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



Projet de fin d'étude

Pour l'obtention du diplome de Master en Génie Civil

Option:Structures

Thème :

Etude d'un hôtel en (SOUS-SOL +RDC+9 étages)

Etudié par :

AMMAR FERIAL

BENZAID SARAH

BENAIOU NOUR EL-HOUDA

Encadré par :

Mr. Khelladi Mohamed

Promotion 2019-2020

Remerciement

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

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

Nous tenons à remercier : Mr.OULD turki benaissa, de nous avoir aidé à réaliser ce travail.

Nous tenons à remercier : le président et les membres de jury qui nous ont fait l'immense honneur de présider et d'examiner ce modeste travail.

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

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

Dédicaces

C’est avec un grand honneur que je dédié ce modeste travail aux personnes les plus chère au monde après mon DIEU pour leur sacrifice :

A Mes chère parents que dieu les gardes et préserve ;

A Ma sœur ;

A Mes frères ;

A Mes amies intimes ;

Je remercie mes trinômes FERIAL et NOUR EL-HOUDA qui ont contribuées à la Réalisation de ce modeste travail.
Et enfin à tous mes collègues de 2émes année master génie civil promotion 2019/2020

SARAH

Dédicaces

C’est avec un grand honneur que je dédié ce modeste travail aux personnes les plus chère au monde après mon DIEU pour leur sacrifice :

A Mes chère parents que dieu les gardes et préserve ;

A Ma sœur MERIEME KAWETHER ;

A Mes frères MOHAMED AMINE et ABD EL –ALI ;

A Mes amies intimes SARA, CHAHRA, IBTISSEM,

ROMAISSA, REKIA, FATEMA, ILEHAM et NASSIM.

A Mon cousin ABD EL-MALEK

Je remercie mes trinômes FERIAL et SARAH qui ont contribuées à la Réalisation de ce modeste travail.

Et enfin à tous mes collègues de 2émes année master génie civil promotion 2019/2020.

NOUR EL HOUDA

Dédicaces

C’est avec un grand honneur que je dédié ce modeste travail aux personnes les plus chère au monde après mon DIEU pour leur sacrifice :

A Mes chère parents que dieu les gardes et préserve ;

A Mes sœur GHOZLANE et NESSRINE

A Mes frères MEHAMMED WAHID et AHMED SALAH EL-DIIN

A Mes amies intimes CHAIMA, ASMA, ZOLLA, RADIA Et ABD EL-MALEK.

Je remercie mes trinômes SARAH et NOUR EL- HOUDA qui ont contribuées à la Réalisation de ce modeste travail.

Et enfin à tous mes collègues de 2émes année master génie civil promotion 2019/2020

FERIAL

ملخص

هذا المشروع هو دراسة فندق مكون من طابق تحت ارضي + طابق ارضي+تسعة طوابق والمقرر بناؤها في ولاية الجزائر بلدية زرلدة المصنفة ضمن المنطقة الزلزالية رقم **III** حسب القواعد الجزائرية المقاومة للزلازل **(RPA99 version 2003)**

- مقاومة البناية لكل الحمولات العمودية و الأفقية مضمونة بواسطة العارضات ,الأعمدة و الجدران المشكلة من الخرسانة المسلحة.

- قياس الأبعاد و نتائج كل العناصر المقاومة للبناية تم طبقا للمعايير و القوانين المعمول بها في الجزائر (القواعد الجزائرية المضادة للزلازل و قانون الخرسانة المسلحة)

- تمت الدراسة الزلزالية وفق الطريقة الرقمية التي تعتمد أساسا على طريقة العناصر المنتهية باستعمال تقنيات حساب الهياكل باستعمال برنامج (**SAP2000 version22. 1. 0**)

- و في الأخير قمنا بدراسة البنية التحتية للبناية و هذا بحساب الأساسات.

Résumé

Ce projet consiste à une étude et d'un hôtel (sous-sol+RDC+9 étages), implanté dans la commune de Zéralda wilaya de Alger**,** cette région est classé comme zone **III** selon le **(RPA99 version 2003).**

-La résistance de la structure aux charges horizontales et verticales est assurée par un système de contreventement mixte (portiques + voiles).

-Le dimensionnement et le calcul de ferraillage de tous les éléments résistants ont été établis conformément aux règlements Algériens en vigueur **(CBA93, RPA99 version 2003).**

-L'étude dynamique a été menée suivant la méthode numérique basée sur la méthode des éléments finis moyennant le logiciel **« SAP2000 version22.1.0 »**.

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

Abstract

This project is a study of a Hotel (basement +ground floor+9floors), will be implanted in Zeralda a commune of Algiers**,** this area is classified as area **III** according to **(RPA99 version 2003).**

-The résistance of the structure to the horizontal and vertical loads is ensured by a mixed system of wind-bracing (frames + shells)

-The dimensioning and the calculation of reinforcement of all the resistant elements were established in accordance with the Algerian standards into force **(CBA93, RPA99 v 2003).**

-The dynamic study was undertaken according to the numerical method based on the finite element method with the help of the software **"SAP2000 version22.1.0"**.

-Lastly, we studied the infrastructure by calculating the foundations.

SOMMAIRE

CHAPITRE I : Présentation de l'ouvrage

I.1. Introduction 1

I.2. Caractéristiques géométriques du bâtiment 1

I.2.1. Dimensions en élévation 2

I.2.2. Dimensions en plan 2

I.3. Classification de l'ouvrage [1] 5

I.3.1. Classification des zones sismiques [1] 5

I.3.1. Classification des sols [4] 5

I.3.2. Classification des systèmes de contreventement [1] 5

I.4. Conception structurelle 5

I.4.1. Planchers 5

I.4.2. Les escaliers 5

I.4.3. Terrasse 5

I.4.4. Ascenseur 6

I.4.5. Maçonnerie 6

I.4.6. Murs extérieurs 6

I.4.7. Murs intérieurs 6

I.4.1. Revêtement 6

I.4.2. L'acrotère 6

I.4.3. L'infrastructure 6

I.5. Caractéristique des matériaux 7

I.5.1. Béton [2] 7

I.5.1. Acier [2] 7

CHAPITRE II : Pré dimensionnement

II.1. Introduction 8

II.2. Les planchers 8

II.2.1. Plancher a corps creux [2] 8

II.2.2. Plancher a dalle pleine [2] 8

II.2.3. Evaluation des charges 9
II.2.3.1. Plancher terrasse inaccessible [3] 9
II.2.3.2. Plancher étage courant et RDC [3] 9
II.2.4. Charges d'exploitation [3] 10
II.2.5. Maçonnerie [3] 10
II.3. Pré dimensionnement des poutres 10
II.4. Prédimensionnement des poteaux 11
II.4.1. Calcul de l'éffort Nu [1] 12
II.4.2. Surcharge d'exploitation [3] 13
II.4.3. Détermination de l'effort normal ultime 15
II.5. les longrines 16
II.6. Pré dimension nement des voiles 16

CHAPITRE III : Les éléments secondaires

III.1. Introduction 17
III.2. L'Acrotère 17
III.2.1. Dimensions 17
III.2.2. Paramètre de calcul 17
III.2.3. Evaluation des charges 18
III.2.4. Calcul des sollicitations à l'ELU 18
III.2.5. Calcul de ferraillage à l'ELU [2] 18
III.2.6. La vérification des contraintes à l'ELS [2] 18
III.2.6.1. Detaille de ferraillage 19
III.3. LES escaliers 20
III.3.1. Dimensionnement des éléments d'un escalier 20
III.3.2. Pré dimensionnement des escaliers 20
III.3.3. Calcul de l'escalier droite (type 1) 21
III.3.3.1. Charge et surcharge d'exploitation de l'escalier [3] 21
III.3.3.2. Calcul de sollicitation a l'ELU ET à l'ELS 21
III.3.4. Calcul de ferraillage 22
III.3.4.1. Calcul des armatures longitudinales 22

III.3.4.2. Vérification des contraintes normales [2] 22
III.3.4.3. Vérification de cisaillements [2] 22
III.3.4.4. Vérification de la flèche [2] 23
III.3.4.5. Calcul de ferraillage de la section comprimé en appui 23
III.3.4.6. Armatures longitudinales pour éviter les poussées aux vides 23
III.3.4.7. Detaille de ferraillage 23
III.3.4.8. Ferraillage poutre palière 24
III.3.4.8.1. Evaluation des charges 24
III.3.4.8.2. Calcul de ferraillage a l'ELU 24
III.3.4.8.3. Vérification des contraintes à l'ELU 24
III.3.4.8.4. Vérification des contraintes de cisaillement [2] 24
III.3.4.8.5. Vérification de la flèche [2] 24
III.3.5. Calcul de l'escalier balancé (type 2) 25
III.3.5.1. Détermination des efforts de l'escalier [3] 25
III.3.5.1.1. Calcul des sollicitations a l'ELU et à l'ELS 25
III.3.5.2. Calcul de ferraillage 26
III.3.5.2.1. Calcul des armatures longitudinales 26
III.3.5.2.2. Vérification des contraintes normales [2] 26
III.3.5.2.3. Vérification de cisaillements [2] 26
III.3.5.2.4. Vérification de la flèche [2] 27
III.3.6. Calcul de l'escalier hélicoïdal : 27
III.3.6.1. Détermination des efforts de l'escalier [3] 27
III.3.6.1.1. Calcul des sollicitations a l'ELU et à l'ELS 27
III.3.6.2. Calcul de ferraillage 28
III.3.6.2.1. Calcul des armatures longitudinales 28
III.3.6.2.2. Vérification des contraintes normale [2] 28
III.3.6.2.3. Vérification de cisaillement [2] 28
III.3.6.2.4. Vérification de la flèche [2] 29

