIAPH_19,55	19,55	13901,084	17,595	23,451	60820	70330	19,178	27,863
B_ DIAPH_23,46	23,46	11356,846	20,662	27,732	60820	70330	19,519	28,350
A_ DIAPH_27,88	27,88	8926,545	20,491	27,787	60820	70330	19,719	28,738

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 :

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

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**

Longueur du bâtiment = 39,65 m.

Largeur du bâtiment = 38,65 m.

➢ **Excentricité admissible**

Excentricité suivant Lx = 15 %.L_X = 5,95 m.

Excentricité suivant Ly = 15 %.L_Y = 5,80 m.

Tableau IV.2 : Excentricité suivant les deux directions.

Niveau(m)	Excentricité suivant X			Excentricité suivant Y		
	$E_X(m)$	$E_{adm}(m)$	$E_X \leq E_{adm}$	$E_Y(m)$	$E_{adm}(m)$	$E_X \leq E_{adm}$
3,91	10,628	5,8	Non	9,868	5,95	Non
7,82	2,167	5,8	Oui	0,124	5,95	Oui
11,73	0,485	5,8	Oui	3,036	5,95	Oui
15,64	1,550	5,8	Oui	4,223	5,95	Oui
19,55	1,583	5,8	Oui	4,412	5,95	Oui
23,46	1,143	5,8	Oui	0,618	5,95	Oui
27,88	0,775	5,8	Oui	0,951	5,95	Oui

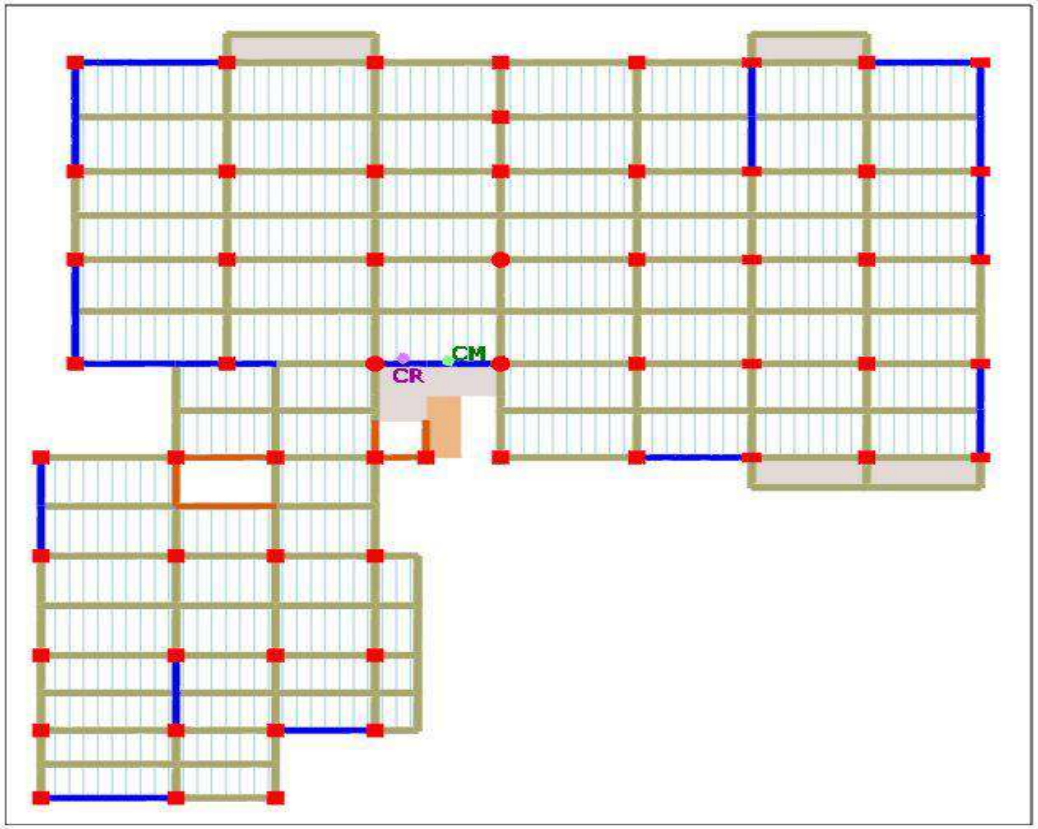


Figure IV.2 : Centre de masse et centre de rigidité.

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 A1, 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.v20.2 ».

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.v20.2" est le diaphragme rigide, la théorie du plancher rigide. Suite à la concentration de la masse son mouvement est donné par le mouvement du plancher.

IV.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 A1) ⇒ A= 0,40

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(%)**
A_ DIAPH_ 27,88	100	67,78	32,22
B_ DIAPH_ 23,46	100	71,977	28,023
C_ DIAPH_ 19,55	100	74,420	25,580
D_ DIAPH_ 15,64	100	75,366	24,634
E_ DIAPH_ 11,73	100	76,693	23,307
F_ DIAPH_ 7,82	100	77,882	22,118
G_ DIAPH_ 3,91	100	68,950	31,050

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(%)**
A_ DIAPH_ 27,88	100	67,400	32,600
B_ DIAPH_ 23,46	100	70,995	29,005
C_ DIAPH_ 19,55	100	73,250	26,750
D_ DIAPH_ 15,64	100	74,077	25,923
E_ DIAPH_ 11,73	100	75,502	24,498
F_ DIAPH_ 7,82	100	76,625	23,375
G_ DIAPH_ 3,91	100	71,858	28,142

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	Non	0,05	Non	0,05
Contrôle de la qualité des matériaux	Oui	0	Oui	0
Contrôle de la qualité de l'exécution	Oui	0	Oui	0
Totale	0,10		0,10	
Q	1,10		1,10	

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.

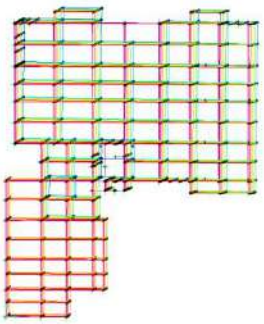
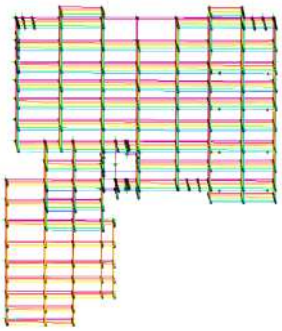
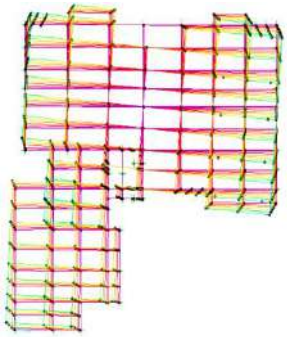
Vérification de cisaillement des éléments.

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)	0,415	0,371	0,240
Participation massique suivant X	56,44	5,31	1,58
Participation massique suivant Y	4,94	59,23	0,01
Participation massique suivant Z	2,18	0,82	62,02
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	0,414	56,445	4,935	2,181
2	0,371	61,754	64,165	2,998
3	0,240	63,335	63,171	65,022
.	.	.	.	.
229	0,05	**90,709**	**90,279**	86,086
.	.	.	.	.
290	0,039	92,078	92,534	89,275
291	0,038	92,083	92,564	**90,174**
Σ T (s)	**20,55**			

➢ **Commentaire**

La structure a dissipé moins de 90 % de l'énergie stockée au 291ème mode avec un temps égale à « T= 20,55 sec » à cause de sa rigidité au niveau du L'entresol.

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 A1) ⇒ A=0,40

D : Facteur d'amplification dynamique moyen

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

T_2: Période caractéristique. (Site 1) ⇒ $T_2 = 0{,}30$ 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.

$$T = \frac{0{,}09 h_n}{\sqrt{D}} \quad \Rightarrow \quad T_x = \frac{0{,}09 \times 31{,}79}{\sqrt{39{,}65}} = 0{,}454 \quad , \quad T_y = \frac{0.09 \times 31{,}79}{\sqrt{39{,}20}} = 0{,}457$$

$$\Rightarrow \quad D_x = 1{,}673 \quad , \quad D_y = 1{,}666$$

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

Q : Facteur de qualité. $Q_x = Q_y = 1{,}10$

W : Poids total de la structure.

$$W = \sum_{i=1}^{n} W_i \quad , \quad W_i = W_{G\,i} + \beta W_{Q\,i} \quad , \quad \beta = 0{,}6 \quad \Rightarrow \quad W = 91916{,}464\ \text{kN}$$

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

A	**D_x**	**D_y**	**Q_x**	**Q_y**	**R**	**W(kN)**
0,40	1,673	1,666	1,10	1,10	3,5	91916,464

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

$$V_{tx} = 19302{,}457\ \text{kN} \quad , \quad V_{ty} = 19210{,}541\ \text{kN}$$

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	16825,567	19302,457	0,872	CV
Sens Y	18223,875	19210,541	0,949	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 :

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

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

On a: $T_x = 0{,}454$ sec , $T_y = 0{,}457$ sec $\Rightarrow$ $F_t = 0$

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

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)
3,91	12478,95	48792,69	604,82	655,08	2364,85	2561,38	248243,75	342472,30
7,82	15267,64	119392,9	1479,96	1602,95	11573,31	12535,12	262420,19	355919,22
11,73	14729,21	172773,6	2141,65	2319,64	25121,62	27209,38	252311,36	337888,07
15,64	14658,4	229257,4	2841,81	3077,98	44445,96	48139,69	251113,05	336791,39
19,55	13901,08	271766,1	3368,74	3648,70	65858,87	71332,15	244589,50	325994,22
23,46	11356,85	266431,7	3302,616	3577,08	77479,38	83918,39	234655,23	314948,16
27,88	8929,45	248953,1	3085,95	3342,41	86036,45	93186,61	182973,35	248122,62
Somme		1357367,52	/	/	**338882,75**	**342192,99**	**1676306,46**	**2262136,02**

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 :

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

$$\frac{M_{Sx}}{M_{Rx}} = \frac{1676306,46}{338882,75} = 5,36 \geq 1.5 \quad CV$$

$$\frac{M_{Sy}}{M_{Ry}} = \frac{2262136,02}{342192,99} = 6,68 \geq 1.5 \quad CV$$

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	1,762	3,5	6,16	27,88	11,51	Oui
Y	1,663	3,5	5,82			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}

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

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] ‰
27,88	4,42	1,794	6,279	1,246	4,42	CV	1,97	3,5
23,46	3,91	1,438	5,033	1,134	3,91	CV	2,03	3,5
19,55	3,91	1,114	3,899	1,113	3,91	CV	1,99	3,5
15,64	3,91	0,796	2,786	1,036	3,91	CV	1,85	3,5
11,73	3,91	0,5	1,75	0,882	3,91	CV	1,58	3,5
7,82	3,91	0,248	0,868	0,623	3,91	CV	1,12	3,5
3,91	3,91	0,07	0,245	0,245	3,91	CV	0,44	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] ‰
27,88	4,42	1,501	5,254	0,994	4,42	CV	1,57	3,5
23,46	3,91	1,217	4,260	0,921	3,91	CV	1,65	3,5
19,55	3,91	0,954	3,339	0,917	3,91	CV	1,64	3,5
15,64	3,91	0,692	2,422	0,868	3,91	CV	1,55	3,5
11,73	3,91	0,444	1,554	0,749	3,91	CV	1,34	3,5
7,82	3,91	0,230	0,805	0,535	3,91	CV	0,96	3,5
3,91	3,91	0,077	0,270	0,270	3,91	CV	0,48	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 : $\tau \leq \bar{\tau}$ $\quad \tau = \frac{V_u}{b_0 .d}$

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

$\bar{\tau} = \text{Min}\left[0{,}15 \times {f_{c28}}/{\gamma_b}\,;\ 4\ \text{Mpa}\right]$ 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	30x45	254,94	1,35G+1,5Q	F préjudiciable	2,00	2,50	CV
Poutres N	30x40	79,97	G+Q+Edx	F préjudiciable	0,72	3,26	CV
Poutres goussets	30x60	173,24	1,35G+1,5Q	F préjudiciable	1,00	2,50	CV
Chainages	30x30	67,85	1,35G+1,5Q	F préjudiciable	0,82	2,50	CV
Longrines	30x35	40,40	1,35G+1,5Q	F préjudiciable	0,41	2,50	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.

Section(cm²)	H(m)	Combinaisn	V_u(kN)	τ(MPa)	$\bar{\tau}$(MPa)	$\tau \leq \bar{\tau}$
Poteau 55x55	4,42	G+Q+EdX	75,43	0,261	1,875	CV
Poteau 60x60	3,91	G+Q+EdX	104,27	0,302	1,875	CV
Poteau 65x65	3,91	G+Q+EdX	147,60	0,363	1,875	CV
Poteau 40×70	4,42	G+Q+EdX	91,94	0,350	1,875	CV
Poteau 45×75	3,91	G+Q+EdX	42,48	0,133	1.875	CV
Poteau C70	3,91	G+Q+EdX	42,49	0,090	1,875	CV
Poteau C75	3,91	G+Q+EdX	36,35	0,067	1,875	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)	$\|V_u\|$(kN)	Combinaison	τ(MPa)	$\bar{\tau}$(MPa)	$\tau \leq \bar{\tau}$
Suivant X	v1	25	6,4	1341,77	G + Q + EdX	1,31	5	CV
	v2	25	4,8	950,89	G + Q + EdX	1,23	5	CV
	v3	25	6,4	774,81	G + Q + EdX	0,75	5	CV
	v4	25	5,3	427,40	G + Q + EdX	0,50	5	CV
	v5	25	4,85	1218,85	G + Q + EdX	1,56	5	CV
	v6	25	4,2	2654,11	G + Q + EdX	3,93	5	CV
	v7	25	5,7	3527,24	G + Q + EdX	3,85	5	CV

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

Direction	Voile	b(cm)	L(m)	$\|V_u\|$(kN)	Combinaison	τ(MPa)	$\bar{\tau}$(MPa)	$\tau \leq \bar{\tau}$
Suivant Y	A	25	5,25	4098,96	G + Q + EdY	4,85	5	CV
	B	25	5,55	1871,34	G + Q + EdY	2,10	5	CV
	C	25	5,8	1509,40	G + Q + EdY	1,62	5	CV
	D	25	4	3113,68	G + Q + EdY	4,83	5	CV
	E	25	5,8	1088,96	G + Q + EdY	1,17	5	CV
	F	25	5	1457,92	G + Q + EdY	1,81	5	CV
	G	25	4,7	1708,55	G + Q + EdY	2,26	5	CV
	H	25	5,8	2400,03	G + Q + EdY	2,57	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	$\nu \leq 0,3$
5ème	POT C 70	3631,68	332 ,29	G+Q+EdX	0,04	Section vérifiée
	POT 55x55	2809,00	867,04	G+Q+EdX	0,12	
	POT 70x40	2584,00	439,34	G+Q+EdX	0,07	
4ème	POT C 70	3631,68	713,09	G+Q+EdX	0,08	Section vérifiée
	POT 55x55	2809,00	1133,58	G+Q+EdX	0,16	
	POT 70x40	2584,00	731,49	G+Q+EdX	0,11	
3ème	POT C 70	3631,68	1098,92	G+Q+EdX	0,12	Section vérifiée
	POT 60x60	3364,00	1461,37	G+Q+EdX	0,17	
	POT 70x40	2584,00	999,53	G+Q+EdX	0,16	
2ème	POT C 70	3631,68	713,09	G+Q+EdX	0,08	Section vérifiée
	POT 60x60	3364,00	1744,33	G+Q+EdX	0,21	
	POT 70x40	2584,00	1278,92	G+Q+EdX	0,20	
1ère	POT C 75	4185,39	1868,72	G+Q+EdX	0,18	Section vérifiée
	POT 60x60	3364,00	1884 ,88	G+Q+EdX	0,22	
	POT 65x65	3969,00	2058,15	G+Q+EdX	0,21	
	POT 75x45	3139,00	1568,57	G+Q+EdX	0,20	
RDC	POT C 75	4185,39	2250,04	G+Q+EdX	0,22	Section vérifiée
	POT 65x65	3969,00	2279,99	G+Q+EdX	0,23	
	POT 75x45	3139,00	1857,31	G+Q+EdX	0,24	
Entre-sol	POT C 75	4185,39	2668,71	G+Q+EdX	0,26	Section vérifiée
	POT 65x65	3969,00	2199,25	G+Q+EdX	0,22	
	POT 75x45	3139,00	2177,32	G+Q+EdX	0,28	