III.4. Calcul des Planchers 30
III.4.1. Les Poutrelles 30
III.4.1.1. Avant coulage 30
III.4.1.2. Après coulage 32
III.4.1.2.1. Calcul des charges et surcharges [3] 32
III.4.1.2.2. Sollicitations de calcul 33
III.4.1.2.3. Ferraillage des poutrelles 33
III.4.2. Dalle de compression [2] 35
III.5. Dalle pleine 36
III.5.1. Méthode de calcul 36
III.5.2. Evaluation des charges [3] 36
III.5.3. Calcul de ferraillage 38
III.5.3.1. Vérification des contraintes normales [2] 38
III.5.3.2. Vérification des contraintes de cisaillement [2] 39
III.5.3.3. Vérification de la flèche [2] 39
III.6. Dalle machine 39
III.6.1. Introduction 39
III.6.1.1. Dalle machine 40
III.6.1.2. Pré dimensionnement 40
III.6.1.3. Evaluation des charges 41
III.6.1.3.1. Charge permanent G 41
III.6.1.3.2. Poids de la machine supportée 42
III.6.1.3.3. Charge d'exploitation Q [3] 42
III.6.1.3.4. Détermination des charges de le dalle 42
III.6.1.3.5. Calcul de sollicitation 42
III.6.1.4. Méthode de calcul 43
III.6.1.4.1. Calcul de ferraillage a L'ELU 43
III.6.1.4.2. Vérification à L'ELS [2] 44
III.6.1.4.3. Vérification de l'effort tranchant [2] 44

III.6.1.4.4. Vérification de la flèche [2] 44
III.6.1.4.5. Vérification de non poinçonnement [2] 44
III.6.1.5. Ascenseur panoramique 45

CHAPITRE IV : ETUDE DYNAMIQUE

IV.1. Introduction 46
IV.1.1. Désposition des voiles 46
IV.1.2. Caractéristiques dynamiques de la structure 47
IV.1.2.1. Centre de masse 47
IV.1.2.2. Centre de torsion 47
IV.1.3. Calcul d'excentricite 48
IV.1.3.1. Centre de Rigidité & Centre de Masse 49
IV.1.4. Excentricité totale 49
IV.2. Calcul dynamique du bâtiment [3] 50
IV.2.1. La Méthode dynamique modale spectrale [3] 50
IV.2.1.1. Principe 50
IV.2.1.2. Le spectre de réponse de calcul 51
IV.3. Résultats de l'analyse dynamique 54
IV.3.1. Vérification de comportement modal 54
IV.3.1.1. Disposition des voiles de contreventement 54
IV.3.2. Vérification de participation massique 55
IV.3.3. Vérification de la force sismique à la base 56
IV.3.4. Vérification de la stabilité au renversement 57
IV.3.5. Vérification du déplacement en tête 57
IV.3.6. Vérification des déplacements inter-étages 58
IV.3.7. Vérification de cisaillement des éléments 59
IV.3.8. Vérification de l'effort normal réduit à la base 60
IV.3.9. Vérification de l'effet (P-Δ) 61
IV.4. Conclusion 62

CHAPITRE V : CALCUL DES ELEMENTS RESISTANTS.

V.1. Introduction 63

V.2. Ferraillage des poutres 63

V.2.1. Ferraillage des poutres 64

V.2.2. Vérification des contraintes à l'ELS [2] 64

V.2.3. Justification des poutres sous sollicitations des efforts tranchants [2] 65

V.2.4. Les armatures transversales 66

V.2.5. Vérification de la flèche 66

V.2.6. Coupe ferraillage 67

V.3. Ferraillage des poutres sous l'effet thermique 68

V.3.1. Ferraillage des poutres 68

V.3.1.1. Pour Les sollicitations : 1,35 G + 1,5 Q_1 +1.5Q_2+ 0.8 T 68

V.3.1.2. Comparaison 69

V.3.2. Vérification des contraintes à l'ELS [2] 69

V.3.3. Vérification des poutres selon les conditions [RPA et CBA] 70

V.3.4. Vérification de cisaillement a l'ELU 70

V.3.5. Vérification de la flèche [2] 70

V.3.6. Coupe ferraillage 70

V.4. Ferraillage des poteaux 71

V.4.1. Ferraillage poteaux carrée 71

V.4.1.1. Calcul les armatures longitudinales à l'ELU 71

V.4.1.2. Vérification des contraintes à l'ELS [2] 72

V.4.1.3. Armatures transversales [2] 73

V.4.2. Ferraillage des poteaux rectangulaires 74

V.4.2.1. Calcul des armatures longitudinales a l'ELU 74

Vérification des contrainte à l'ELS [2] 74

V.4.2.2. Armature transversales 75

V.4.2.3. Coupe de ferraillage 75

V.5. Ferraillage des voiles 76

V.5.1. Ferraillage des voiles pleins [2] 76

V.5.1.1. Vérification des armatures à ELS [2] 78

V.5.1.2. Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU [3] 78

V.5.2. Voile avec ouverture 79

V.5.2.1. Ferraillage du Linteau 79
V.5.2.2. Ferraillage de trumeau 82

CHAPITRE VI : ETUDE DE l'infrastructure

VI.1. Introduction 83
VI.1.1. Reconnaissances du sol 83
VI.2. Choix de la fondation 83
VI.2.1. Semelle isolée 84
VI.2.1.1. Vérification de l'interférence entre deux semelles : 84
VI.2.2. Semelle Filante 85
VI.2.2.1. Dimensionnement des semelles filantes (à l'ELS) 86
VI.2.2.2. Dimensionnement de la poutre de libage 86
VI.2.2.3. Vérification de cisaillement [2] 87
VI.2.2.4. Ferraillage 87
VI.2.2.4.1. Ferraillage de la poutre de libage 87
VI.2.2.4.2. Vérification de cisaillement [1] 88
VI.2.2.4.3. Vérification des contraintes à L'ELS [1] 88
VI.2.2.5. Ferraillage des semelles filante croisée 89
VI.2.2.5.1. Vérification de l'excentricité 89
VI.2.2.5.2. Ferraillage Armatures principales 89
VI.2.2.5.3. Armature de repartions 90
VI.2.3. Ferraillage de la semelle isolée 91
VI.2.4. Ferraillage longrine 91
VI.2.4.1. Calcul de ferraillage a L'ELU 92
VI.2.4.2. Vérification des contraintes normales a L'ELS 92
VI.3. Etude du voile péripherique 93
VI.3.1. Calcul de la poussée des terres 93
VI.3.2. Ferraillage du voile périphérique 93
VI.3.2.1. Vérification des contraintes à L'ELS [1] 94
VI.3.2.2. Vérification de cisaillement a L'ELU [1] 94
VI.4. Conclusion 95

LISTE DES FIFURES

CHAPITRE I : Présentation de l'ouvrage

Figure I.1: La façade. 1
Figure I.2: La façade latérale..... 1
Figure I.3: Coupe A-A. 2
Figure I.4: Coupe B-B. 2
Figure I.5: Vue en plans (dortoirs). 3
Figure I.6: vue en plans du 1ér étage 4
Figure I.7 : vue en Plan du R.D.C. 4
Figure I.8 : vue en Plan du sous-sol 4

CHAPITRE II : Pré dimensionnement

Figure II. 1: Sens des poutres..... 11
Figure II. 2: Surface de plancher supportée par le poteau le plus sollicité. 13
Figure II. 3: Règles de pré dimensionnement des voiles 16

CHAPITRE III : Les éléments secondaires

Figure III.1: L'acrotère. 17
Figure III.2 : Détails de ferraillage de l'acrotère. 19
Figure III.3: Représentation de différent type d'escaliers avec leur schéma statique. 20
Figure III.4: Diagramme des efforts à l'ELU et l'ELS. 21
Figure III.5: Détails de ferraillage. 23
Figure III.6: Diagramme des efforts à l'ELU et l'ELS. 25
Figure III.7: Diagramme des efforts à l'ELU et l'ELS. 27
Figure III.8: Diagramme des efforts à l'ELU et l'ELS. 33
Figure III.9: Plan sens des poutrelles. 33
Figure III.10: Detaille de ferraillage des poutrelles. 35
Figure III.11: Disposition des armatures de la dalle de compression. 36
Figure III.12: Ascenseur (dalle machine) 40
Figure III.13: Ascenseur (dalle machine). 41
Figure III.14: Déférentes charges agissantes sur la dalle. 42
Figure III.15: Vérification de non poinçonnement. 45

Figure III.16: Ascenseur panoramique. 45

CHAPITRE IV : ETUDE DYNAMIQUE

Figure IV. 1: Vue en plan des différents étages 46
Figure IV. 2: Plan de RDC. 48
Figure IV. 3: Disposition du centre de masse et centre de torsion 48
Figure IV. 4: Disposition du centre de masse et centre de torsion. 50
Figure IV. 5: La disposition choisie 54