- **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	$\nu \leq 0,3$
5ème	POT C 70	3631,68	327,68	G+Q+EdY	0,04	Section vérifiée
	POT 55x55	2809,00	541,08	G+Q+EdY	0,08	
	POT 70x40	2584,00	461,01	G+Q+EdY	0,07	
4ème	POT C 70	3631,68	703,28	G+Q+EdY	0,07	Section vérifiée
	POT 55x55	2809,00	733,55	G+Q+EdY	0,10	
	POT 70x40	2584,00	766,89	G+Q+EdY	0,12	
3ème	POT C 70	3631,68	1085,59	G+Q+EdY	0,12	Section vérifiée
	POT 60x60	3364,00	1047,49	G+Q+EdY	0,12	
	POT 70x40	2584,00	1066,08	G+Q+EdY	0,16	
2ème	POT C 70	3631,68	1466,46	G+Q+EdY	0,16	Section vérifiée
	POT 60x60	3364,00	1447,9	G+Q+EdY	0,17	
	POT 70x40	2584,00	1368,65	G+Q+EdY	0,21	
1ère	POT C 75	4185,39	1851,15	G+Q+EdY	0,17	Section vérifiée
	POT 60x60	3364,00	1846,15	G+Q+EdY	0,22	
	POT 65x65	3969,00	1387,29	G+Q+EdY	0,14	
	POT 75x45	3139,00	1681,45	G+Q+EdY	0,21	
RDC	POT C 75	4185,39	2230,97	G+Q+EdY	0,21	Section vérifiée
	POT 65x65	3969,00	2247,13	G+Q+EdY	0,23	
	POT 75x45	3139,00	1990,27	G+Q+EdY	0,25	
Entre-sol	POT C 75	4185,39	2649,42	G+Q+EdY	0,25	Section vérifiée
	POT 65x65	3969,00	2662,67	G+Q+EdY	0,26	
	POT 75x45	3139,00	2322,88	G+Q+EdY	0,29	

- **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}	$\theta \leq 0,1$
27,88	8901,13	1,24	0,98	2947,21	2986,5	442	0,008	0,007	CV
23,46	11356,85	1,14	0,91	3164,17	3206,35	391	0,01	0,008	CV
19,55	13901,08	1,11	0,91	3227,52	3270,54	391	0,012	0,01	CV
15,64	14658,4	1,03	0,86	2722,68	2758,98	391	0,014	0,012	CV
11,73	14729,21	0,88	0,74	2051,88	2079,23	391	0,016	0,013	CV
7,82	15267,64	0,62	0,52	1417,92	1436,82	391	0,017	0,014	CV
3,91	12478,95	0,24	0,25	579,47	587,19	391	0,013	0,014	CV

- **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	30x45	30x45	**Poteaux**	Poteaux Carrées	45x45	**55x55**
Poutres nervure	30x40	30x40			50x50	**60x60**
Poutres goussets	30x60	30x60			55x55	**65x65**
Poutre Chainage	30x30	30x30		Poteaux Rectangulaires	35x60	**40x70**
Longrines	30x30	**30x35**			40x70	**45x75**
Voiles périphérique	25xL	25xL		Poteaux Circulaires	55	**70**
Voile de contreventement	20xL	**25xL**			60	**75**

CHAPITRE V :
Ferraillages des éléments structuraux

V.1. Introduction

Le calcul de ferraillage se fait conformément aux règlements CBA93 et RPA99v2003 en utilisant leurs combinaisons.

➢ **Combinaisons données par le CBA93 :**

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

➢ **Combinaisons données par le RPA99v2003 :**

- G + Q ± E
- 0,8G ± E

Avec :

G : charges permanentes.

Q : charges d'exploitation.

E : charges sismiques.

V.2. Ferraillage des poutres

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

V.2.1. Calcul de ferraillage à l'ELU ou L'ACC

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

Dans notre projet les poutres sont des poutres principales, on a deux cas de poutres cas ordinaire et le cas spécial (le cas spécial c'est des poutres situées entre les voiles qui résulte un grand moment au niveau des appuis de ces poutres).

Tableau V.1 : La section calculées d'armatures des poutres principales (Cas ordinaire).

Elément	(bxh) cm²	M_t kN.m	Combinaison	A_{S1} cm²	M_a kN.m	Combinaison	A_{S2} cm²
Poutres P (X)	30x45	59,244	1,35G+1,5Q	4,18	-177,261	1,35G+1,5Q	13,83
Poutres P (Y)	30x45	168,5	1,35G+1,5Q	13,05	-204,23	1,35G+1,5Q	16,41
Poutres N	30x40	39,086	1,35G+1,5Q	3,10	99,862	1,35G+1,5Q	8,43

Tableau V.2 : La section calculées d'armatures des poutres principales (Cas spéciale).

Elément	(bxh) cm²	M_t kN.m	Combinaison	A_{S1} cm²	M_a kN.m	Combinaison	A_{S2} cm²
Poutres P (X)	30x45	200,18	0,8G+Edx	13,27	-208,29	G + Q −Edx	13,83
Poutres P (Y)	30x45	171,60	0,8G+Edy	11,15	-256,58	G + Q − Edy	17,78

Tableau V.3 : La section choisie d'armatures des poutres (Cas ordinaire).

Elément	$M_{max}(kN.m)$		$A_{calculée}(cm^2)$		$A_{choisie}(cm^2)$	
	Travée	Appui	Travée	Appui	Travée	Appui
Poutres P (X)	59,244	-177,26	4,18	13,83	3HA16 =6,03cm²	7HA16 = 14,07cm²
Poutres P (Y)	168.,65	-204,23	13,05	16,41	7HA16 =14,07cm²	9HA16 =18,10cm²
Poutres N	39,086	99,862	3,10	8,43	3HA16 =6,03cm²	5HA16 =10,05cm²

Tableau V.4 : La section choisie d'armatures des poutres (Cas spéciale).

Elément	$M_{max}(kN.m)$		$A_{calculée}(cm^2)$		$A_{choisie}(cm^2)$	
	Appui g	Appui d	Appui g	Appui d	Travée	Appui
Poutres P (X)	200,18	-208,29	13,27	13,89	3HA16 = 6,03 cm²	7HA16 = 14,07cm²
Poutres P (Y)	171,59	-256,58	11,15	17,78	3HA16 =6,03 cm²	9HA16 =18,10cm²

V.2.2. Vérification des contraintes normales à l'ELS [2]

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

Tableau V.5 : Vérification des contraintes normales des poutres.

Elément	M_{ser}(kN.m)		σ_b MPa	$\overline{\sigma_b}$ MPa	Vérifiée	σ_s MPa	$\sigma_s{}'$ MPa	$\overline{\sigma_s}$ MPa	Vérifiée
Poutres P (X)	Appui	-128,36	10,42	15	Oui	201,63	0,00	201,63	Non
	Travée	42,88	4,51	15	Oui	186,77	0,00	201,63	Oui
Poutres P (Y)	Appui	-146,02	13,51	15	Oui	/	/	/	/
	Travée	120,76	12,03	15	Oui	/	/	/	/
Poutres N	Appui	-74,13	10,12	15	Oui	201,63	0,00	201,63	Non
	Travée	72,45	11,74	15	Oui	201,63	0,00	201,63	Non

$\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$ n'est pas vérifiée donc on doit recalculer la section d'armature à l'ELS :

Section d'armature en appuis de la poutre P (X) et en appuis et en travée dans la poutre N .

Tableau V.6 : La section calculée et choisie des poutres.

Elément	(bxh) cm²	M_t kN.m	A_{S1} cm²	M_a kN. m	A_{S2} cm²	$A_{choisie}(cm^2)$	
						Travée	Appui
Poutres P (X)	30x45	/	/	128,36	17,78	/	9HA16 = 18,10
Poutres N	30x40	72,45	11,13	-74,13	11,40	6HA16 = 12,06	6HA16 = 12,06

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 V.7 : Vérification sections d'armatures.

Elément	$A_t(cm^2)$	$A_a(cm^2)$	$A_{min}(cm^2)$	$A_{tmin}(cm^2)$	Vérification
Poutres P (X)	12,06	18,10	6,75	1,35	Oui
Poutres P (Y)	20,13	18,10	6,75	1,35	Oui
Poutres N	12,06	16,08	6,00	1,20	Oui

V.2.3. Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU ou l'ACC [2]

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

Tableau V.8 : Vérification des contraintes de cisaillement des poutres.

Elément	T(kN)	τ(MPa)	$\bar{\tau}$(MPa)	$\tau \leq \bar{\tau}$
Poutres P (X)	161,64	1,27	3,26	Vérifiée
Poutres P (Y)	254,88	2,0	2,50	Vérifiée
Poutres N	80,07	0,71	3,26	Vérifiée

V.2.4. 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) :

Tableau V.9 : Vérification préliminaire de la flèche des poutres.

Elément	1ere condition			2éme condition			3éme condition		
	$\frac{h}{L}$	$\frac{1}{16}$	$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$	$\frac{h}{L}$	$\frac{M_t}{10M_0}$	$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0}$	$\frac{A}{b_0 d}$	$\frac{4.2}{f_e}$	$\frac{A}{b_0 d} \geq \frac{4.2}{f_e}$
Poutres P (X)	0,03	0,625	CNV	0,03	0,08	CNV	0,004	0,0105	CNV
Poutres P (Y)	0,08	0,625	CNV	0,07	0,08	CNV	0,011	0,0105	CV
Poutres N	0,04	0,625	CNV	0,04	0,08	CNV	0,010	0,0105	CNV

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

Tableau V.10 : Vérification de la flèche des poutres principales (X).

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]	$[f_{adm}]$	Oui
cm	cm	m	kN.m			cm^2		mm		
30	45	4,85	-15,57	42,88	-87,77	6,03	6,03	1,9	9,7	

Tableau V.11 : Vérification de la flèche des poutres principales (Y).

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]	$[f_{adm}]$	Oui
cm	cm	m	kN.m			cm^2		mm		
30	45	5,8	-64,32	120,75	-146,02	14,07	6,03	6,7	10,8	

Tableau V.12 : Vérification de la flèche des poutres nervures.

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]	$[f_{adm}]$	Non
cm	cm	m	kN.m			cm^2		mm		
30	40	8,95	-44,36	72,45	-74,13	12,06	6,03	15,30	13,95	

On doit augmenter la section d'armature As1 : on prend 7HA16 = 14,07 cm².

Tableau V.13 : Vérification de la flèche des poutres nervures.

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]	$[f_{adm}]$	Oui
cm	cm	m	kN.m			cm^2		mm		
30	40	8,95	-44,36	72,45	-74,13	14,07	6,03	13,70	13,95	

On a effectué tous les vérifications dans les poutres principales (cas spécial) elles sont toutes vérifiées.

V.2.5. Ferraillage transversal des poutres

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

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

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

Tableau V.9 : La section d'armatures transversales.

Elément	τ_u(MPa)	$S_{calculée}$			$S_{adoptée}$(cm)		$A_{t\ choisie}$ cm²
		CBA	RPA		S(ZN) cm	S′(ZC) cm	
			ZN	ZC			
Poutres P (X)	1,27	76,03	10	22,50	10	15	4HA8 = 2,01
Poutres P (Y)	2	55,85	10	22,50	10	15	4HA8 = 2,01
Poutres N (X)	0,71	293,89	10	20	10	15	4HA8 = 2,01

Avec ce choix de section d'armatures, toutes les vérifications sont vérifiées.

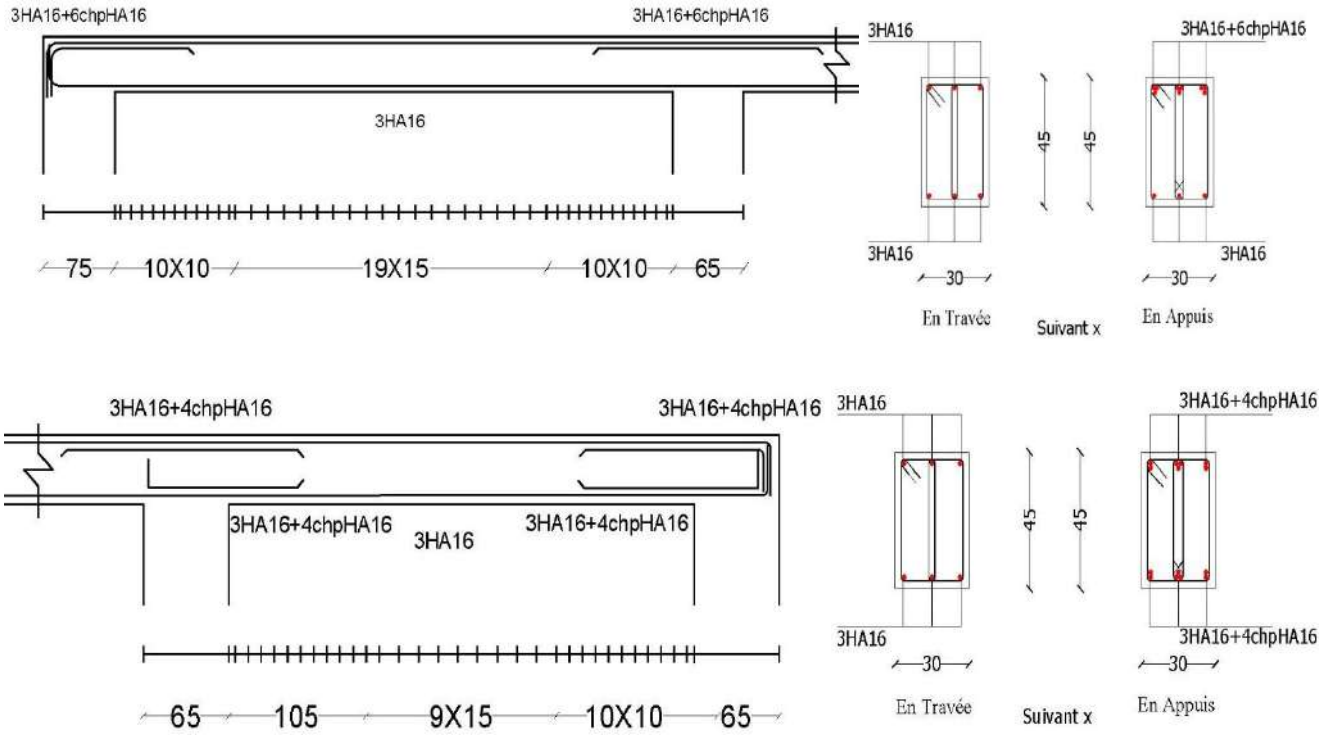


Figure V. 1 : Dessin de ferraillage des poutres principales suivant X.

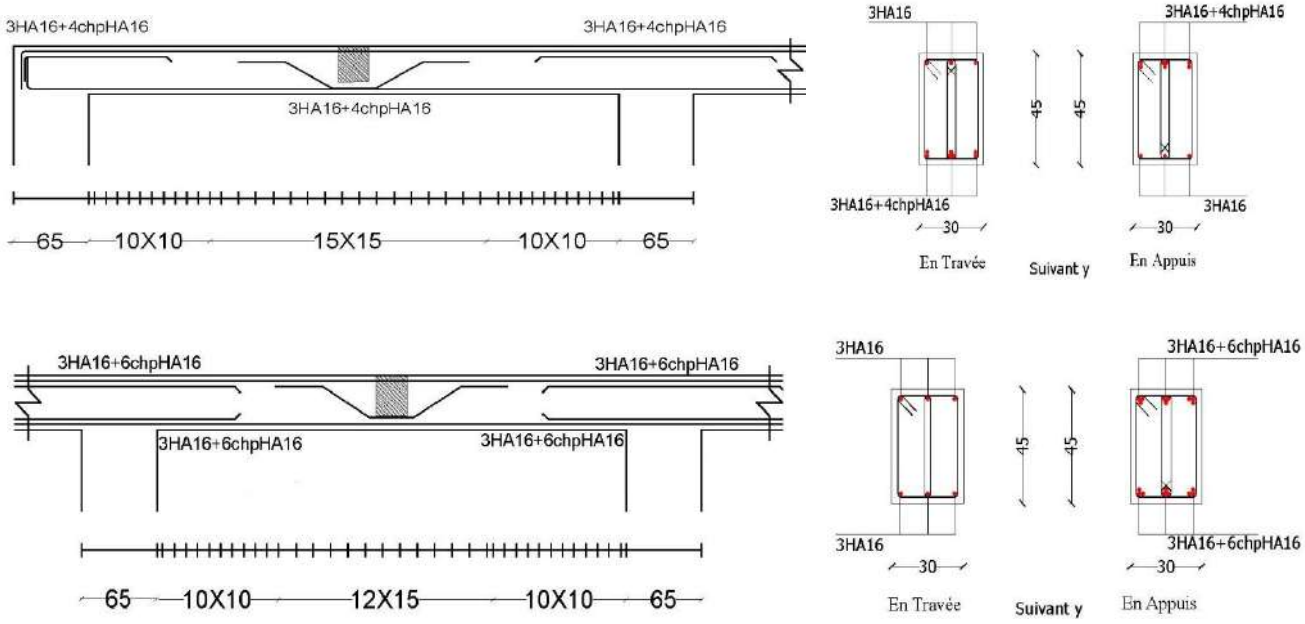


Figure V. 2 : Dessin de ferraillage des poutres principales suivant Y.

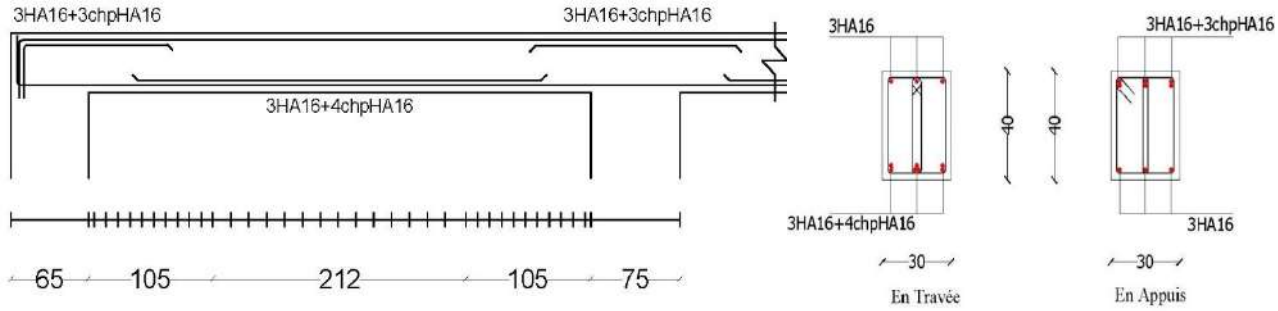


Figure V. 3 : Dessin de ferraillage des poutres nervures.

V.2.6. Ferraillage des goussets

V.2.6.1. Calcul de ferraillage à l'ELU ou L'ACC

Tableau V.14 : La section calculée d'armatures des goussets.

Elément	Combinaison	(bxh)	$M_a(kN.m)$	$A_{S2}(cm^2)$	(bxh)	$M_t(kN.m)$	$A_{S1}(cm^2)$
Goussets	1,35G+1,5Q	30x125	-210,29	5,02	30x60	322,29	18,57

Tableau V.15 : La section choisie d'armatures des goussets.

Elément	$M_{max}(kN.m)$		$A_{calculée}(cm^2)$		$A_{choisie}(cm^2)$	
	Travée	Appui	Travée	Appui	Travée	Appui
Goussets	322,29	-210,29	18,85	6,03	6HA20 =18,85cm²	3HA16 = 6,03cm²

V.2.6.2. Vérification des contraintes normales à L'ELS [2]

Tableau V.16 : Vérification des contraintes normales des goussets.

Elément	M_{ser}(kN.m)		σ_b	$\overline{\sigma_b}$	Vérifiée	σ_s	σ_s '	$\overline{\sigma_s}$	Vérifiée
Goussets	Appui	-153,12	1,73	15	Oui	24,90	0,00	201,63	Oui
	Travée	234,52	10,85	15	Oui	201,63	0,00	201,63	Oui

V.2.6.3. Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU ou ACC [2]

Tableau V.17 : Vérification des contraintes de cisaillement des goussets.

Elément	T(kN)	τ(MPa)	$\bar{\tau}$(MPa)	$\tau \leq \bar{\tau}$	ZN	ZC	∅	At
Goussets	132,89	0,36	2,50	Vérifiée	10	15	8	4HA8 = 2,01cm²

V.2.6.4. 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) :

Tableau V.18 : Vérification préliminaire de la flèche des goussets.

Elément	1ere condition			2éme condition			3éme condition		
	h/L	1/16	h/L≥1/16	h/L	$Mt/10M_0$	$h/L \geq Mt/10M_0$	$A/b_{0a}A$	$4,2/f_e$	$A/b_{0a}A \geq 4,2/f_e$
Poutre 30x60	0,09	0,625	CNV	0,09	0,08	CNV	0,004	0,0105	CNV

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

Tableau V.19 : Vérification de la flèche des goussets.

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
30	60	7,15	-94,03	234,52	-61,60	18,85	6,03	9,30	12,15	

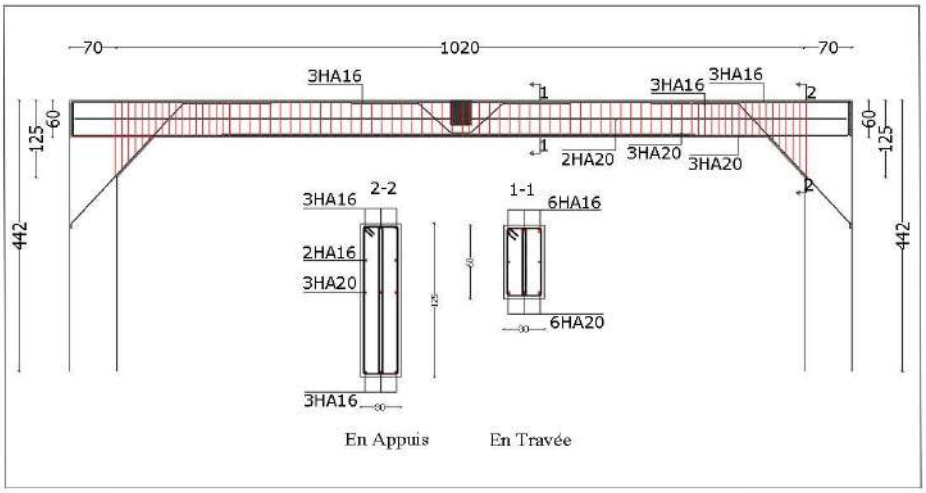


Figure V. 2 : Dessin de ferraillage des goussets.

V.2.7. Etude thermique

V.2.7.1. Introduction

Le règlement CBA 93 exige une étude des actions de la température climatique que pour toutes constructions situées à l'air libre des variations uniformes de températures suivantes :

- ✓ En Algérie du Nord (climat tempéré) : 35° C et - 15° C.
- ✓ Pour le proche et le moyen Sud : 45° C et - 20° C.
- ✓ Pour l'extrême Sud : + 50° C et - 30° C.

Donc, en plus des contraintes produites par les chargements verticaux et horizontaux, notre structure sera sollicitée par des contraintes thermiques.

V.2.7.2. La procédure de calcul selon le CBA 93

Afin de quantifier les induits par la température dans les différents éléments de contreventement de la structure en égard des dimensions en plan LX = 38,65 m et LY = 39,65 m, un calcul à la température a été conduit sur la base $\Delta t = 50°C$.

Le calcul a été effectué sur les poutres de l'extrémité, les plus exposées à la variation de température, en l'occurrence les poutres où on tiendra compte que de la dilatation horizontale.

Le calcul a été fait à l'aide du logiciel SAP2000V20.2.0 en introduisant le gradient de température comme charge d'accompagnement.

V.2.7.3. Calcul de ferraillages

Sens X : $N_X = \theta \times S \times E \times \Delta t$

Les poutres considérées dépassant les 30 mètres linéaires sont les poutres exposée ou chargement climatique doivent faire l'objet de calcul thermique. Ce ne sont que les poutres du plancher terrasse qui sont concernées par ce type de calcul (poutres de terrasse).

Le calcul se fait en flexion composé avec la combinaison ultime **1,35G+1,5Q+0,8T.**

Tableau V.20 : Calcul de l'effort thermique.

E (KN/m²)	Sp (m²)	Δt (°C)	θ	N_x (kN)
$3,2164x10^7$	0,12	50	$1x10^{-5}$	1926,6

Tableau V.21 : Ferraillage longitudinales.

Elément	Position	NT (KN)	Mu (KN.m)	AS1 (cm²)	AS2 (cm²)	A_{choi} (cm²)
Poutre nervure (30x40)cm²	Appui	1926,6	102,10	36,08	19,31	12HA20= 37,70
	Travée	1926,6	-102,29	19,29	36,10	12HA20= 37,70

V.2.7.4. Vérification des contraintes normales à l'ELS [2]

Tableau V.22 : Vérification des contraintes des poutres.

Elément	M_{ser}(kN.m)		σ_b	$\overline{\sigma_b}$	Vérifiée	σ_s	σ_s '	$\overline{\sigma_s}$	Vérifiée
Poutre nervure (30x40)cm²	Appui	-61,56	5,94	15	Oui	54,86	0,00	201,63	Oui
	Travée	74,84	7,22	15	Oui	66,70	0,00	201,63	Oui

V.2.7.5. Vérification de cisaillement à l'ELU [2]

Tableau V.23 : Vérification des contraintes de cisaillement.

Elément	T(kN)	τ(MPa)	$\bar{\tau}$(MPa)	$\tau \leq \bar{\tau}$	ZN	ZC	∅	At
Poutre nervure	51,93	0,46	2,50	Oui	10	15	8	6HA8 =3,02

V.2.7.6. 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) :

Tableau V.24 : Vérification préliminaire de la flèche.

Elément	1ere condition			2éme condition			3éme condition		
	$\frac{h}{L}$	$\frac{1}{16}$	$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$	$\frac{h}{L}$	$\frac{M_t}{10M_0}$	$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0}$	$\frac{A}{b_0 d}$	$\frac{4.2}{f_e}$	$\frac{A}{b_0 d} \geq \frac{4.2}{f_e}$
Poutre 30x60	0,04	0,06	CNV	0,04	0,25	CNV	0,03	0,01	CV

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

Tableau V.25 : Vérification de la flèche de poutre nervure.

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
30	40	8,95	-54,08	74,84	-61,56	37,70	0,0	7,60	13,95	

V.3. Ferraillage des poteaux

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

V.3.1. Calcul de ferraillage à l'ELU ou L'ACC

V.3.1.1. Recommandations selon les règlements

Selon le CBA93

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

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

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 :

$0{,}9\% \leq \frac{A_l}{b*h} \leq 3\%$ (Zone courante) ; $0{,}9\% \leq \frac{A_l}{b*h} \leq 6\%$ (Zone de recouvrement)

Le diamètre minimum est de 12 mm.

La longueur minimale des recouvrements est de : 50 Ø en zone III.

La distance maximale entre deux barres voisines sur une même face ne doit pas dépasser :

20 cm en zone III.

La zone nodale est bornée par la face supérieure du plancher et h'.

$h' = \text{Max}\left[\frac{h_e}{6};\ b_1;\ h_1;\ 60cm\right]$; 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 $M_{x\ correspendent}$ et et $M_{y\ correspondant}$
- M_{max} et $M_{\ correspondant}$ et $N_{correspendent}$

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

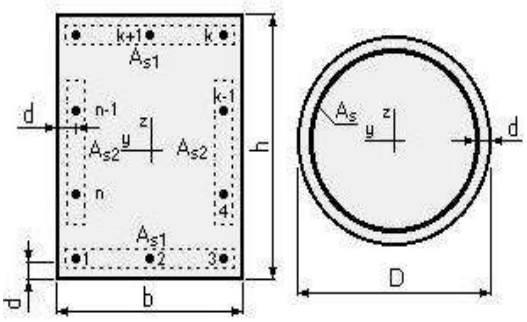


Figure V.3 : Les sections des poteaux.

Tableau V.26 : La section d'armatures des poteaux.

Type	Dim	Cas	N kN	$M_{x\ corr}$ kN.m	$M_{x\ corr}$ kN.m	As1 cm²	As2 cm²	A_{min} (RPA) cm²	A choisie cm²
Carrées	65x65	Nmax->Mcorr	-3433,29	12,96	-2,39	3,25	1,95	38,025	20HA16 = 40,21
		Mmax ->Ncorr	-206,42	-66,44	-6,89	4,08	1,12		
		Nmin ->Mcorr	-1258,45	115,26	10,69	3,25	1,95		
	60x60	Nmax ->Mcorr	-2341,77	13,25	-7,23	3,00	1,80	32,40	4HA16+ 16HA14= 32,67
		Mmax ->Ncorr	93,59	24,07	-25,91	3,00	1,80		
		Nmin ->Mcorr	-332,77	58,88	117,73	2,19	2,61		
	55x55	Nmax ->Mcorr	-895,97	6,23	-9,17	2,75	1,65	27,23	20HA14 = 30,79
		Mmax ->Ncorr	-111,52	-104,89	-3,52	4,31	0,09		
		Nmin ->Mcorr	-111,52	-104,89	-3,52	4,31	0,09		
Rectangulaires	75x45	Nmax->Mcorr	-2752,82	-7,98	2,12	3,00	1,80	30,375	16HA16 = 32,17
		Mmax ->Ncorr	-1882,20	-36,81	-11,63	3,00	1,80		
		Nmin ->Mcorr	-1882,20	-36,81	-11,63	3,00	1,80		
	70x40	Nmax ->Mcorr	-1580,92	-25,71	11,62	2,75	1,65	25,200	4HA16+ 12HA14 = 26,52
		Mmax ->Ncorr	-464,63	-48,88	197,57	1,88	2,52		
		Nmin ->Mcorr	-482,41	39,53	199,82	1,65	2,75		
Circulaires	75	Nmax->Mcorr	-3330,18	17,17	1,61	9,42		39,76	20HA16 = 40,21
		Mmax ->Ncorr	-2236,70	-26,81	-5,56	9,42			
		Nmin ->Mcorr	-2780,27	37,85	5,99	9,42			
	70	Nmax ->Mcorr	-1807,50	21,51	7,53	8,80		34,64	18HA16= 36,19
		Mmax ->Ncorr	-347,31	-8,37	-10,34	8,80			
		Nmin ->Mcorr	-814,32	-23,90	-8,05	8,80			

V.3.2. Vérification des contraintes normales à l'ELS [2]

Tableau V.27 : Vérification des contraintes normales des poteaux.

Type	Dim	Cas	N KN	$M_{x\,corr}$ Kn.m	$M_{x\,corr}$ Kn.m	σ_b MPa	σ_s MPa	σ'_s MPa	$\sigma \leq \bar{\sigma}$
Carrées	65x65	Nmax->Mcorr	-2476,56	9,22	-1,77	4,83	0	71,85	Vérifiée
		Mmax ->Ncorr	-151,20	-48,10	-4,93	1,25	13,08	16,22	Vérifiée
		Nmin ->Mcorr	-920,54	82,61	7,85	3,11	0	43,42	Vérifiée
	60x60	Nmax ->Mcorr	-1692,51	9,20	-5,21	4,07	0	60,10	Vérifiée
		Mmax ->Ncorr	-68,76	17,60	-19,06	1,12	14,20	14,03	Vérifiée
		Nmin ->Mcorr	-243,29	42,88	86,56	3,98	53,06	49,59	Vérifiée
	55x55	Nmax ->Mcorr	-650,13	4,28	-6,61	1,97	0	28,65	Vérifiée
		Mmax ->Ncorr	-81,19	-76,08	-2,46	2,78	57,92	32,23	Vérifiée
		Nmin ->Mcorr	-81,19	-76,08	-2,46	2,78	57,92	32,23	Vérifiée
Rectangulaires	75x45	Nmax->Mcorr	-1993,73	-5,58	1,54	4,93	0,00	72,92	Vérifiée
		Mmax ->Ncorr	-1362,99	-26,55	-8,37	4,14	0,00	58,96	Vérifiée
		Nmin ->Mcorr	-1362,99	-26,55	-8,37	4,14	0,00	58,96	Vérifiée
	70x40	Nmax ->Mcorr	-1146,57	-18,43	8,40	4,21	0,00	59,61	Vérifiée
		Mmax ->Ncorr	-338,76	-35,35	144,30	6,89	90,35	85,04	Vérifiée
		Nmin ->Mcorr	-351,56	28,56	145,77	6,54	83,26	81,43	Vérifiée
Circulaires	75	Nmax->Mcorr	-2408,31	12,43	1,18	5,07	0,00	75,80	Vérifiée
		Mmax ->Ncorr	-1619,56	-19,84	-4,01	3,64	0,00	54,22	Vérifiée
		Nmin ->Mcorr	-2013,69	27,46	4,34	4,59	0,00	68,26	Vérifiée
	70	Nmax ->Mcorr	-1310,15	15,91	5,44	3,42	0,00	50,94	Vérifiée
		Mmax ->Ncorr	-252,86	-6,24	-7,47	0,82	0,00	12,03	Vérifiée
		Nmin ->Mcorr	-591,24	-17,57	-5,85	1,81	0,00	26,69	Vérifiée

V.3.3. Armatures transversales

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

Tableau V.28 : La section d'armatures transversales des poteaux.