CHAPITRE V : CALCUL DES ELEMENTS RESISTANTS

FigureV.1: Sens des poutres. 63
Figure V.2: Détails de ferraillage des poutres. 67
Figure V.3: Détails de ferraillage d'une poutre sous L'effet thermique. 70
Figure V.4: Détails de ferraillage des poteaux. 75
Figure V.5: Disposition des voiles 77
Figure V.6: Détails ferraillage voile plein. 78
Figure V.7: Détails ferraillage du linteau. 81
Figure V.8: Ferraillage du voile avec ouverture. 82

CHAPITRE VI : ETUDE DE l'infrastructure

Figure VI.1: Chevauchement des bulles de pression sous la semelle. 85
Figure VI.2: Disposition des semelles filante 85
Figure VI.3: Disposition des semelles et poutres de libage. 87
Figure VI.4: Détaille de ferraillage de la poutre de libage. 88
Figure VI.5: Disposition des semelles filante calculée. 89
Figure VI.6: Ferraillage semelles filantes sous poteaux. 90
Figure VI.7: Ferraillage semelles filantes sous voiles 91
Figure VI.8: Ferraillage semelle isolée. 91
Figure VI.9: Dessin de ferraillage des longrines. 92
Figure VI.10: Détaille de ferraillage de voile périphérique. 94

LISTE DES FTABLEAU

CHAPITRE I : Présentation de l'ouvrage

Tableau I. 1: Caractéristiques mécanique de béton..... 7
Tableau I. 2 : Caractéristiques mécanique d'acier..... 7

CHAPITRE II : Pré dimensionnement

Tableau II. 1: Charge permanente du plancher au niveau étage courant..... 9
Tableau II. 2: Charge permanente du plancher au niveau étage courant..... 9
Tableau II. 3: Charges d'exploitation..... 10
Tableau II. 4: Pré dimensionnement des poutres..... 11
Tableau II. 5: Surface du poteau plus sollicité..... 12
Tableau II. 6: Calcul de**Nu**..... 12
Tableau II. 7: Détermination des charges d'exploitation..... 14
Tableau II. 8: Détermination des charges d'exploitation..... 14
Tableau II. 9: Vérification de 1.1Nu≤ **Nadm**..... 15
Tableau II. 10: Vérification de 1.1Nu≤**Nadm**..... 15

CHAPITRE III : Les éléments secondaires

Tableau III. 1 : Calcul des sollicitations à l'ELU..... 18
Tableau III. 2: Calcul de ferraillage à l'ELU..... 18
Tableau III.3: Vérification des contraintes à l'ELS..... 18
Tableau III. 4: Pré dimensionnement des escaliers..... 20
Tableau III. 5: Charge permanentes de l'escalier..... 21
Tableau III. 6: Résultats du ferraillage longitudinal..... 22
Tableau III. 7: Vérification de l'espacement de l'escalier..... 22
Tableau III. 8: Vérification des contraintes..... 22
Tableau III. 9: Vérification de l'effort tranchant..... 22
Tableau III. 10: Résultats du ferraillage longitudinal..... 24
Tableau III.11: Vérification des contraintes..... 24
Tableau III. 12: Vérification de l'effort tranchant..... 24
Tableau III.13: Détermination des efforts de l'escalier..... 25
Tableau III. 14 : Résultats du ferraillage longitudinal..... 26

Tableau III. 15: Vérification de l'espacement de l'escalier 26
Tableau III. 16: Vérification des contraintes. 26
Tableau III. 17: Vérification de l'effort tranchant 26
Tableau III. 18: Détermination des efforts de l'escalier 28
Tableau III. 19: Résultats du ferraillage longitudinal. 28
Tableau III. 20: Vérification de l'espacement de l'escalier. 28
Tableau III. 21: Vérification des contraintes. 28
Tableau III. 22: Vérification de l'effort tranchant. 28
Tableau III. 23: Charge et surcharge. 30
Tableau III. 24: Les moments. 31
Tableau III. 25: Charges et surcharges. 31
Tableau III. 26: Charges et surcharges 32
Tableau III. 27: Les types des poutrelles. 32
Tableau III. 28: Les types des poutrelles. 33
Tableau III. 29: Calcul ferraillage a l'ELU 34
Tableau III. 30: Calcul de l'armature transversale. 34
Tableau III. 31: Vérification des contraintes à l'état limite de service de RDC. 34
Tableau III. 32: Vérification de cisaillement à l'état limite d'ultime. 34
Tableau III. 33: Vérification de la flèche 34
Tableau III. 34: Vérification des contraintes normales. 38
Tableau III. 35: Vérification des contraintes de cisaillement. 39
Tableau III. 36: Vérification de la flèche 39
Tableau III. 37: Les charges permanentes de la dalle machine. 41
Tableau III. 38: Poids de la machine supportée 42
Tableau III. 39: Détermination des charges de la dalle 42
Tableau III. 40: Ferraillage à l'ELU 43
Tableau III. 41: Vérification à l'ELS 44
Tableau III. 42: Vérification de l'effort tranchant 44

CHAPITRE IV : ETUDE DYNAMIQUE

Tableau IV. 1: Centre de masse et centre d'inertie 49
Tableau IV. 2 : Calcul de l'excentricité totale 49

Tableau IV. 3 : Coefficient de comportement R 51
Tableau IV. 4 : Justification du coeff R suivant X 51
Tableau IV. 5 : Justification du coeff R suivant X en pourcentage 52
Tableau IV. 6 : Justification du coeff R suivant Y 52
Tableau IV. 7: Justification du coeff R suivant Y en pourcentage 53
Tableau IV.8: Facteur de qualité 53
Tableau IV. 9: le comportement des trois premiers modes. 54
Tableau IV. 10: Participation massique 55
Tableau IV. 11: Calcul de la force sismique totale. 56
Tableau IV. 12: Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul. 56
Tableau IV. 13: Vérification de stabilité au renversement. 57
Tableau IV. 14 :Vérification du déplacement en tête 57
Tableau IV. 15: Déplacement et déformation inter-étage sous Edx 58
Tableau IV. 16: Déplacement et déformation inter-étage sous Edy 58
Tableau IV. 17: Vérification de cisaillement des poutres. 59
Tableau IV. 18: Vérification de cisaillement des voiles Sens X. 59
Tableau IV. 19: Vérification de cisaillement des voiles sens Y 60
Tableau IV. 20: Vérification l'effort normal réduit des poteaux 60
Tableau IV. 21: Vérification l'effet P-Δ suivant X, Y 61
Tableau IV.22: Dimensions finales des éléments. 62

CHAPITRE V : CALCUL DES ELEMENTS RESISTANTS

Tableau V. 1: Les données du calcul. 63
Tableau V. 2: Section d'armature calculée des poutres 64
Tableau V. 3: Section d'armature choisie 64
Tableau V. 4: Vérification des contraintes à l'ELS des poutres 65
Tableau V. 5: Calcul des armatures transversales 65
Tableau V. 6: Calcul des armatures transversales 66
Tableau V. 7: Vérifications de la flèche. 66
Tableau V. 8: étude thermique suivant x. 68
Tableau V. 9: ferraillage des poutres sous l'effet du changement thermique 69
Tableau V. 10: Ferraillage des poutres à ELU. 69
Tableau V. 11: Comparaison entre les deux ferraillages. 69

Tableau V. 12: Vérification des contraintes à l'ELS 69
Tableau V. 13: Vérification des poutres selon les conditions [CBA et RPA] 70
Tableau V. 14: Vérification de cisaillement..... 70
Tableau V. 15: Vérifications de la flèche..... 70
Tableau V. 16: Calcul les armatures longitudinales..... 71
Tableau V. 17: Vérification à l'ELS 72
Tableau V. 18: Calcul des armatures transversales et leurs espacements..... 73
Tableau V. 19: Calcul les armatures longitudinales..... 74
Tableau V. 20: Vérification à l'ELS 74
Tableau V. 21: Calcul des armatures transversales et leurs espacements..... 75
Tableau V. 22: Les données de calcul..... 76
Tableau V. 23: Les sollicitations des voiles pleines..... 77
Tableau V. 24: Ferraillage des voiles pleines 77
Tableau V. 25: Vérification des armatures à ELS..... 78
Tableau V. 26: Vérification des contraintes de cisaillement à ELU 78
Tableau V. 27: Les sollicitations de linteau. 80
Tableau V. 28: Les sections des armatures de linteau (X1). 80
Tableau V. 29: Les sollicitations des trumeaux 82
Tableau V. 30: Ferraillage du trumeau..... 82

CHAPITRE VI : ETUDE DE l'infrastructure

Tableau VI. 1: Dimensionnement des semelles isolées. 84
Tableau VI. 2: Vérification du chevauchement. 84
Tableau VI. 3: Dimensionnement des semelles filantes. 86
Tableau VI. 4: Dimensionnement poutre de la poutre de libage. 86
Tableau VI. 5: Vérification de cisaillement..... 87
Tableau VI. 6: les sollicitations..... 87
Tableau VI. 7: Armatures longitudinales de la poutre de libage à L'ELU..... 87
Tableau VI. 8: Vérification de cisaillement..... 88
Tableau VI. 9: Vérification des contraintes 88
Tableau VI. 10: Vérification de l'excentricité. 89
Tableau VI. 11: Ferraillage des armatures principales. 89
Tableau VI.12: Ferraillage des armatures de reptations 90
Tableau VI. 13: Ferraillage des armatures principales 91