Type de poteaux	Section	Vu	λ_g	ρ	$S_t$cal CBA	Zone	S_t RPA	$A_{t\,ch}(cm^2)$
Carrées	65x65	56,92	14,73	2,5	13,54	Nodale	10	4HA8= 2,01
						Courante	15	4HA8=2,01
	60x60	53,07	15,96	2,5	18,87	Nodale	10	4HA8=2,01
						Courante	15	4HA8=2,01
	55x55	42,32	19,68	2,5	25,73	Nodale	10	4HA8=2,01
						Courante	15	4HA8=2,01
Rectangulaires	75x45	17,86	9,89	2,5	8,34	Nodale	10	4HA8=2,01
						Courante	15	4HA8=2,01
	70x40	57,98	11,69	2,5	16,33	Nodale	10	4HA8=2,01
						Courante	15	4HA8=2,01
Circulaires	75	17,58	14,76	2,5	1,90	Nodale	10	1HA8=0,50
						Courante	15	1HA8=0,50
	70	11,58	17,86	2,5	2,87	Nodale	10	1HA8=0,50
						Courante	15	1HA8=0,50

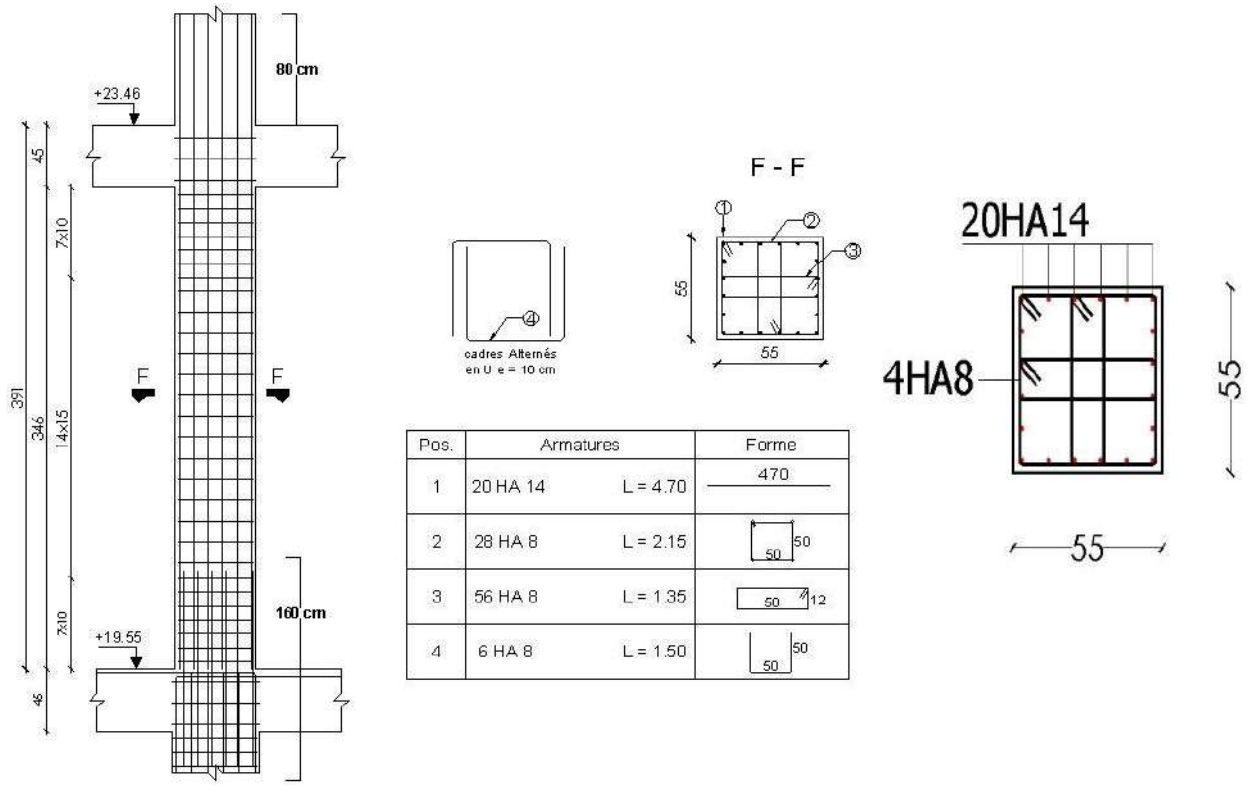


Figure V. 4 : Détail de ferraillage de Poteaux (55x55).

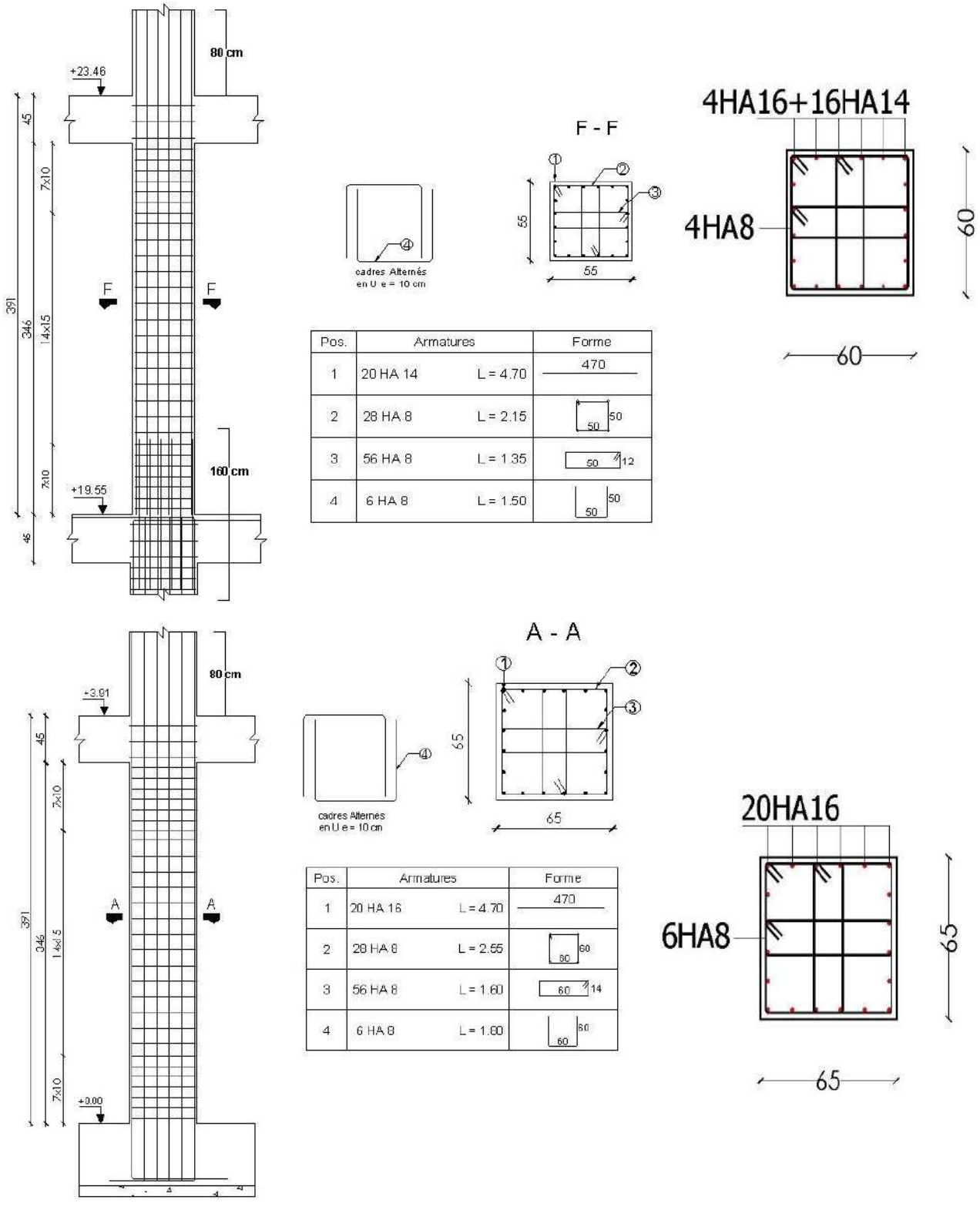
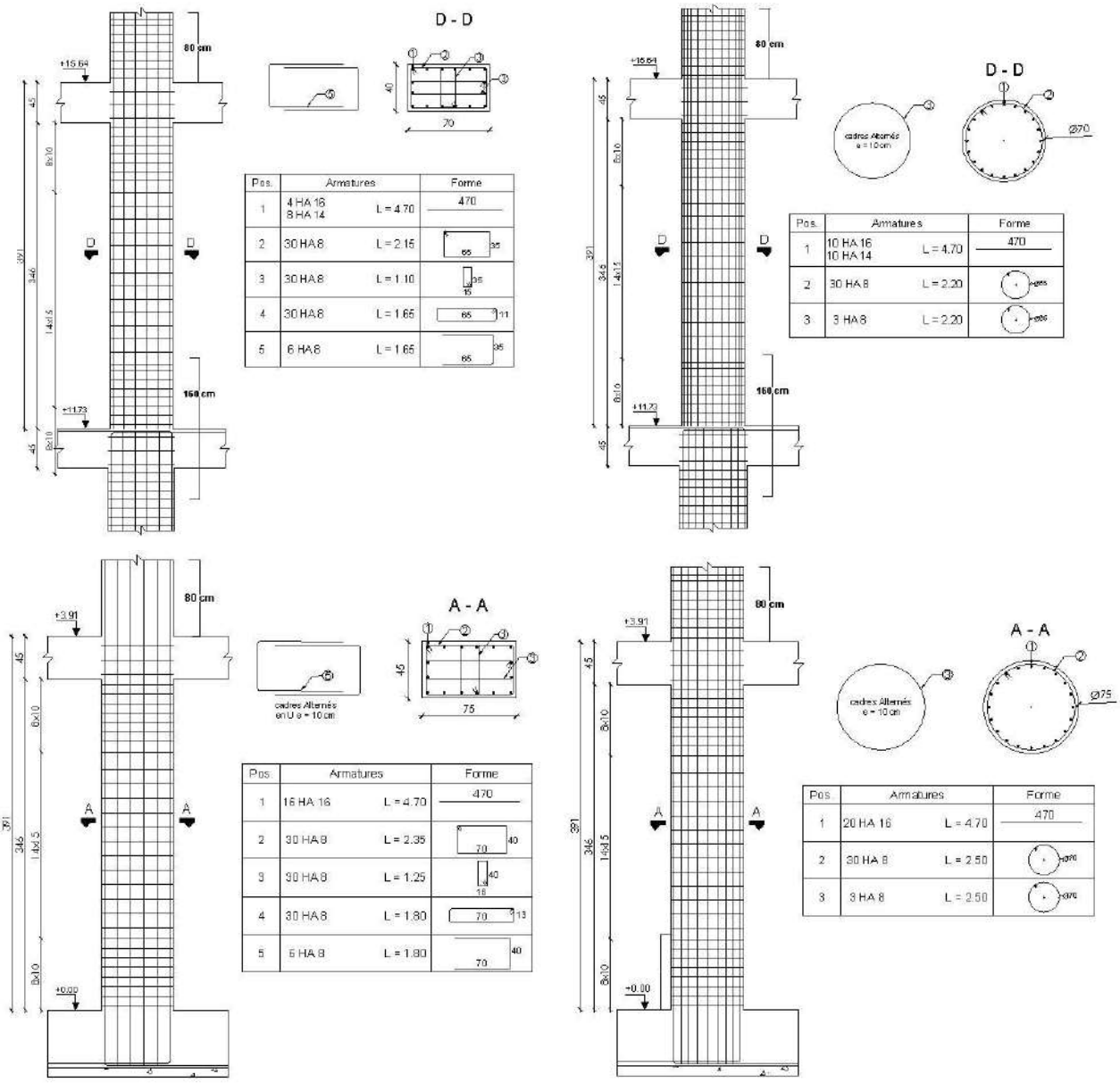


Figure V. 5 : Détail de ferraillage des Poteaux (65x65) et (60x60).



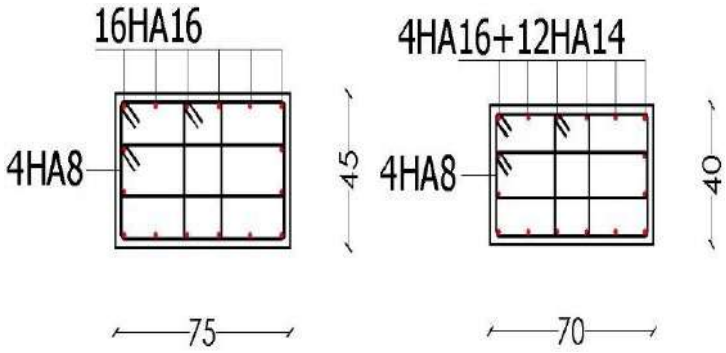


Figure V. 7 : Détail de ferraillage des poteaux (75x45) et (40x70)

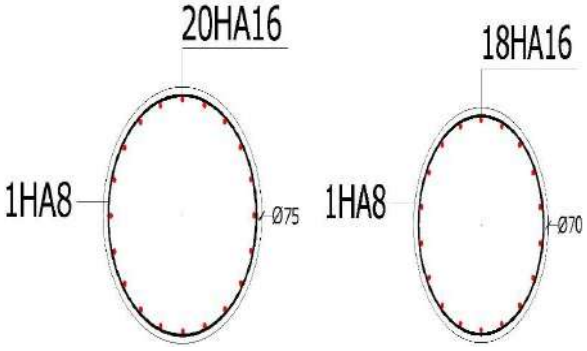


Figure V. 6 : Détail de ferraillage des poteaux (75) et (70)

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.

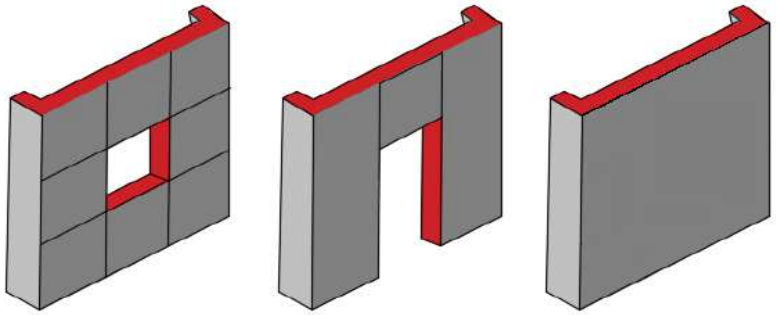


Figure V.8 : Types des voiles a ferraillé.

V.4.1. Ferraillage des trumeaux

V.4.1.1. Calcul des armatures verticales

Nous utilisons la méthode des forces pour le calcul de ferraillages.

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 :

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

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

Tableau V.29 : La section calculée d'armatures verticales des voiles.

Voile	S cm²	d cm	C cm	L/10 cm	N kN	M kN.m	Cas	$A_{calculé}$ cm²	$A'_{calculé}$ cm²
V1	25x437,5	415,63	21,88	43,55	12515,31	3975,95	S.P.C	10,94	0,00
V4	25x207,5	197,13	10,38	20,75	6296,06	771,04	S.P.C	5,19	0,00
V5	25x194,5	185,73	9,78	19,45	4410,19	467,77	S.P.C	4,88	0,00
V6	25x485,0	460,75	24,25	48,50	2076,43	9339,92	S.P.C	12,12	0,00
V7	25x635,0	603,25	31,75	63,50	1987,42	16108,27	S.P.C	15,88	0,00
B	25x620,0	589,00	31,00	62,00	7479,86	9761 ,94	S.P.C	15,50	0,00
C	25x222,5	211,38	11,13	22,25	6315,12	848,36	S.P.C	5,56	0,00
E	25x625,0	593,75	31,25	62,50	5700,13	9550,06	S.P.C	15,62	0,00
F	25x545,0	517,75	27,25	54,50	3612,43	7439,25	S.P.C	10,94	0,00

Tableau V.30 : La section choisie d'armatures verticales des voiles.

Voile	$A_{calculé}$ cm²	$A'_{calculé}$ cm²	$A_{choisie}$ cm²	St cm	$A_{courante\ choisie}$ cm²	St cm	$Av_{globale}$ cm²
V1	10,94	0,00	2x(4HA14)=12,32	12	2x(14HA14)= 43,10	25	92,38
V4	5,19	0,00	2x(2HA14)=6,16	12	2x(7HA14)=21,55	25	67,74
V5	4,88	0,00	2x(2HA14)=6,16	12	2x(7HA14)=21,55	25	67,74
V6	12,12	0,00	2x(4HA14)=12,32	12	2x(15HA14)=46,18	25	70,82
V7	15,88	0,00	2x(6HA14)=18,47	12	2x(20HA14)=61,58	25	98,52
B	15,50	0,00	2x(6HA14)=18,47	12	2x(19HA14)=58,50	25	95,44
C	5,56	0,00	2x(2HA14)=6,16	12	2x(8HA14)=24,63	25	73,90
E	15,62	0,00	2x(6HA14)=18,47	12	2x(20HA14)=61,58	25	98,52
F	13,63	0,00	2x(5HA14)=15,39	12	2x(17HA14)=58,50	25	83,03

V.4.1.2. Vérification des contraintes normales à L'ELS [2]

Tableau V.31 : Vérification des contraintes normales des voiles.

Voile	S cm²	N kN	M kN.m	σ_b MPa	σ_b MPa	σ'_s MPa	Vérification
V1	25x437,5	3092,78	57,46	2,80	0,00	41,93	Oui
V4	25x207,5	2451,63	247,70	5,83	0,00	85,61	Oui
V5	25x194,5	1345,55	33,26	2,84	0,00	42,37	Oui
V6	25x485,0	1845,77	444,16	1,90	0,00	27,85	Oui
V7	25x635,0	1667,74	825,10	1,47	0,00	21,34	Oui
B	25x620,0	2603,11	305,65	1,80	0,00	26,69	Oui
C	25x222,5	1179,92	43,00	2,25	0,00	33,15	Oui
E	25x625,0	5226,41	147,64	3,34	/	/	Oui
F	25x545,0	3108,05	518,02	2,59	0,00	38,32	Oui

V.4.1.3. Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU ou L'ACC [1]

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

Tableau V.32 : Vérification des contraintes de cisaillement des voiles.

Voile	S cm²	T kN	τ MPa	$\bar{\tau}$ MPa	Vérification
V1	25x437,5	1099,39	1,56	5	Oui
V4	25x207,5	461,89	1,38	5	Oui
V5	25x195,5	347,42	1,10	5	Oui
V6	25x485,0	2654,10	3,40	5	Oui
V7	25x635,0	3527 ,23	3,46	5	Oui
B	25x620,0	1871,34	1,34	5	Oui
C	25x222,5	583,05	1,56	5	Oui
E	25x625,0	1088,95	1,09	5	Oui
F	25x545,0	1457,92	1,66	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 d'équilibrer l'effort tranchant dans le voile.

Selon le D.T.R.-B.C.-2.42 Art 2.233-b

$$Ah = Max\{\frac{2}{3} \times A_{vch}; 0{,}15.\%.a.h_e\}$$

Le calcul de At et d'espacement se fait selon l' annexe E.

Tableau V.33 : La section calculée et choisie d'armatures horizontales des voiles.

Voile	T kN	τ MPa	$Av_{globale}$ cm²	Ah_{cal} cm²	N kN	K	Stcal CBA cm	$Sth_{choisie}$ cm	Ah_{ch} cm²
V1	1099,39	1,56	92,38	61,58	12515,31	2,37	474,97	10	2x(33HA12)=74,64
V4	461,89	1,38	67,74	45,16	6296,06	2,45	200,27	10	2x(33HA12)=74,64
V5	347,42	1,10	67,74	45,16	4410,19	2,08	157,65	10	2x(33HA12)=74,64
V6	2654,10	3,40	70,82	47,21	2076,43	1,20	12,30	10	2x(33HA12)=74,64
V7	3527 ,23	3,46	98,52	65,68	1987,42	1,15	11,91	10	2x(33HA12)=74,64
B	1871,34	1,34	95,44	63,63	7479,86	1,57	36,85	10	2x(33HA12)=74,64
C	583,05	1,56	73,90	49,27	6315,12	2,36	228,84	10	2x(33HA12)=74,64
E	1088,95	1,09	98,52	65,68	5700,13	1,43	182,51	10	2x(33HA12)=74,64
F	1457,92	1,66	83,12	55,41	3612,43	1,31	39,02	10	2x(33HA12)=74,64

V.4.1.5. Armatures d'attache

Les deux nappes d'armatures des voiles seront reliées par des aciers d'attache (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 $40.\emptyset_{max}$ en zone III.

V.4.2. Ferraillage des linteaux

Dans le calcul des linteaux, on a deux cas :

$$\tau_b \leq 0{,}06 f_{c28} \quad \text{Flexion simple}$$
$$\tau_b \geq 0{,}06 f_{c28} \quad \text{Traction / compression}$$
$$\tau_b = \frac{\overline{V}}{b_0 d} \quad , \quad \overline{V} = 1{,}4 V_u$$

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.

V.4.2.1.1. Aciers longitudinaux

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

V.4.2.1.2. Aciers transversaux

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

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

Linteaux longs :

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

S : Espacement des cours d'armatures transversales.

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

$Z = h - 2d'$

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

Linteaux courts :

$$S \leq \frac{A_t \times f_e \times l}{\overline{V} + (A_t \times f_e)}$$

$$V = \min(V_1 ; V_2)$$

$$V_2 = 2 \times V_u \quad , \quad V_1 = \frac{M_{ci} + M_{cj}}{l_{ij}}$$

Avec M_{ci} etM_{cj} moments résultants ultimes des sections d'about à gauche et à droite du linteau du portée l_{ij} et calculés par :

$$M_c = V_l \times f_e \times Z$$

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

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.

$$A_D = \frac{V}{2f_e \sin\alpha}$$

$$\alpha = \text{Arctg}\left(\frac{h - 2d'}{l}\right)$$

Ferraillage minimal : RPA2003 « Art 7.7.3.3 »

b) Armatures longitudinales

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

c) Armatures transversales

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

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

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.34 : 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
V4	RDC-4ème	25	171	145	816,635	588,29	2,97	Non	Traction/Compression
	5ème	25	197	145	378,45	127,868	1,19	Oui	Flexion simple
V5	RDC-4ème	25	231	162	983,99	765,078	2,65	Non	Traction/Compression
C	RDC-5ème	25	271	200	1296,69	1213,87	2,97	Non	Traction/Compression

Flexion simple :

Tableau V.35 : La section d'armatures des linteaux.

Voile	Niveau	$A_{calculé}$ (cm²)			$A_{choisie}$ (cm²)			
		A_l	A_t	A_p	A_l	S_t (cm)	A_t	A_p
V4	5ème	2,33	0,93	9,85	2x(2HA12)=4,52	15	2HA10=1,57	2x(14HA12)=31,67

Traction/Compression :

Tableau V.36 : La section choisie d'armatures des linteaux.

Voile	Niveau	$A_{calculé}$ (cm²)				$A_{choisie}$ (cm²)				
		A_d	A_l	A_t	A_p	A_d	A_l	S_t cm	A_t	A_p
V4	RDC-4ème	13,54	6,41	0,93	8,55	2x(6HA12) =13,57	2x(4HA12) =9,05	15	2HA10 =1,57	2x(11HA12) =24,88
V5	RDC-5ème	15,13	8,66	0,93	11,55	2x(6HA12) =13,57	2x(4HA14) =9,05	15	2HA10 =1,57	2x(16HA12) =36,19
C	RDC-5ème	20,27	10,16	0,93	13,55	2x(6HA16) =24,13	2x(4HA14) =12,32	15	2HA10 =1,57	2x(20HA12) = 45,24

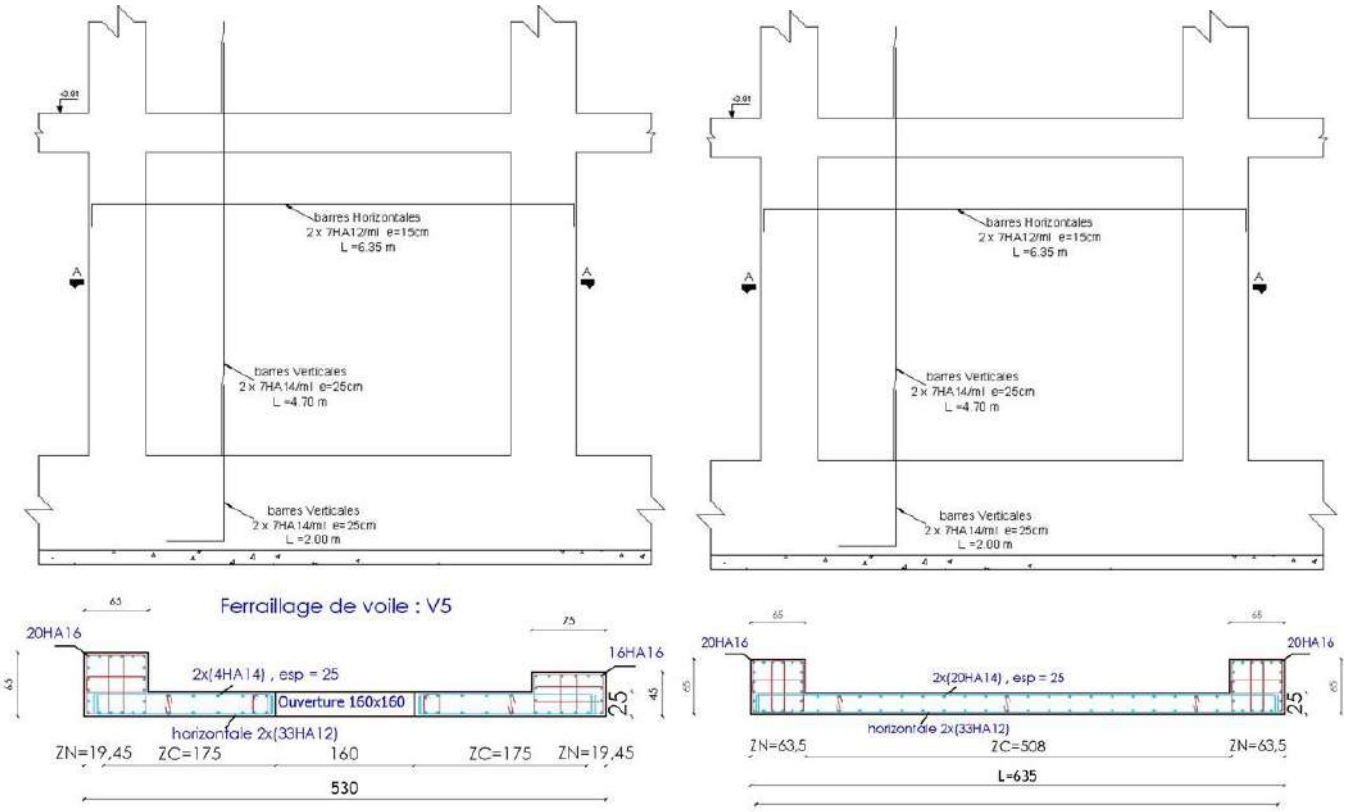


Figure V.9 : Détail de ferraillage des voiles.

CHAPITRE VI :
Etude de l'infrastructure

VI.1. Introduction

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

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

Les fondations doivent assurer deux fonctions essentielles :

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

VI.2. Connaissance du site et du sol

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

Le rapport du sol donne les informations suivantes :

- Il s'agit d'un sol de nature rocheuse calcaire.
- De faible a forte humidité et de faible a forte compacité. (**W % = 7,56 %**)
- De Moyenne cohésion. (**c = 1,00 bars**)
- L'angle de frottement est de ($\boldsymbol{\varphi}$ **=50°**)
- Le PH est proche de la neutralité. (**8,14**)
- Le pourcentage en sulfates indique que l'agressivité est nulle. (**0 %**)
- Le taux de carbonates est moyen. (**42 %**)

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 **3,0 bars**

La profondeur d'ancrage de **1,80 m** par rapport au niveau du sol.

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

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

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

- A l'ELS

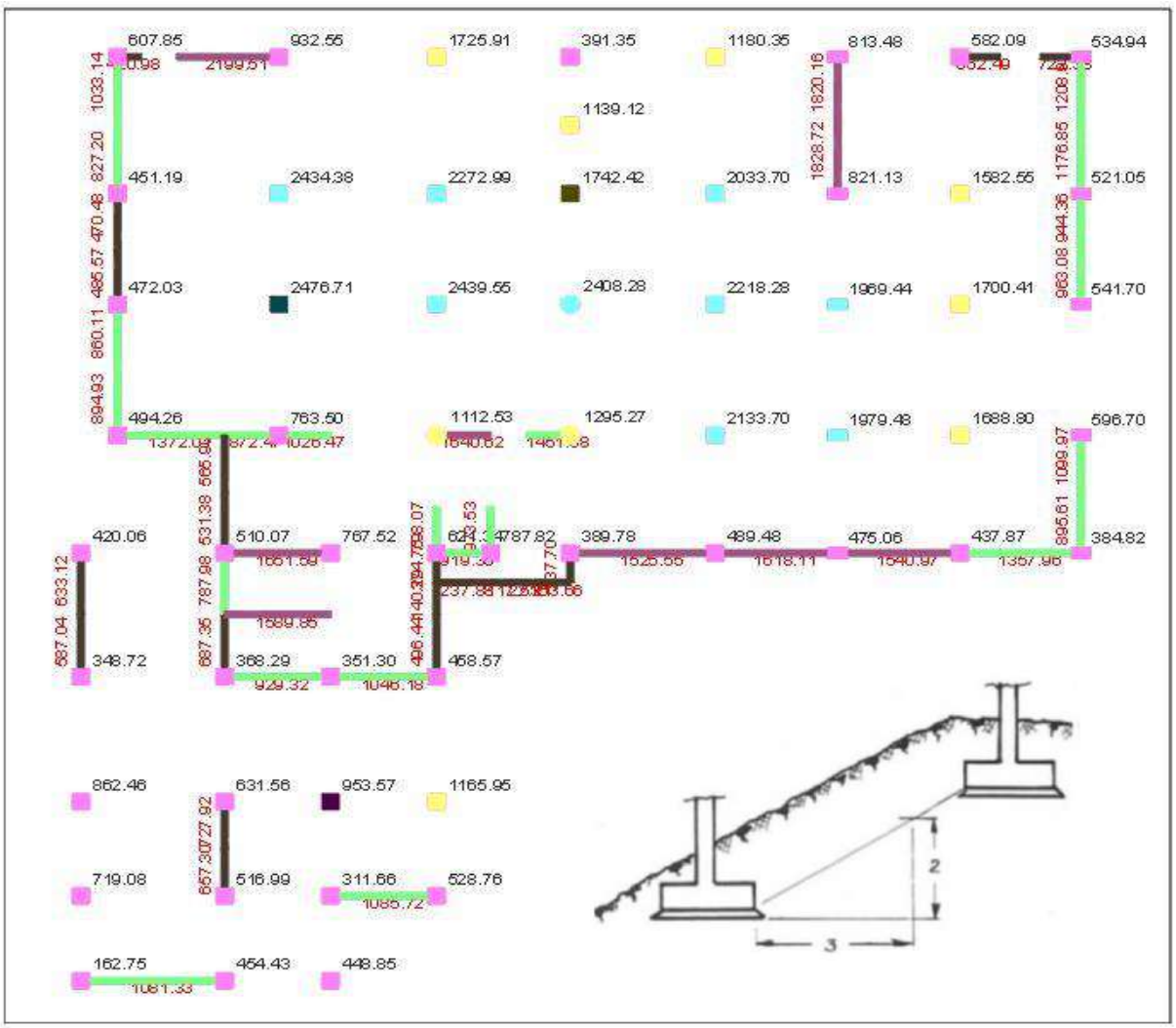


Figure VI.1 : Les efforts normaux des poteaux et des voiles à l'ELS.

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

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

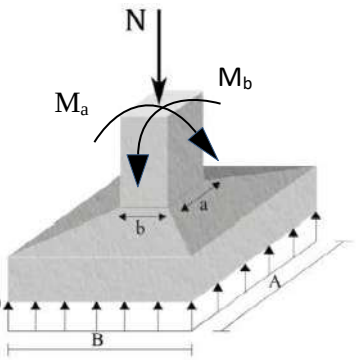


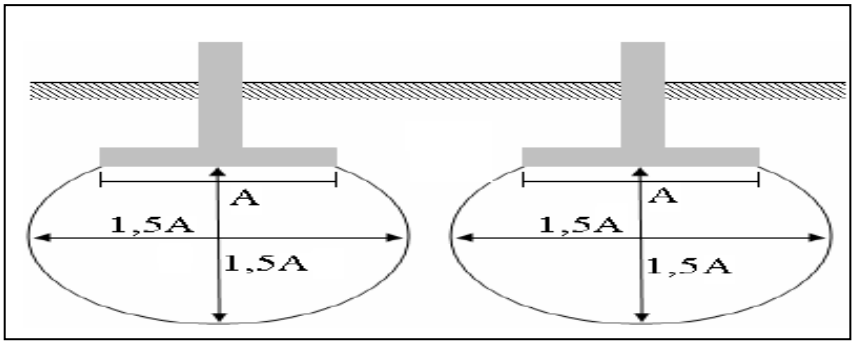
Figure VI.2 : Semelle isolée.