Tableau VI. 14 : Ferraillage des longrines 92
Tableau VI. 15 : Vérification des contraintes normales a L'ELS 92
Tableau VI. 16: Calcul des armatures du voile périphérique à l'ELU. 93
Tableau VI. 17: Vérifications des contraintes à l'ELS. 94
Tableau VI. 18: Vérification de l'effort tranchant. 94

Notations

Majuscules romaines :

A : Section d'acier tendu.
A' : Section d'acier comprimé.
A_{max} , A_{min}: Section d'acier maximale et minimale.
$A_{rép}$:armature de répartion.
A_t :sectiond'acier transversale.
B : Aire de la section béton.
B_r : Section réduite du béton d'un poteau.
L_f :longeur de flambement.
L_t : Largeur de la section tendue.
E.L.S : Etat Limite de Service.
E.L.U : Etat Limite Ultime.
S.P.C :section partiellement comprimée.
S.E.C :section entiérement comprimée.
S.E.T :section entiérement tendue .
Evj : Module de déformation longitudinale différée du béton.
Eij : Module de déformation longitudinale instantanée du béton.
Es : Module de déformation longitudinale de l'acier.
G :module d'élasticité transversale.
I : Moment d'inertie.
K :rigidité.
M : Moment fléchissant.
M_0 :moment isostatique.
Mt : Moment fléchissant en travée d'une poutre.
Ma : Moment fléchissant en appui d'une poutre.
Mu : Moment fléchissant à l'E.L.U.
Mser : Moment fléchissant à l'E.L.S.
N : Effort normal.
Nser : Effort normal de service.
NU : Effort normal ultime.
T_u , V_u : Effort tranchant ultime.
T_{ser} , V_u : Effort tranchant a L'E.L.S.
F :effort tranction.
G : Charge permanente.
Q : Charge d'exploitation.
E,V : Charge sismique.

Minuscules romaines :

h: Hauteur de la section du béton.
b : Largeur de la section du béton.
b0 : Largeur de la nervure du béton (section en Té.)
c, c' : Enrobage supérieur et inférieur.
d : Hauteur utile d'une section.

e_p :épaiseur.

e_0 :excentricité.
A :epaisseur du voile.
f : Flèche.
fcj : Résistance caractéristique du béton à la compression à « j » jours.
fc28 : Résistance caractéristique du béton à la compression à « 28 » jours.
fe : Limite d'élasticité de l'acier.
ftj : Résistance conventionnelle de la traction du béton à « j » jours.
ft28 : Résistance conventionnelle de la traction de béton à «28 » jours.
i : Rayon de giration.
lf : Longueur de flambement.

s_t, t : Espacement de cours d'armature transversale.

$s_{rép}$:Espacement dans la zone nodale.

s_{zn} :Espacementdans la zone courant.
Ml :métre linéaire.

Majuscules grecques :

Δ : Variation.
∑ : sommation.
Φ: Diamètre nominal d'une barre d'aciers.
W : poids.

Minuscules grecques :

α: Angle / coefficient fonction de l'élancement du poteau.
B :bras de levier réduit.
γ : Coefficient de sécurité.
ε: Déformation relative.
η: Coefficient de fissuration.
λ:Élancement mécanique.
μ: Coefficient de frottement.

μ_c :périmétre du contoure défini au niveau du feuillet moyen de la dalle.

ν: Coefficient de POISSON.
ρ : Rapport de deux dimensions
σ : Contrainte normale.
τ : Contrainte tangentielle.
δ: Déplacement d'un niveau.
ξ: amortissement.

Autres notations :

B.A :Béton armé.
FeE :Nuance de l'acier.
H.A :haut adhérence.
C.V : Condition vérifiée.
C.N.V : Condition non vérifiée.

R.D.C :rez-de chaussée.

E.C : Etage courant.

Introduction générale

La conception d'une structure conforme aux normes parasismiques est un problème relativement complexe vu la nécessité de respecter les exigences de sécurité imposées par les règlements en vigueur et selon importance de projet aussi le coté économique lie aux couts de réalisation de construction pour minimiser les dépenses et obtenir ainsi le meilleur rapport (sécurité /prix).

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

L'étude sera menée sur un bâtiment (S/Sol+RDC+9ETAGES) implanté en zone de forte Sismicité (zone **III),** La structure du bâtiment est une ossature mixte (voiles et portiques).

- Les étapes de calcul sont comme suit :

- **première étape :** Présentation générale de l'ouvrage.
- **deuxième étape :** Détermination des actions verticales affectant la structure et le pré-dimensionnement des éléments structuraux et non structuraux de l'ouvrage.
- **Troisième étape :** Traite le calcul de l'élément secondaire.
- **Quatrième étape :** Destiné à l'étude dynamique.
- **Cinquième étape :** Calcul de ferraillage des éléments résistants.
- **Sixième étape :** Etude de l'infrastructure.

CHAPITRE I : PRESENTATION DE L'OUVRAGE

I.1. INTRODUCTION

Notre projet de fin d'étude consiste à étudier les éléments résistants de la structure d'un bâtiment à usage hôtel composé de sous-sol +RDC+ 9étages, implanté à ALGER (Staoueli) zone de forte sismicité classée en (zone III) selon le **RPA99/V 2003 [1].** Ouvrage de grande importance, le groupe d'usage est **1B.**

Notre étude sera conforme aux exigences des règlements Algériens de calcul et de vérification en béton armé suivant :

- Règles parasismiques Algériennes. [**RPA 99/V2003] [1] ;**
- Règles de conception et de calcul des structures en béton armé **« CBA93 » [2] ;**
- Document technique Réglementaire **« DTR.B.C.2.2 » [3]** charges permanentes et surcharges d'exploitation.

I.2. CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES DU BATIMENT



Figure I.1: La façade.

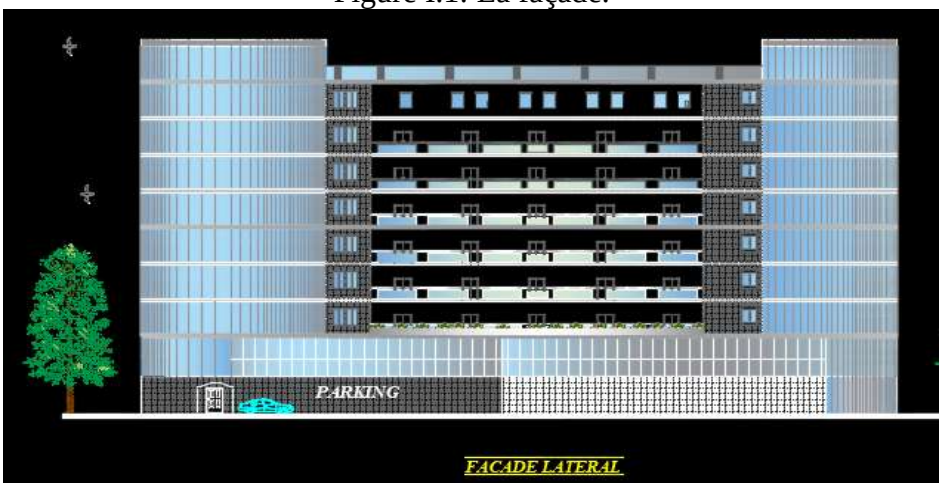


Figure I.2: La façade latérale.

I.2.1. Dimensions en élévation

- Hauteur totale sans acrotère du bâtiment : 37.74 m
- Hauteur totale du bâtiment avec acrotère : 38.34 m
- Hauteur de l'acrotère : 0.60 m

I.2.2. Dimensions en plan

- Sens transversal …….. : 59.10 m.
- Sens longitudinal…….. : 41.30 m.



Figure I.3: Coupe A-A.