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 cal (cm)	h ch (cm)
S1	65	65	2476,7	9,22	-1,71	Trapézoïdale	2,87	2 ,87	3,2	3,2	66,75	80
S2	65	65	1742,64	15,95	1,38	Trapézoïdale	2,41	2 41	2,6	2,6	51,75	65
S3	65	65	953,70	-4,80	5,63	Trapézoïdale	1,78	1,78	1,9	1,9	34,25	45
S4	65	65	1165,95	-4,58	15,65	Trapézoïdale	1,97	1,97	2,20	2,20	41,75	50
S5	45	75	1993,73	-5,58	1,54	Trapézoïdale	2,0	3,3	2,20	3,5	71,75	75
S6	45	75	815,94	2,66	1,58	Trapézoïdale	1,28	2,13	1,4	2,20	39,25	40
S7	75		2408,31	12,43	1,18	Trapézoïdale	2,83	2,83	3,1	3,1	60,5	75

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

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



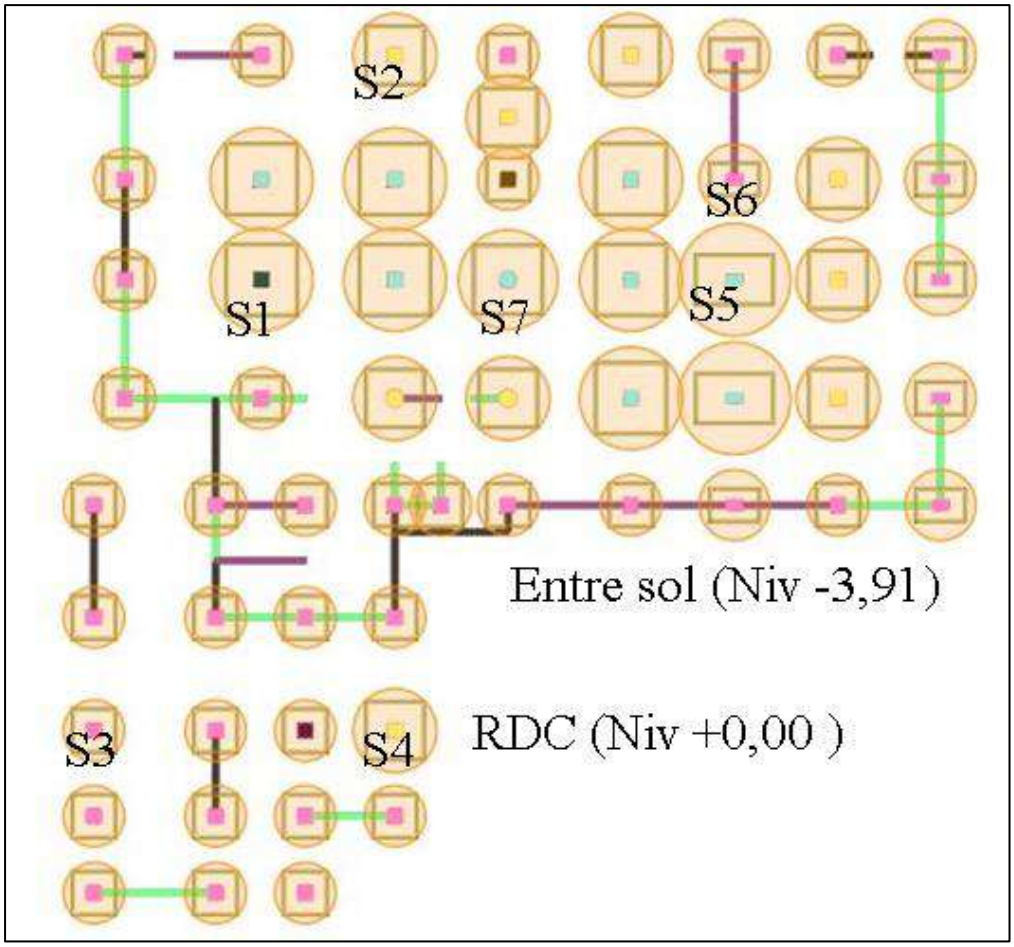


Figure VI.3 : Les bulles de pression sous la semelle.

➢ **Remarque**

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

VI.5.3. Les semelles isolées

S3: B_{ch} = 1,90 m; A_{ch} = 1,90 m; h_{ch} = 45 cm

S4: B_{ch} = 2,20; A_{ch} = 2,20 m; h_{ch} = 50 cm

VI.5.3.1. Verifications des contraintes

On vérifie $\sigma \leq \sigma_{sol}$; $\sigma = \frac{N_{ser}}{S_{semelle}} = \frac{N_{ser}+P_{semelle}+P_{amorces\ poteaux}+P_{remblai}}{A \times B}$

Tableau VI.2 : Vérification des contraintes des semelles isolées.

S	A m	B m	N_{ser} kN	$P_{semelle}$ kN	$P_{amorces\ pot}$	$P_{remblai}$ kN	σ MPa	$\sigma \leq \sigma_{sol}$
S3	1,90	1,90	953,70	40,61	12,68	33,75	0,29	Oui
S4	2,20	2,20	1165,95	60,50	12,15	49,73	0,27	Oui

VI.5.3.2. Vérification de la stabilité au renversement [1]

Tableau VI.3 : Vérification de renversement des semelles isolées.

S	e_{0a}	e_{0b}	A/4	B/4	Vérification
S3	0,46	0,54	47,50	47,50	Oui
S4	0,36	1,21	55,00	55,00	Oui

- **Pas de risque de renversement suivant les deux sens.**

VI.5.3.3. Vérification de poinçonnement [2]

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

Tableau VI.4 : Vérification de poinçonnement des semelles isolées.

S	h	F_{limite}	F_u	Vérification
S3	45,00	1485,00	1335,65	Oui
S4	50,00	1725,00	1616,36	Oui

- **Pas de poinçonnement du fût sur la semelle.**

VI.5.3.4. Calcul de Ferraillages à l'ELU

Le ferraillage des semelles isolées se fait suivant les étapes suivantes :

On vérifie le diagramme des contraintes : $e0 \leq \frac{A}{6} ; \frac{B}{6}$

Après on vérifie :

- Méthode des bielles : $e0 \leq \frac{A}{18} ; \frac{B}{18}$
- Méthode des moments : $e0 \geq \frac{A}{18} ; \frac{B}{18}$

$N = \Sigma\ Nu + P_{semelle} + P_{amorces\ poteaux} + P_{remblai}$

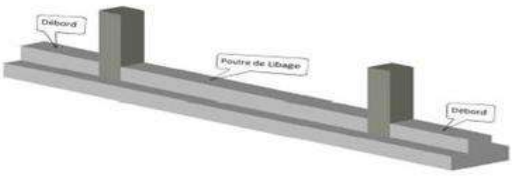
Tableau VI.5 : Ferraillage principales des semelles isolées.

S	N kN	Ma kN.m	M_b kN.m	A_a cm²	A_b cm²	A_a cm²	A_b cm²	St cm
S3	1483,43	6,79	7,77	13,55	13,57	13HA12=14,70	13HA12=14,70	15
S4	1821,48	6,39	21,34	21,62	19,11	22HA12=24,88	22HA12=24,88	10

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.



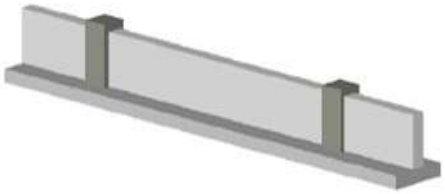


Figure VI.4 : Semelle filantes sous plusieurs poteaux. Figure VI.5 : Semelle filantes sous voiles.

VI.6.1. Dimensionnement des semelles filantes

- Après plusieurs choix des semelles filantes nous obligeons de prendre des semelles filantes croisées, (semelles filante dans les deux sens $\frac{N\ pot}{2}$)

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.6 : Dimensionnement des semelles filantes à l'ELS.

Semelle		A m	N_{ser} kN	M_{corr} kN	B calculé m	B adopté m	h calculé cm	h adopté cm	σ_{sol} calculé MPa	$[\overline{\sigma}_{sol}]$ MPa
Sous Plusieurs poteaux	Sf-1x	6,98	1238,355	4,62	0,59	2,00	36,75	40,00	1,12	3,00
	Sf-2x	4,18	1109,14	10,04	0,90	2,00	34,25	40,00	1,28	
Sous voiles	Sf-3	1,0	210,03	56,70	0,90	1,10	14,25	30,00	2,94	
	Sfph	1,0	336,63	1,73	1,14	1,50	21,75	40,00	2,52	

VI.6.2. Vérification de la stabilité au renversement [1]

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.7 : 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-1x	1238,355	4,62	0,37	2,00	50,00	Oui
	Sf-2x	1109,14	10,04	0,45	2,00	50,00	Oui
Sous voiles	Sf-3	420,06	8,67	2,06	1,10	27,50	Oui
	Sfph	489,48	16,48	3,36	1,50	35,00	Oui

VI.6.3. Vérification de poinçonnement de semelle filante

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

Tableau VI.8 : Vérification de poinçonnement de la semelle filante.

Semelle filante	h cm	F_{limite} kN	F_u kN	Vérification
	40,00	1260,00	3433,49	Non

- **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.9 :Choix de méthode de calcul .

Semelle	N_u(KN)	M_u(KN.m)	$e_0 = \frac{M_u}{N_u}$(cm)	$\frac{B}{18}$(cm)	Méthode
Sf-1x	3433,49	12,97	0,37	11,1	Des bielles
Sf-2x	3070,20	14,05	0,45	11,1	Des bielles

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

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

- Armatures principales

Tableau VI.10 : 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-1x	3433,49	6,98	2,00	49,56	47HA12 = 53,16	15
SF-2x	3070,20	4,18	2,00	44,25	42HA12= 47,50	10

- Armature de répartitions

Tableau VI.11 : Armature de répartition des semelles filantes sous plusieurs poteaux.

Semelle	Ab cm^2	B m	$A_{rép}$ m	A choisie cm^2	St cm
SF-1x	11,31	1,10	3,11	2x(5HA12) =11,31 cm^2	10
SF-2X	11,31	1,50	4,24	2x(6HA12) =13,57cm^2	10

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.12 : 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-3	561,81	26,61	4,73	8,33	Des bielles
Sfph	316,59	85,95	27,00	6,66	Des moments

- Armatures principales

Tableau VI. 13 : Ferraillages principales des semelles filantes sous voiles.

Semelle	N_u/ml KN/ml	M_u/ml KN	$e_0(cm)$	B m	$A_{calculée}$ cm^2	$A_{choisie}$ cm^2	St cm
Sf-3	561,81	26,61	4,73	1,10	8,82	10HA12=11,31	10
Sfph	316,59	85,95	27,00	1,50	9,37	10HA12=11,31	10

- Armature de répartitions

Tableau VI.14 : Armature de répartitions des semelle filantes sous voiles.

Semelle	Ab cm^2	B m	$A_{rép}$ m	A calculée cm^2	St cm
Sf-3	11,31	1,20	4,24	2x(5HA12) =11,31 cm^2	10
Sfph	11,31	1,50	3,39	2x(6HA12) =13,57cm^2	10

VI.6.5. Pré dimensionnement de la poutre de libage

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

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

Tableau VI.15 : Pré dimensionnement des poutres de libage.

Poutre de libage	L_{max} m	$h_{p\ calculé}$ m	$h_{p\ adopté}$ m	b_p m
	5,30	1,13	1,00	0,60

VI.6.6. Vérification de Poinçonnement de la poutre de Libage [2]

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

Tableau VI.16 : Vérification de Poinçonnement des poutres de libage.

Poutre de libage cm²	Nu kN	F limite kN	Nu≤ F_{limite}
60x100	3433,49	4950,00	Vérifiée

VI.6.7. Vérification de cisaillement de poutre de libage à l'ELU [2]

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.17 : Vérification de cisaillement des poutres de libage.

Elément	b cm	h cm	T kN	τ MPa	$\bar{\tau}$ MPa	Vérification
PL 1	60	100	946,58	1,62	2,50	Oui
PL 2	60	100	853,76	1,46	2,50	Oui

VI.6.8. Ferraillage Poutre de libage

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

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

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

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

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

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

Tableau VI.18 : 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	1,56	1,28	330,00	256,00
PL 2	1,66	1,28	332,00	256,00

VI.6.8.1. Armature calculée en travée et en appuis

Combinaison : 1,35G+1,5Q

Tableau VI.19 : Ferraillage longitudinal des poutres de libage.

Elément	bxh cm²	M_t kN.m	M_a kN.m	As1	As2
PL 1	60x100	599,44	-693,94	18,47	21,55
PL 2	60x100	470,94	-570,69	14,40	17,57

VI.6.8.2. Armatures choisis en travées et en appui

Tableau VI.20 : 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	-693,94	599,44	21,55	18,47	12HA16 = 24,13	10HA16 = 20,11
PL 2	-570,69	470,94	17,57	14,40	10HA16 = 20,11	10HA16 = 18,10

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.21 : Vérification de sections d'armatures.

Elément	$A_t(cm^2)$	$A_a(cm^2)$	$A_{min}(cm^2)$	$A_{tmin}(cm^2)$	Vérification
PL 1	34,18	30,16	30,00	6,00	Oui
PL 2	30,16	30,16	30,00	6,00	Oui

VI.6.8.3. Vérification des contraintes normales a L'ELS [2]

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

Tableau VI.22 : Vérification des contraintes normales des poutres de libages.

Elément	M_{ser}(kN.m)		σ_b MPa	$\overline{\sigma_b}$ MPa	Vérification	σ_s MPa	σ_s' MPa	$\overline{\sigma_s}$ MPa	Vérifiction
PL 1	Appui	-583,33	7,75	15	Oui	201,63	0,00	201,63	Non
	Travée	465,02	6,61	15	Oui	201,63	0,00	201,63	Non
PL 2	Appui	-466,04	6,63	15	Oui	201,63	0,00	201,63	Non
	Travée	356,33	5,27	15	Oui	201,63	0,00	201,63	Non

$\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$ n'est pas vérifiée donc on doit recalculer la section d'armature à l'ELS.

Tableau VI.23 : La section calculée et choisie des poutres de libages.

Elément	M_{max}(kN.m)		$A_{calculées}$ (cm^2)		$A_{choisie}$ (cm^2)	
	Travée	Appui	Travée	Appui	Travée	Appui
PL 1	-583 ,33	465,02	31,05	26,43	18HA16 = 36,19	14HA16 = 28,15
PL 2	-466,04	356,33	26,55	20,05	14HA16 = 28,15	10HA16 = 20,11

VI.6.8.4. Armature transversales

Le calcul des armatures transversales et leurs espacements se fait suivant l'annexe E.

Tableau VI.24 : Armateurs transversales.

Elément				Espacement et Armatures			
b cm	h cm	T kN	τ MPa	ZN cm	ZC cm	Φ mm	At cm^2
60	100	946,58	1,62	10	15	8	6HA8= 3,02
60	100	853,76	1,46	10	15	8	6HA8= 3,02

VI.6.8.5. Vérification de la flèche a L'ELS [2]

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

Tableau VI.25 : Vérifications préliminaire de la flèche.

Elément	1ere condition			2éme condition			3éme condition		
	h/L	1/16	h/L≥1/16	h/L	$Mt/10M_0$	$h/L \geq Mt/10M_0$	$A/b_{0a}A$	$4,2/f_e$	$A/b_{0a}A \geq 4,2/f_e$
PL 1	0,18	0,625	CNV	0,18	0,10	CV	0,006	0,0105	CNV
PL 2	0,20	0,625	CNV	0,20	0,10	CV	0,004	0,0105	CNV

Les conditions ne sont pas toutes vérifiées, donc on doit faire le calcul de la flèche en suivant « l'annexe D » du CBA93 [2]

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

$[\mathbf{f}]adm = 0{,}5\ cm + \frac{L}{1000}$ Si > 5 m.

Tableau VI.26 : 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		
60	100	5,30	-149,86	635,44	-607,72	36,19	0,00	2,0	15,60	**Oui**
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		
60	100	4,85	-113,73	470,94	-500,79	28,15	0,00	1,30	9,70	

VI.6.8.6. Armatures de peau [2]

Puisque la poutre de libage à une hauteur de 100 cm le CBA93 [2] exige en plus les armatures longitudinales, des armatures de peau d'au moins 3cm²/m.l posées parallèlement à la fibre moyenne de la poutre. Ap= 5,40cm², donc on adopte 6HA12=6,79cm².

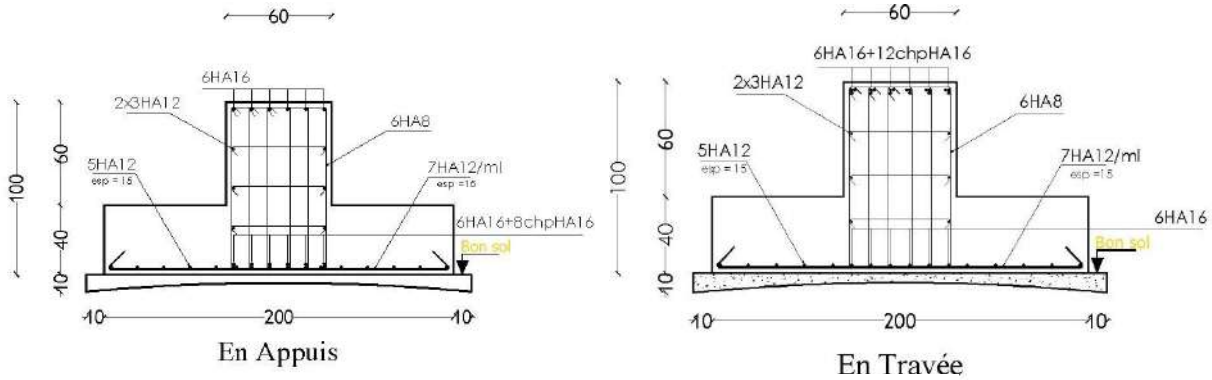


Figure VI. 6 : Dessin de ferraillage de Poutre de libage 1.

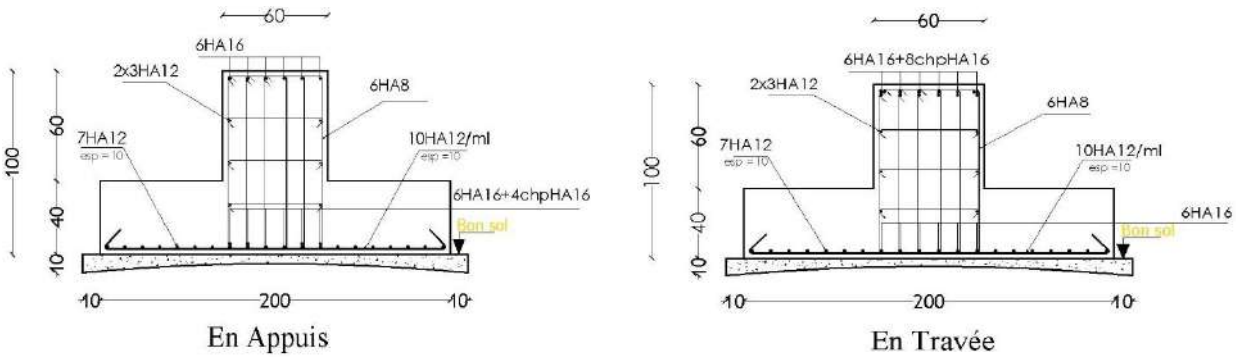


Figure VI. 7 : Dessin de ferraillage de Poutre de libage 2.

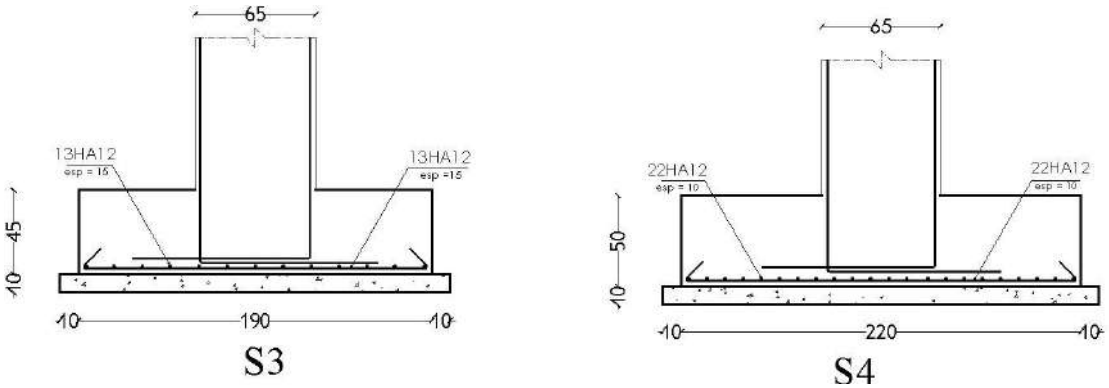


Figure VI. 8 : Dessin de ferraillage des semelles isolées.

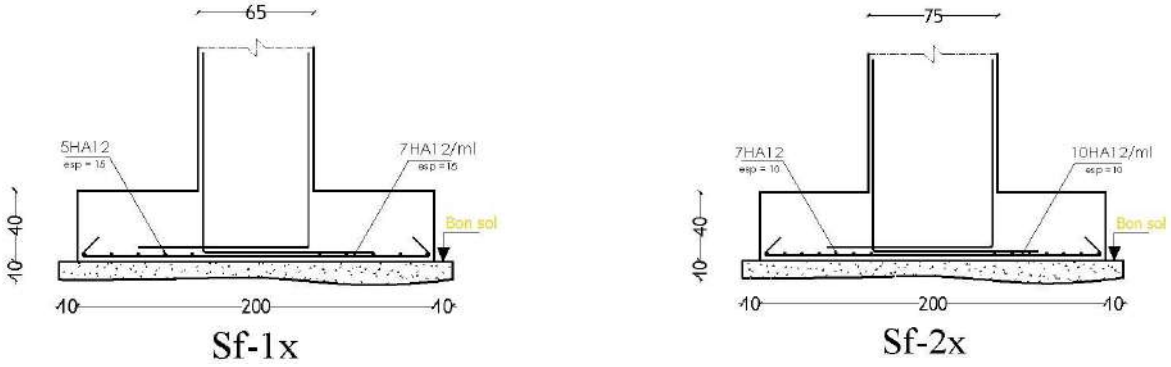


Figure VI. 9 : Dessin de ferraillage des semelles filantes sous plusieurs poteaux.

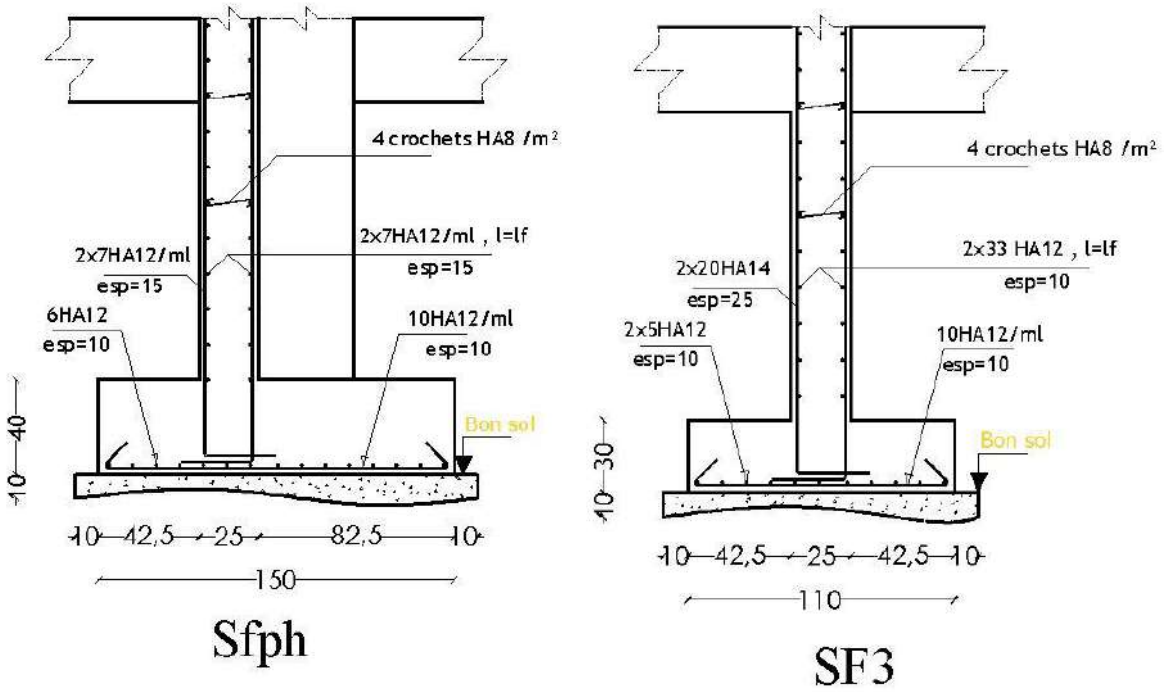


Figure VI. 10 : Dessin de ferraillage des semelles filantes sous voiles.

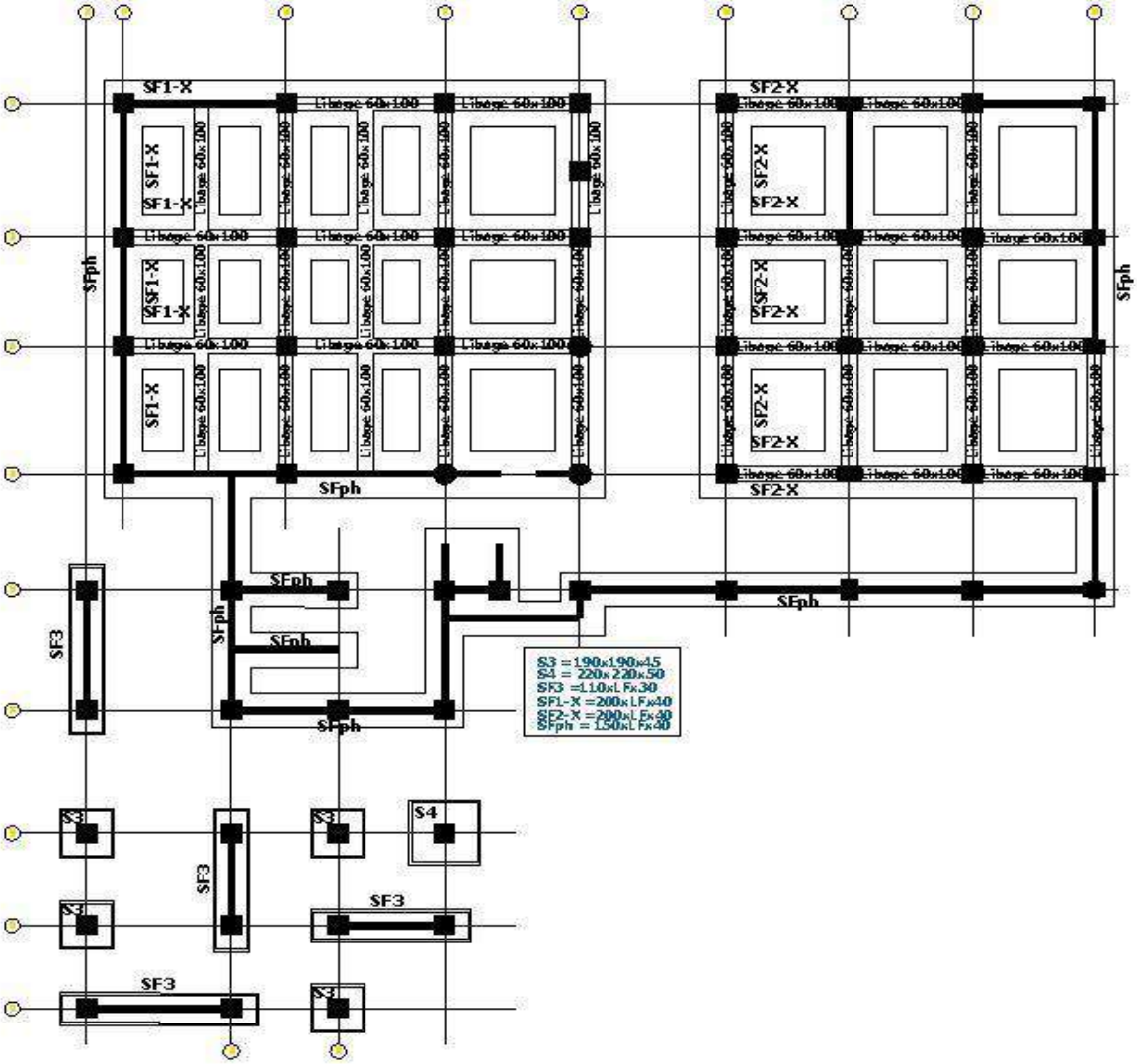


Figure VI. 11 : Plan de coffrage des fondations.

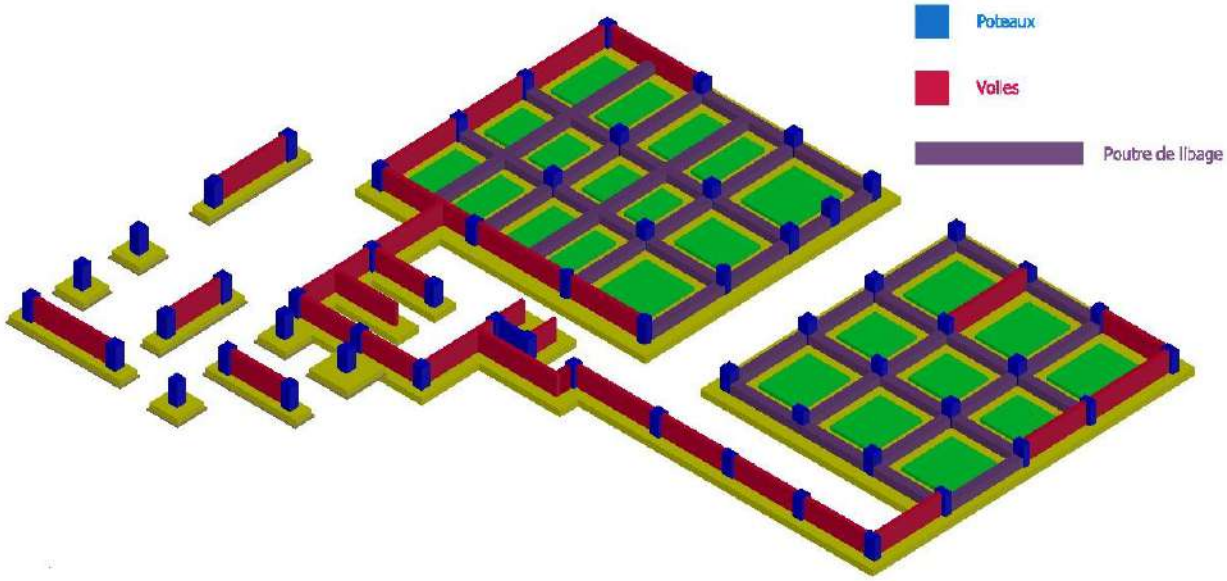


Figure VI. 12 : Dimensionnement finales des semelles en 3D.

VI.7. Ferraillage des longrines

Les longrines sont des poutres dimensionnées pour minimiser les déformations due au sol (tassement, gonflement, soulèvement ……) ; minimiser la longueur du flambement des poteaux Appui continue pour les murs double cloison.

VI.7.1. Calcul de Ferraillage à L'ELU ou L'ACC

Les longrines doivent calculés résister a la traction sous l'action d'une force égale a :

$$Fu = \frac{Nu}{\alpha} \geq 20 \text{ KN}$$

α : (zone III / site 1) = 12

Avec : N égale a la valeur maximale des charges vertical de gravité apportées par les points d'appui solidarisés.

$$Fu = \frac{3584,88}{12} = 298,74 \text{ kN} \quad ; \quad A = \frac{Fu}{\sigma s} = \frac{Fu}{Fe/\gamma s} = \frac{298,74}{400/1,15} = 8,59 \text{ cm}^2$$

- **Choix des Armatures**

➢ Section minimale : 0,6 % x (bxh) = 0,6% 0,30x0,35 = 6,30 cm².

Tableau VI.27 : Ferraillage des longrines.

Elément	$A_{calculée}$	A_{min} (cm²)	$A_{choisie}$ (cm²)
Longrines	8,59	6,30	6HA16 =12,06

VI.7.2. Vérification des contraintes normales à l'ELS [2]

Type de fissuration : préjudiciable

$$Fser = \frac{Nser}{\alpha} \; ; \; \sigma s = \frac{Fser}{Ach} < \overline{\sigma s}$$

Tableau VI.28 : Vérification des contraintes normales de longrines.

Sollicitation a L'ELS		Contraintes normales		Contraintes admissibles		Vérification Oui/Non
Nser kN	α	σb MPa	σs MPa	$\overline{\sigma b}$ MPa	$\overline{\sigma s}$ MPa	
2585,09	12	/	178,62	/	201,63	Oui

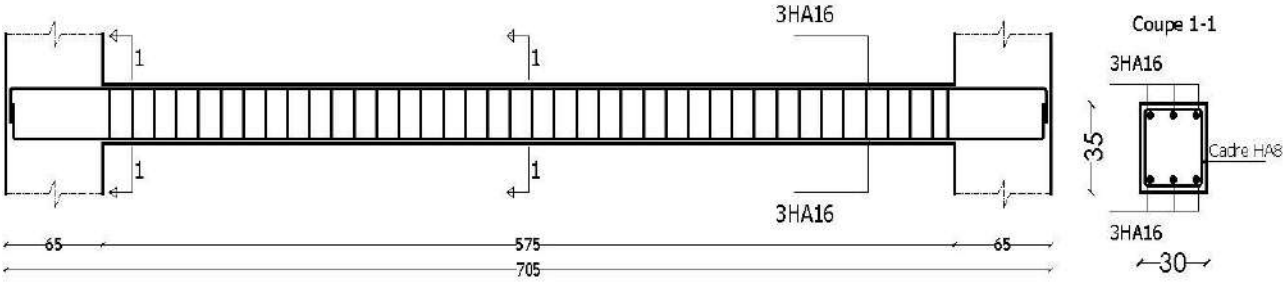


Figure VI. 11 : Dessin de ferraillage des longrines.