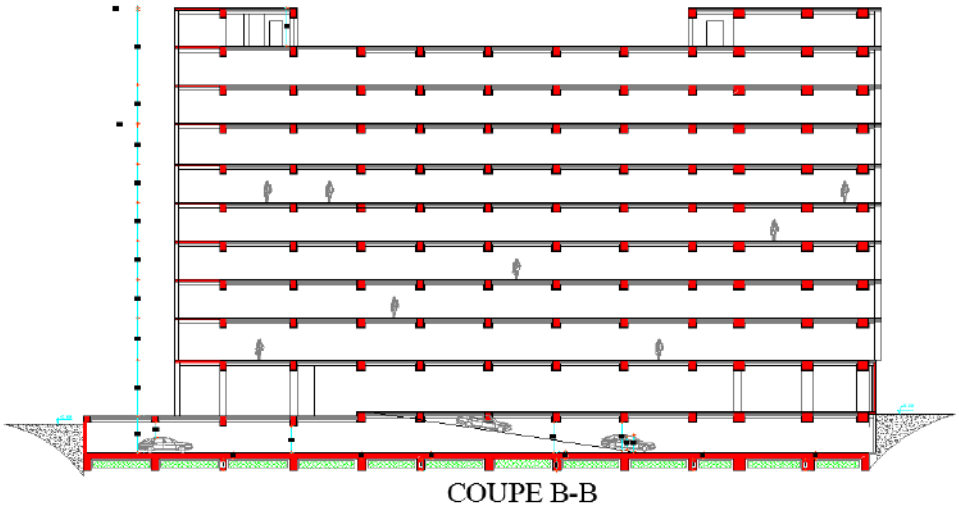
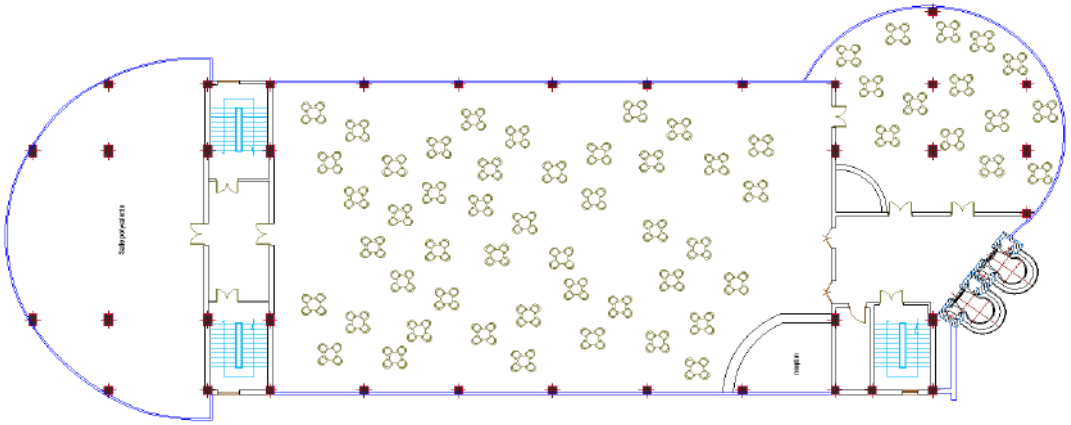
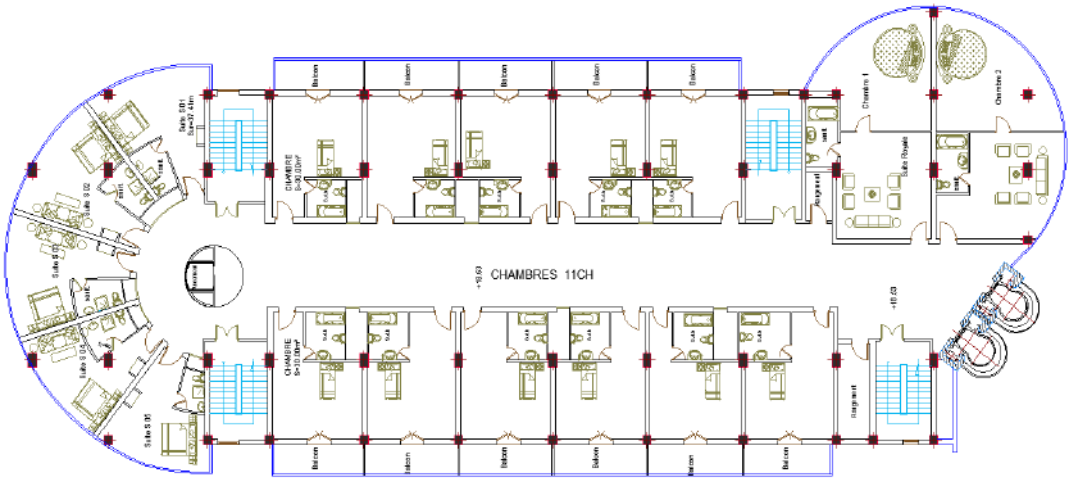


Figure I.4: Coupe B-B.

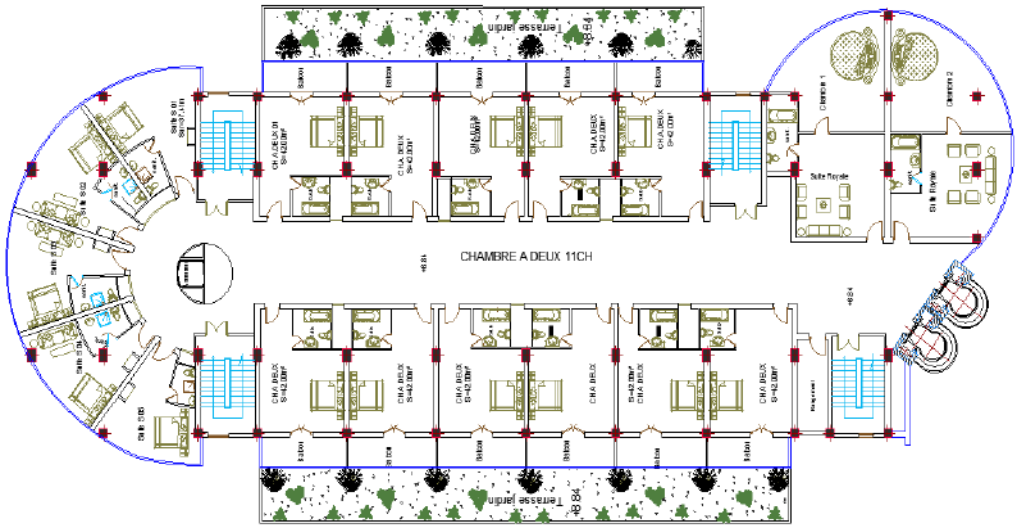
- Hauteur d'étage courant …….. : 3.40 m.



PLAN TERRASSE (9eme etage)



PLAN 6,7 ET 8 EME ETAGES



PLAN 2,3,4 ET 5 EME ETAGES

Figure I.5: Vue en plans (dortoirs).

- Hauteur de 1 ère étage …..... 3.74 m.

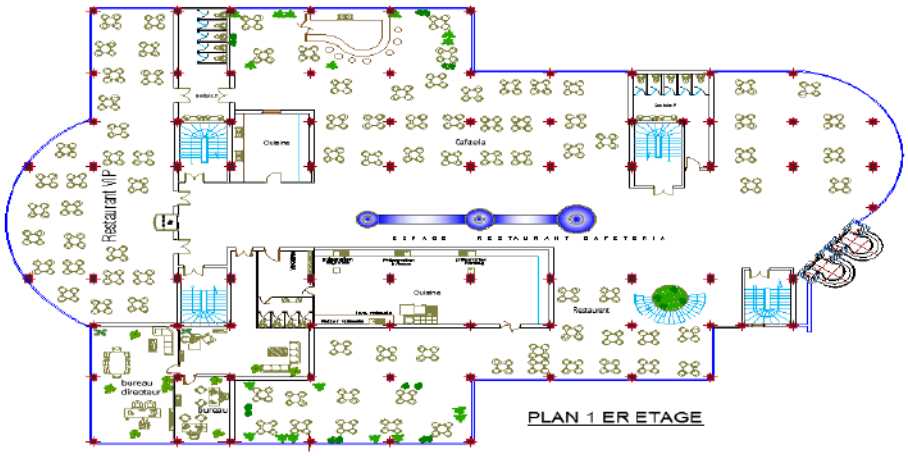


Figure I.6: vue en plans du 1ér étage

- Hauteur du rez-de-chaussée : 3.57 m

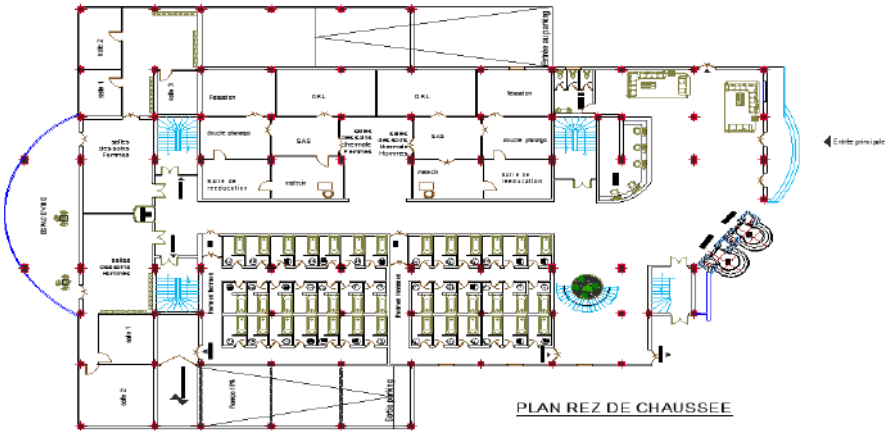


Figure I.7 : vue en Plan du R.D.C.

- Hauteur du parking (sous-sol): 3.23 m.



Figure I.8 : vue en Plan du sous-sol

I.3. CLASSIFICATION DE L'OUVRAGE [1]

I.3.1. Classification des zones sismiques [1]

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

L'hôtel est un ouvrage appartient au (groupe d'usage **1B**) puisqu'il est un ouvrage de grande importance.

Classifications des ouvrages selon leur importance [**Art 3.2 RPA99/V2003] [1].**

I.3.1. Classification des sols [4]

A titre indicatif et en absence du rapport du sol on a considéré le site comme ferme**(S2) [4].**

I.3.2. Classification des systèmes de contreventement [1]

Notre bâtiment dépasse trois niveaux (11 mètres) et est situé en zone III.