VI.8. 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 3,91m et une épaisseur de 25cm.

Il est considéré comme une dalle pleine et supposé uniformément charger par la poussée des terres.

$\rho = \frac{3,91}{5,80} = 0,674 > 0,4$ donc le panneau se travaille suivant les deux direction, on utilisons la méthode des lignes du rupture (annexe C) pour le calcul des moments à l'ELU, et la méthode forfaitaire (annexe D) pour les calcul des moments à l'ELS.

VI.8.1. Calcul de la poussée des terres

$$P_1 = \frac{1}{2}.\gamma.K_\gamma.h^2 \quad \text{avec } h = 3,91 \text{ m} \quad ; \quad K_\gamma = \tan^2(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2})$$

Tableau VI.29 : Tableau des données.

γ (KN/m²)	ϕ °	K_γ	P1 (kN/m²/ml)	q_u kN/ml	q_{ser} kN/ml
20	50	0,13	19,87	13,41	9,935

VI.8.2. Calcul de ferraillage a l'ELU

Tableau VI.30 : Ferraillage verticale et horizontale de voile périphérique.

	Elément		Mu kN.m	Ep cm	$A_{calculée}$ cm²	Amin cm²	St cm	Choix cm²
Suivant x	Les armatures verticales	Travée	12,59	25	2,76	2,50	15	7HA12=7,92
		Appuis	-4,47		2,76	2,50	15	7HA12=7,92
Suivant y	Les armatures horizontales	Travée	4,90		2,76	2,50	15	7HA12=7,92
		Appuis	-4,47		2,76	2,50	15	7HA12=7,92

VI.8.3. Vérification des contraintes normales à l'ELS [2]

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

Tableau VI.31 : Vérification des contraintes normales de voile périphérique.

Elément	M_{ser}(kN.m)		σ_b MPa	$\overline{\sigma_b}$ MPa	Vérifiée	σ_s MPa	$\sigma_s{}'$ MPa	$\overline{\sigma_s}$ MPa	Vérifiée
Suivant x	Travée	10,06	0,92	15	Oui	9,71	0,00	201,63	Oui
	Appui	-5,03	0,43	15	Oui	0,00	4,86	201,63	Oui
Suivant y	Travée	5,73	0,53	15	Oui	0,00	5,53	201,63	Oui
	Appui	-5,03	0,43	15	Oui	0,00	4,86	201,63	Oui

VI.8.4. 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.32 : Vérification des contraintes de cisaillement de voile périphérique.

Elément			Vérification		
b cm	h cm	Tu kN	T MPa	$\bar{\tau}$ MPa	
100	25	19,60	0,79	1,17	Oui

CONCLUSION GENERALE

Toute en long de notre étude élaborée et après différents calculs établis, nous pouvons tirer les conclusions suivantes :

- La disposition des voiles adoptée nous permet de se rapprocher le plus possible au comportement des structures régulières (structure géométriquement et tortionnairement symétrique) en obtenant dans les deux premiers modes une translation suivant les deux axes principaux et dans le troisième mode une rotation.

- Vue la forme du bâtiment, il est bien probable qu'on obtient une structure rigide. Ce qui s'est manifesté par une période de 0,41 s et un nombre des modes élevé (291 modes) avant d'atteindre 90% de la participation massique exigée par le règlement parasismique. Cependant, il faut signaler que les éléments secondaires modélisés, notamment les porte-à-faux et les escaliers, pouvaient être la cause probable de cette perturbation des modes.

- En ce qui concerne le ferraillage à cause de leur rôle porteur les poutres principales (30x45) cm² et nervures (30x40) cm², nous avons adopté un diamètre (HA16).

- Cependant, les poteaux et les voiles étaient la partie la plus vulnérable à l'effet sismique, avec la présence des sections partiellement tendus presque pour tous les étages.

- Finalement, pour l'infrastructure, les semelle filante croisées et semelle isolées pour le RDC étaient le meilleur choix pour satisfaire les conditions de stabilité et éviter le chevauchement des semelles isolées.

- L'interaction sol-structure n'est pas prise en compte dans notre cas. Son incidence est le plus souvent favorable (dissipation d'énergie), mais les cas défavorables ne sont pas rares (accroissement de charges dans le cas de certaines structures rigides).

Parallèlement, on a fait valoir, autant que possible les principaux critères admis, à savoir : la résistance, la sécurité, la ductilité et l'économie.

Références bibliographiques

Documents réglementaires

📖 [1] Règles parasismiques Algérienne RPA 99 version 2003.
(Document technique réglementaire D.T.R-B.C.2.48).

📖 [2] Règle de conception et de calcul de structures CBA93.
(Document technique réglementaire D.T.R-B.C.2.41).

📖 [3] Charges permanentes et surcharges d'exploitations D.T.R -B.C.22.

Logiciels

- Logiciel d'analyse des structures « SAP2000 version 20.2.0 ».
- Logiciel de ferraillage ROBOT EXPERT.
- Logiciel de dessin AUTO CAD Structural 2019.

ANNEXE A

METHODE SIMPLIFIEE DE CALCULE DES FLECHES

On peut admettre que I_f est défini par la relation :

$$I_f = 1{,}1\frac{I_0}{1+(\lambda\,.\,\mu)}$$

Dans laquelle les coefficients λ et μ sont égaux à :

$\lambda = \lambda_i = \frac{0{,}05\, f_{t28}}{(2+3\frac{b_0}{b})\rho}$ Pour les déformations instantanées

$\lambda = \lambda_v = \frac{0{,}02\, f_{t28}}{(2+3\frac{b_0}{b})\rho} = \frac{2}{5}\lambda_i$ Pour les déformations de longue durée

$\mu = 1 - \frac{1{,}75\, f_{t28}}{4.\rho.\sigma_s + f_{t28}}$ si la valeur de μ.résultant de cette expression est positive et zéro de cas contraire.

Dans ces expressions :

I_0: désigne le moment d'inertie de la section totale rendue homogéne calculé

f_{t28}: la résistance caractéristique du béton à la traction exprimée en MPa;

σ_s:la contrainte de traction effective de l'armature correspondant au cas de charge considéré;

ρ: le"pourcentage"ou rapport de l'aire A de la section de l'armature tendue à l'aire de la section utile de la nervure;

$$\rho\frac{A}{b_0.\,d}$$

b_0: la largeur de la nervure et b celle de la table de compression.

Les courbures de la nervure $\frac{1}{r_i}$ et $\frac{1}{r_v}$ sont évaluées en prenant en compte respectivement les moments d'inertie I_{fi} et I_{fv} correspondant a λ_i et λ_v et les modules de déformation longitudinale correspondants E_i et $E_v = \frac{1}{3}E_i$.

$$\frac{1}{r_i} = \frac{M}{E_i.I_{fi}} \text{ et } \frac{1}{r_v} = \frac{M}{E_v.I_{fv}}$$

M : étant le moment fléchissant qui sollicite la section considérée sous la combinaison d'état limite de service envisagé.

A défaut d'une justification basée sur l'évaluation des déformations à partie des valeurs des courbures, on peut admettre que les flèches f_i et f_v sont égales à:

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

$$\Delta f_t = f_{v-} f_i$$

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

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

ANNEXE B

CONDITION DE LA FLECHE DE LA METHODE FORFAITAIRE

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

-Pour les Poutres

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

-Pour les Poutrelles

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

-Pour les Dalles Pleines

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

Avec:

-$M_t = k \times M_0$

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

ANNEXE C

METHODE DES LIGNES DE RUPTURE

La méthode des lignes de rupture est une méthode plus puissante et considère les matériaux à leur limite élasto-plastique.

Cette méthode, qui ne concerne que l'état limite ultime, est basée sur le Mécanisme des fissures, elle prévoit l'endommagement de la dalle.
Les fissures qui apparaissent sur la dalle s'appellent **lignes de rupture**.

Hypothèses de calcul

Premièrement et avant tout, il faut prévoir, dans le cas de rupture, les différentes fissures au niveau de la dalle tant sur la face inférieure que la face supérieure.

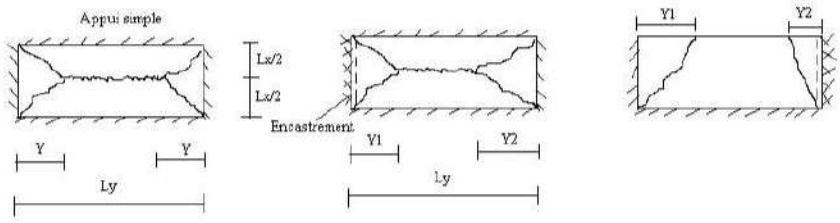
Les prévisions des fissures seront en fonction du type de charges (réparties ou concentrées) et du type d'appuis (encastrement, simple ou côté libre).
Les hypothèses de calcul sont :

a) La ligne de rupture divise la dalle en plusieurs régions appelées régions rigides, et elles sont supposées rester planes.
b) Les lignes de rupture sont des lignes droites et se terminent toujours sur le pourtour de la dalle.
c) Une ligne de rupture entre deux régions rigides doit passer par l'intersection des axes de rotation de ces régions.
d) L'axe de rotation se trouve toujours le long du support.
e) La ligne de rupture négative est toujours répandue le long de l'axe de rotation de la région rigide.
f) Les lignes de rupture qui sont causées par les moments de flexion positifs sont appelées lignes de rupture positives et sont représentées par une ligne continue en zigzag. Les lignes de rupture qui sont causées par les moments de flexion négatifs sont appelées lignes de rupture négatives et sont représentées par une ligne discontinue.

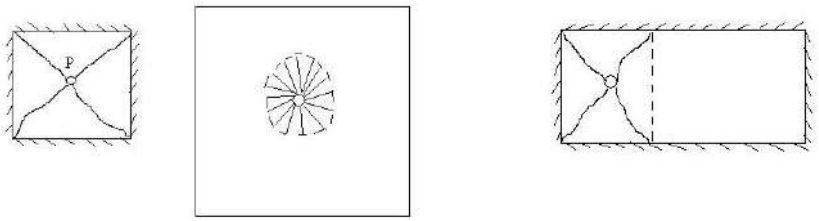
Conventionnellement on désignera :
-Un côté libre par un trait sans hachures
-Un appui simple par une hachure
Un encastrement par une double hachure

Exemples de fissuration de dalle

a) **Cas des charges réparties**



b) **Cas des charges réparties concentrées**



Calcul des moments (principe du travail virtuel)

Le calcul des moments de flexion des lignes de rupture se base sur le principe du travail virtuel qui consiste à évaluer le travail provoqué par les charges externes, il sera appelé travail externe, et à évaluer le travail provoqué par les moments internes, il sera appelé travail interne. Le principe du travail virtuel consiste donc à poser l'équation d'équilibre la somme des travaux égale à zéro.

$$\sum \text{des Travaux Externes} - \sum \text{des Travaux Internes} = 0$$

a) Travail externes

Le travail externe est égale au produit de la force concentrée par son déplacement

$$T_{ext} = P.f$$

Pour le cas particulier de la charge répartie :

T_{ext} = charge répartie x Surface x déplacement du centre de gravité de la surface

b) Travail internes

Le travail interne est égal au produit du moment par la projection de la ligne de rupture sur l'axe de rotation par l'angle de rotation de la région rigide sur son axe.

$$T_{int} = M.l.\theta$$

Le principe du travail virtuel nous permet d'évaluer le moment de flexion en fonction de la charge externe appliquée sur la dalle.

ANNEXE D

METHODE FORFAITAIRE

CALCUL DES MOMENTS :

1. Dalle travaillant suivant une seule direction :

a) Elle est encastrée sur un seul coté :

$$M = -\frac{qL^2}{2}$$

b) Elle repose simplement sur deux cotés :

$$M = \frac{qL^2}{8}$$

c) Elle est encastrée sur ses quatre cotés :

$$M_t = 0{,}8\, M_0$$

$$M_a = -0{,}5\, M_0$$

Avec :

$$M_0 = \frac{qL_x^2}{8}$$

2. Dalle travaillant suivant les deux directions :

a) Dalle articulée sur leur contour :

$$M_x = \mu_x q L_x^2$$

$$M_y = \mu_y M_x$$

b) Dalle encastrées totalement ou partiellement sur leur contour :

- Panneau de dalle de rive :

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

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

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

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

- Panneau de dalle intermédiaire :

$$M_{tx} = 0{,}75\, M_x$$

$$M_{ty} = 0{,}75\, M_y$$

$$M_{ax} = M_{ay} = -0{,}5\, M_x$$

CALCUL DE L'EFFORT TRANCHANT :

1. Dalle travaillant suivant une seule direction :

$$T_e = -\frac{ql}{2} + \frac{M_w - M_e}{l}$$

$$T_w = \frac{ql}{2} + \frac{M_w - M_e}{l}$$

2. Dalle travaillant suivant les deux directions :

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

$$T_x = \frac{Pl_x}{3}$$

3. Armatures transversales :

Pas besoin des armatures transversales dans les dalles si :

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

FERRAILLAGE :

1. Dalle travaillant suivant une seule direction :

- Diamètre :

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

- Espacement :

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

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

- Armatures de répartitions :

$$A_{rép} \geq \frac{A}{4}$$

$$\emptyset_{rép} \leq \emptyset$$

$a \leq$ Min [4h et 45 cm] (charges uniformément réparties)

$a \leq$ Min [3h et 33 cm] (charges concentrées)

2. Dalle travaillant suivant les deux directions :

a) Dalle simplement appuyées sur leur contour :

$$M_x \rightarrow A_x$$

$$M_y \rightarrow A_y$$

$$\emptyset_x \text{ et } \emptyset_y \leq \frac{h}{10}$$

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

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

b) Dalle encastrées sur leur contour :

$$M_{tx} \rightarrow A_{tx}$$

$$M_{ty} \rightarrow A_{ty}$$

$$M_{ax} \rightarrow A_{ax}$$

$$M_{ay} \rightarrow A_{ay}$$

$$\emptyset_{tx}, \emptyset_{ty}, \emptyset_{ax} \text{ et } \emptyset_{ay} \leq \frac{h}{10}$$

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

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

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

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

ANNEXE E

CALCUL D'ARMATURES TRANSVERSALES ET LEURS ESPACEMENTS

Selon le CBA93 [Art A.5.1.2.3]:

Les armatures transversales doivent entourer les barres longitudinales, leurs Φ_t est donnée par la relation suivante **:**

$$\emptyset_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \emptyset_l\right)$$

Avec :

$\emptyset_t$: étant le plus petit diamètre des armatures longitudinales.

$A_t = n_t \times a_t$: avec est n_t le nombre des barres transversales**.**

Leur espacement doit satisfaire l'inégalité suivante **:**

$St \leq$ Min [0,9d ; 40cm]. et $\frac{A_t \times f_e}{b_0 \times S_t} \geq 0{,}4$ Mpa et $S_t \leq \frac{0{,}9 \times A_t \times \frac{f_e}{\gamma_s}}{b_0(\tau_u - 0{,}3 \times f_{t28} \times K)}$

Dans le cas de la flexion composée **:** $k = 1+3\times \frac{N_u}{B \times f_{c28}}$

A_t : Section d'armatures transversales.

b : Largeur de la section droite.

h : Hauteur de la section droite.

S_t : Espacement des armatures transversales.

On prend $f_e = 400$ MPa.

Pour les poutres :

Selon le RPA2003:
$$\begin{cases} S_t \leq \dfrac{A_t}{0{,}003 * b} \\ S_t \leq \text{Min}\left[\dfrac{h}{4}, 12\emptyset, 30\text{cm}\right] & \text{Zone nodale} \\ S' \leq \dfrac{h}{2} & \text{Zone courante} \end{cases}$$

Pour les poteaux :

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule donnée par le **RPA99version2003 « Art 7.4.2.2 »** :

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

T_u **:** Effort tranchant.

ρ_a : Est un coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant, il est pris égal à :

2,50 si : $\lambda \geq 5$

3,75 si : $\lambda < 5$

$$\lambda = \frac{L_f}{i}$$

t : est l'espacement des armatures transversales

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

$\emptyset_l$: Diamètre minimal des armatures longitudinales.

h_1 : Hauteur totale de la section brute.

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

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

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

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