Le Système de contreventement constitué par des voiles porteurs en béton armé est imposé par **l'Art.3.4. A.2 RPA99 v2003 [1].**

Système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification d'interaction portiques–voiles est imposé par **l'Art. 3.4. A.4-a RPA99 v2003 [1].**

Système de contreventement de structures en portiques par des voiles en béton armé est imposé par **l'Art.3.4. A.4-b RPA99 v2003 [1].**

I.4. CONCEPTION STRUCTURELLE

I.4.1. Planchers

Dans notre structure on utilise les deux types de plancher :

- Plancher à corps creux.
- Plancher à dalle pleine.

I.4.2. Les escaliers

La circulation entre les étages de notre projet sont assurés par trois type d'escaliers : (hélicoïdal, balancée, droit à deux volé).

I.4.3. Terrasse

Terrasse inaccessible.

I.4.4. Ascenseur

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

La structure comporte deux cage d'ascenseur, du rez-de-chaussée jusqu'au $9^{ème}$ étage.

I.4.5. Maçonnerie

La maçonnerie de notre structure sera exécutée en briques creuses.

I.4.6. Murs extérieurs

Ils sont constitués de deux parois :

- Deux briques creuses de 10 cm d'épaisseur ;
- L'âme d'air de 10 cm d'épaisseur ;
- Façade en mur rideaux.

I.4.7. Murs intérieurs

Ils sont constitués par une cloison de 10 cm d'épaisseur.

I.4.1. Revêtement

Le revêtement de la structure est constitué par :

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

I.4.2. L'acrotère

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

I.4.3. L'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 efforts apportés par la structure au bon sol, pour notre projet les fondations sont calculées conformément au rapport du sol ave $\boldsymbol{\sigma_{sol}}$c = 2.20bar **[4]** .

I.5. CARACTERISTIQUE DES MATERIAUX

I.5.1. Béton [2]

Tableau I. 1: Caractéristiques mécanique de béton armé.

Caractéristiques			Valeur
La masse volumique « ρ »			2.5 t/m^3
La résistance à la compression « f_{c28} »			30 MP$_a$
La résistance à la traction « f_{t28} »			2,4 MP$_a$
La contrainte limite à la compression « σ_b »	ELU	durable	22.17 MP$_a$
		accidentelle	17 MP$_a$
	ELS		18 MP$_a$
La contrainte limite de cisaillement « τ »	Fissuration non Préjudiciable		3,33 MP$_a$
	Fissuration Préjudiciable ou Très Préjudiciable		2,5MP$_a$
Le module d'élasticité « E »	Instantanée		34179.55MP$_a$
	Différée		114967.60MP$_a$
Coefficient de Poisson « υ »	Sollicitations		0
	Déformations		0,2
Coefficient de dilatation « θ »			10^{-5}
Module de cisaillement « G »			E/ [2(1+υ)]

I.5.1. Acier [2]

Tableau I. 2 : Caractéristiques mécanique d'acier

caractéristiques			Valeur
La masse volumique « ρ »			7,85 t/m^3
La limite d'élasticité « f_e »			400 MP$_a$
La contrainte limite « σ_s »	Situation durable		347,83 MP$_a$
	Situation accidentelle		400 MP$_a$
	ELS	Fissuration non Préjudiciable	0
		Fissuration Préjudiciable	215.55MP$_a$
		Fissuration très Préjudiciable	176.36 MP$_a$
Le module d'élasticité « E »			200000

CHAPITRE II: PREDIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS DE LA STRUCTURE

II.1. INTRODUCTION

Le but du pré dimensionnement est de définir les dimensions des différents éléments de la structure, Ces dimensions sont choisies selon les préconisations du RPA99 Version 2003 et du CBA93.

Les résultats obtenus ne sont pas définitifs, ils peuvent être modifiés après vérifications dans la phase de calcul.

II.2. LES PLANCHERS

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

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

Pour notre bâtiment, deux types de planchers sont adoptés :

II.2.1. Plancher a corps creux [2]

Les planchers à corps creux constitués d'éléments porteurs (poutrelle) et d'éléments de remplissage (corps creux) appelé hourdis nervures, le tout surmonté d'une dalle de compression et sont dimensionnés d'après la condition suivante :

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

Avec "**L**" représente la portée maximale dans le sens des poutrelles ou **L=590cm**

et "$\mathbf{h_t}$" c'est la hauteur totale du plancher.

Alors : $\frac{590}{25} \leq ht \leq \frac{590}{20} \rightarrow 23.6 \leq ht \leq 29.5 \Rightarrow$ On opte pour: $\mathbf{e = (20 + 4)cm}$.

II.2.2. Plancher a dalle pleine [2]

Les dalles sont des plaques minces dont l'épaisseur est faible par rapport aux autres dimensions et qui peuvent reposer sur 2, 3ou 4 appuis. Ces éléments sont sollicités en flexion.

L'épaisseur des dalles dépend aussi bien des conditions d'utilisation que des vérifications de résistance, Dalle reposant sur trois ou quatre appuis : $\frac{h_t}{45} \leq e \leq \frac{h_t}{40}$

Avec " **Lx** " est la plus grande portée mesurée entre axe ou **Lx=480 cm**

Et "**e**" est épaisseur de la dalle

$$\frac{480}{45} \leq e \leq \frac{480}{40} \rightarrow 10.66 \leq e \leq 12 \Rightarrow \text{On adopte } \boldsymbol{e = 15cm}$$

II.2.3. Evaluation des charges

II.2.3.1. Plancher terrasse inaccessible [3]

Tableau II. 1: Charge permanente du plancher au niveau étage courant.

N	Composants	E_p (m)	ρ (KN /m^3)	Poids surfaciques (KN/m^2)
1	Gravillon roulés	0.04	20	0.8
2	Étanchéité multicouche	0.02	6	0.12
3	Papier kraft	-	-	0.05
4	Forme de pente	0.1	22	2.20
5	Film polyane	-	-	0.01
6	Plaque de liège	0.04	-	0.16
7	Par vapeur	0.01	6	0.06
8	Plancher corps creux	(20+4)	-	3.30
9	Plancher dalle pleine	0.15	25	3.75
10	Enduits de plâtre	0.02	10	0.20
	G (Plancher à corps creux**)**			**6.90 KN/m^2**
	G (Plancher dalle plein**)**			**7.35KN/m^2**

II.2.3.2. Plancher étage courant et RDC [3]

Tableau II. 2: Charge permanente du plancher au niveau étage courant.

N	Composants	E_p (m)	ρ (KN /m^3)	Poids surfaciques (KN/m^2)
1	Carrelage	0.02	20	0.4
2	mortier de pose	0.02	20	0.4
3	lit de sable	0.03	18	0.54
4	Corps creux	(20+4)	-	3.30
5	dalle pleine	0.15	25	3.75
6	enduit en plâtre	0.02	10	0.20
7	simple cloison	0.10	-	1.62
	G (Plancher à corps creux**)**			**6.46 (KN/m^2)**
	G (Plancher dalle plein**)**			**6.91 (KN/m^2)**

II.2.4. Charges d'exploitation [3]

Tableau II. 3: Charges d'exploitation.

PLANCHER	Usage	Q (KN/m²)
Terrasse	Acrotère	1
	Terrasse inaccessible	1
d'étage courant (9^{éme}étage)	Restaurant	2.5
	Salle polyvalente	4
d'étage courant (2-8^{éme} étage)	Hôtel (dortoir)	2.5
1er étage	Cafétéria	2.5
	Restaurant	2.5
	Cuisine	2.5
RDC	Salle de bain	1.5
	Hall de Réception	4
	Restaurant	2.5
SOU SOL	Parking	2.5

II.2.5. MAÇONNERIE [3]

- G (mur double cloison) : G = 2.52 (KN/m^2)
- G (mur simple cloison) : G = 1.62 (KN/m^2)
- G (Mur rideau) : G = 1.75 KN/m

II.3. PRE DIMENSIONNEMENT DES POUTRES

Les poutres sont des éléments structuraux horizontal permettre de supporter les charges et les surcharges, elles assurent la transmission des efforts reçus des plancher vers les éléments porteurs, leur pré dimensionnement est consisté à évaluer la hauteur «h» et la largeur «b», elles sont dimensionnées d'après les conditions de résistances et de la flèche, imposée par les regelés (CBA 93), le pré dimensionnement des poutres est donné par les formules empirique suivantes : $\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \rightarrow 0.27\,h < b < 0.36h$

Les dimensions des poutres doivent satisfaire la condition du **[3]** :

$$h \geq 30\ cm \ ; \ b \geq 20\ cm \ ; \ \frac{h}{b} \leq 4$$

- Pré dimensionnement de gousset : (critère de résistance)

$$\frac{2}{3}h = 110cm \quad ; \quad \frac{h}{2} = 55cm$$

Tableau II. 4: Pré dimensionnement des poutres

Elément	Poutre principale (1)	Poutre principale avec Gausset	Poutre principale(2)
Longueur	L=5.6m	L=8.25m	L=5.85m
Pré dimensionnement	$37.33 \leq h \leq 56$ h =50cm $13.50 \leq b \leq 18$ b =30cm	$55 \leq h \leq 82.5$ h =60cm $16.20 \leq b \leq 21.60$ b =30cm	$39 \leq h \leq 58.5$ h =50cm $13.50 \leq b \leq 18$ b =30cm
Section choisir	30cm x 50cm	30cm x 60cm	30cm x 50cm
Vérification [RPA99v2003]	$h \geq 30$ $b \geq 20$ $\frac{50}{30} = 1.66$	$h \geq 30$ $b \geq 20$ $\frac{60}{30} = 2$	$h \geq 30$ $b \geq 20$ $\frac{50}{30} = 1.66$
Conclusion	**30cm x 50cm**	**30cm x 60cm**	**30cm x 50cm**

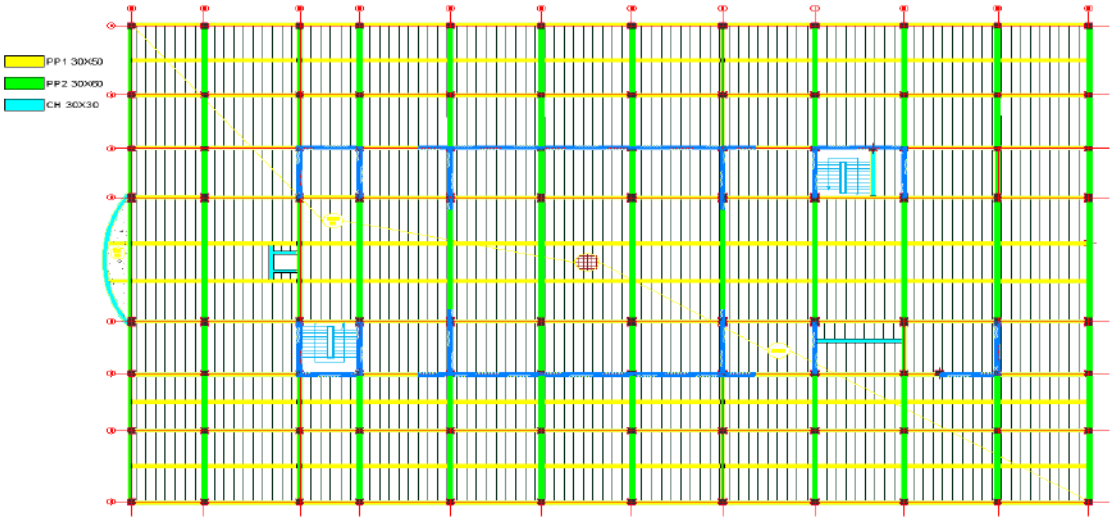


Figure II. 1: Sens des poutres

II.4. PREDIMENSIONNEMENT DES POTEAUX

Ce sont des éléments porteurs verticaux en béton armé sous forme carrée, rectangulaire et circulaire construit pour transmettre les charges aux fondations, le pré dimensionnement des poteaux se fait en compression simple en choisissant le poteau le plus sollicité, l'évaluation de l'effort normal de compression est basée sur le principe de la descente des charges (permanentes et d'exploitation) à l'état limite ultime.

Les dimensions de la section transversale des poteaux doivent répondre aux conditions de **[RPA.99v2003]** [1] :

Min (a, b) ≥ 30 (zone III) ; Min (a, b) ≥ h/20cm ; $1/4 \leq a/b \leq 4$

D'après l'article dans **[2]** L'effort normal ultime agissant N_u d'un poteau doit être au plus égale à la valeur suivante : $\mathbf{N_{ultime}} = \left[\frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b}\right] \times \alpha$

II.4.1. CALCUL DE L'EFFORT $\overline{N_u}$ [1]

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

Tableau II. 5: Surface du poteau plus sollicité.

(m^2)	Pot rectangulaire	Pot carré
S_p	35,89	22,41
S_t	39,65	25,365

Tableau II. 6: Calcul de $\overline{N_u}$.

poteau rectangulaire								
N°	b	h	Br (cm^2)	λ	As (cm^2)	f_{c28}(MP_a)	α	$\overline{N_u}$(KN)
9	50	55	2544	16.49	2.75	30	0.814	4678.938
8	50	55	2544	16.49	2.75	30	0.814	4678.938
7	50	60	2784	16.49	3	30	0.814	5120.080
6	50	60	2784	16.49	3	30	0.814	5120.080
5	50	60	2784	16.49	3	30	0.814	5120.080
4	50	65	3024	16.49	3.25	30	0.814	5561.222
3	50	65	3024	16.49	3.25	30	0.814	5561.222
2	50	65	3024	16.49	3.25	30	0.814	5561.222
1	50	70	3264	18.14	3.5	30	0.807	5949.263
RDC	50	70	3264	17.31	3.5	30	0.810	5976.328
SS	50	75	3504	15.66	3.75	30	0.817	6470.320
Poteau carré								
N°	(a*a)		Br (cm^2)	λ	AS (cm^2)	f_{c28}(Mpa)	α	$\overline{N_u}$(kN)
9	30		784	27.48	0.9	30	0.757	1342.018
8	30		784	27.48	0.9	30	0.757	1342.018
7	35		1089	23.56	1.225	30	0.779	1919.339
6	35		1089	23.56	1.225	30	0.779	1919.339
5	40		1444	20.61	1.6	30	0.795	2594.879

4	**40**	1444	20.61	1.6	30	0.795	2594.879
3	**45**	1849	18.32	2.025	30	0.806	3367.857
2	**45**	1849	18.32	2.025	30	0.806	3367.857
1	**50**	2304	18.14	2.5	30	0.807	4200.305
RDC	**50**	2304	17.31	2.5	30	0.810	4219.413
SS	**55**	2809	14.24	3.025	30	0.823	5222.413

Dans les cas courants, pour l'établissement des projets, le béton est défini par sa résistance caractéristique requise (ou spécifiée) à la compression à l'âge de 28 jours notéef_{c28}=25MPa.

Dans le cas de notre projet vu les grandes charges et dimensions (travées), on été obligée de l'augmentée jusqu'à 30MPa a fin d'assurée la résistance.

- **Dimensionnement de poteau plus sollicité :**

Poteau rectangulaire	Poteau carré

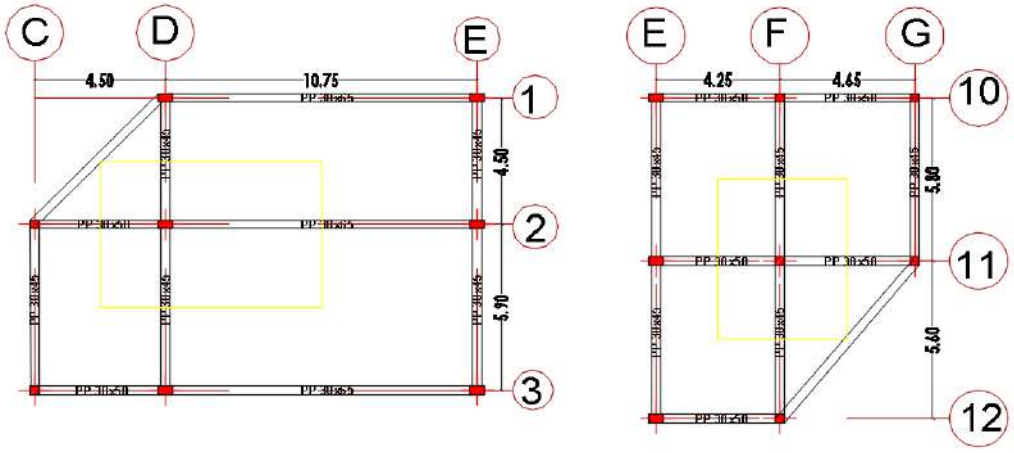


Figure II. 2: Surface de plancher supportée par le poteau le plus sollicité.

II.4.2. Surcharge d'exploitation [3]

Étant donné qu'il est rare que toutes les charges d'exploitation agissent simultanément, on applique pour leur détermination la loi de dégression qui consiste à réduire les charges.

Ce qui donne : $Q_0 + \frac{3+n}{2n}(Q_1 + Q_2 + \cdots + Q_n)$ donnée par le **BAEL 91 modifié 99.**

Avec :

- Q : charge d'exploitation.
- n : nombre d'étage ;
- Q_0: la charge d'exploitation sur la terrasse ;
- $Q_1, Q_2, \ldots, Q_n$: les surcharges d'exploitation des planchers respectifs.

- **Pour poteau rectangulaire :**

Tableau II. 7: Détermination des charges d'exploitation

Etage	**/**	**Q (KN)**	**N**	$3 + n/2n$	Q_{cum} **(KN)**
9	Q_0	1	1	/	39.650
8	Q_1	2,5	2	1	138.775
7	Q_2	2,5	3	0,95	227.9875
6	Q_3	2,5	4	0,9	307.2875
5	Q_4	2,5	5	0,85	376.675
4	Q_5	2,5	6	0,75	411.36875
3	Q_6	2,5	7	0,7142857	464.471
2	Q_7	2,5	8	0,6875	516.689
1	Q_8	2,5	9	0,6666667	568.317
RDC	Q_9	4	10	0,65	658.190
SS	Q_{10}	2,5	11	0,6363636	708.293

- **Pour poteau carrée :**

Tableau II. 8: Détermination des charges d'exploitation

N°	**/**	**Q (KN)**	**N**	$3 + n/2n$	Q_{cum} **(KN)**
9	Q0	1	1	/	25.365
8	Q1	2,5	2	1	88.7775
7	Q2	2,5	3	0,95	145.84875
6	Q3	2,5	4	0,9	196.57875
5	Q4	2,5	5	0,85	240.9675
4	Q5	2,5	6	0,75	263.16188
3	Q6	2,5	7	0,7142857	297.133
2	Q7	2,5	8	0,6875	330.538
1	Q8	2,5	9	0,6666667	363.565
RDC	Q9	4	10	0,65	421.059
SS	Q_{10}	2,5	11	0,6363636	453.111

II.4.3. Détermination de l'effort normal ultime

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

N ultime=1.35G+1.5Q

Nu= Nu+ 10% Nu =1.1N

- **Pour poteau rectangulaire :**

Tableau II. 9: Vérification de 1.1Nu≤ N_{adm}

Etages	G_{cum} [KN]	Q_{cum} [KN]	NU	1,1*NU	N_{adm} [KN]	Vérification
9	331.77	39.65	507.37	558.10	4678.94	**C.V**
8	629.46	138.78	1057.93	1163.73	4678.94	**C.V**
7	927.15	227.99	1593.64	1753.00	5120.08	**C.V**
6	1224.84	307.29	2114.47	2325.91	5120.08	**C.V**
5	1522.53	376.68	2620.43	2882.47	5120.08	**C.V**
4	1820.22	411.37	3074.35	3381.79	5561.22	**C.V**
3	2117.91	464.47	3555.89	3911.48	5561.22	**C.V**
2	2415.60	516.69	4036.10	4439.71	5561.22	**C.V**
1	2715.42	568.32	4518.29	4970.12	5949.26	**C.V**
RDC	3014.17	658.19	5056.42	5562.06	5976.33	**C.V**
SS	3310.80	708.29	5532.02	6085.22	6470.32	**C.V**

- **Pour poteau carrée :**

Tableau II. 10: Vérification de 1.1Nu≤N_{adm}

étages	G_{cum} [KN]	Q_{cum} [KN]	NU	1,1*NU	N_{adm}[KN]	Vérification
9	201.82	25.37	310.51	341.56	1342.02	**C.V**
8	393.78	88.78	664.77	731.25	1342.02	**C.V**
7	585.74	145.85	1009.52	1110.48	1919.34	**C.V**
6	780.46	196.58	1348.49	1483.34	1919.34	**C.V**
5	975.19	240.97	1677.95	1845.75	2594.88	**C.V**
4	1173.10	263.16	1978.42	2176.26	2594.88	**C.V**
3	1371.01	297.13	2296.56	2526.21	3367.86	**C.V**
2	1572.53	330.54	2618.72	2880.59	3367.86	**C.V**
1	1775.77	363.57	2942.64	3236.90	4200.30	**C.V**
RDC	1982.40	421.06	3307.82	3638.60	4219.41	**C.V**
SS	2186.89	453.11	3631.97	3995.17	4255,4306	**C.V**

II.5. LES LONGRINES

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

$$\begin{cases} min \ (25 \times 30)cm^2 \rightarrow site\ de\ categorie\ S2\ et\ S3 \\ \quad\ (30 \times 30)cm^2 \rightarrow site\ de\ categorie\ S4 \end{cases}$$

Notre site est de (catégorie S2) → (30x30) cm²

II.6. PRE DIMENSION NEMENT DES VOILES

Les voiles sont des murs en béton armés de grande portée de longueur et de hauteur bien déterminée « hauteur d'étage », ils auront pour le rôle de contreventement et de reprendre des charges verticales et efforts horizontaux.

Le RPA99 version 2003[1], exige une épaisseur minimale de 15 cm, de plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage et des conditions de rigidité aux extrémités.

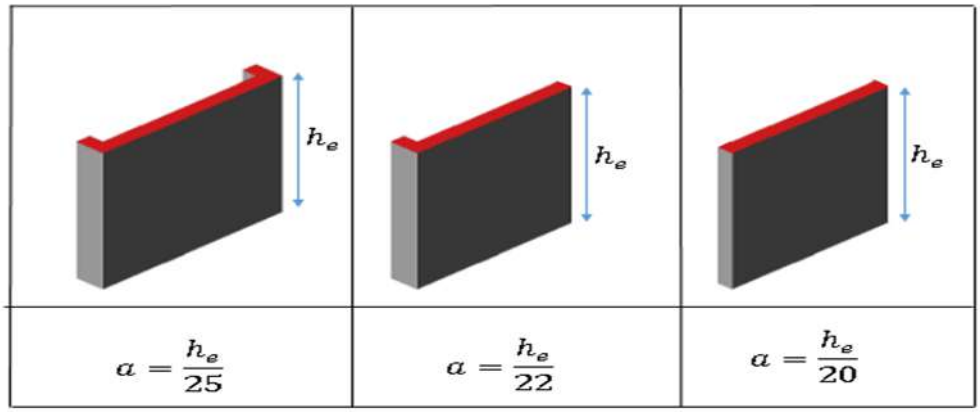


Figure II. 3: Règles de pré dimensionnement des voiles

he = 374−45=329cm

- $a \geq \frac{h_e}{25}$ = 13.16 cm

On adopte a=15cm.

CHAPITRE III : CALCULE DES ELEMENTS SECONDAIRES

III.1. INTRODUCTION

Les éléments secondaires sont des éléments qui n'ont pas une fonction de contreventement de la structure, Ainsi l'escalier et l'acrotère sont considérés comme celles dont l'étude est indépendante de l'action sismique mais dépendant de la géométrie interne de la structure.

III.2. L'ACROTERE

L'acrotère est un élément non porteur encastré autour du plancher terrasse, il assure la protection d'étanchéité contre l'infiltration des eaux pluviales.

L'acrotère est sollicité à la flexion composée due aux :

- Son poids propre sous forme d'un effort normale verticale.
- Un moment à l'encastrement due à une charge d'exploitation de 1KN/ml appliqué à son extrémité.

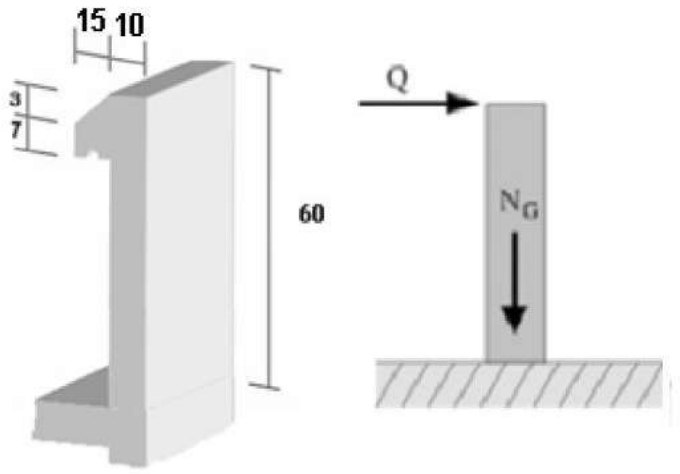


Figure III.1: L'acrotère.

III.2.1. Dimensions

h=60 cm	h'=50 cm	a=10 cm	e= 15 cm

III.2.2. Paramètre de calcul

Béton : fc28= 30 MPa .....Réf : (2)

Acier Fe=400 MPa .....Réf : (2)

III.2.3. Evaluation des charges

- **Charge permanente :**

  $[h.a + e.0.10).1m l]\rho béton$ G=0.075*25=1.875 KN.....Réf : (2)

- **Charge d'exploitation :**

  Q=1 KN.....Réf : (2)

III.2.4. Calcul des sollicitations à l'ELU

Tableau III. 1 : Calcul des sollicitations à l'ELU

	ELU	**ELS**
Efforts normale N [KN]	1.35G=2.53	G=1.875
Moment d'encastrement [KN.m]	1.5. Q=0.9	Q=1.00

III.2.5. Calcul de ferraillage à l'ELU [2]

Le calcul se fait sur une section rectangulaire (100×10) cm² soumise à flexion composée avec une fissuration préjudiciable On a :

Les résultats de ferraillage sont obtenus à partir de logiciel « **ROBOT EXPERT 2010 ».**

Tableau III. 2: Calcul de ferraillage à l'ELU

$\mathbf{f_{c28}}$= 30MPa	$\mathbf{f_t}$=2.4MPa	**Fe**=400MPa
$\mathbf{A_{calculé}}$=3.40cm^2	$\mathbf{A_{choisie}}$=7HA10 =5.5cm²	**St**= 15cm
$\mathbf{A_{rep}}$=1.38 cm^2	$\mathbf{A_{répchoisie}}$= 4HA8 = 2.01cm²	**St**= 18 cm

III.2.6. La vérification des contraintes à l'ELS [2]

Tableau III.3: Vérification des contraintes à l'ELS

Vérification des contraintes à L'ELS			Vérification au cisaillement	
$\sigma_{bc} = 0.04$ MPa	$\overline{\sigma_b}$= 18MPa	Vérifiée	τ_u =0.02	$\bar{\tau}$ = 2.5
$\sigma_s = 0.64$ MPa	$\sigma_s{}' = 2.16$ MPa	$\overline{\sigma_s}$=215.5 MPa		

III.2.6.1. Detaille de ferraillage

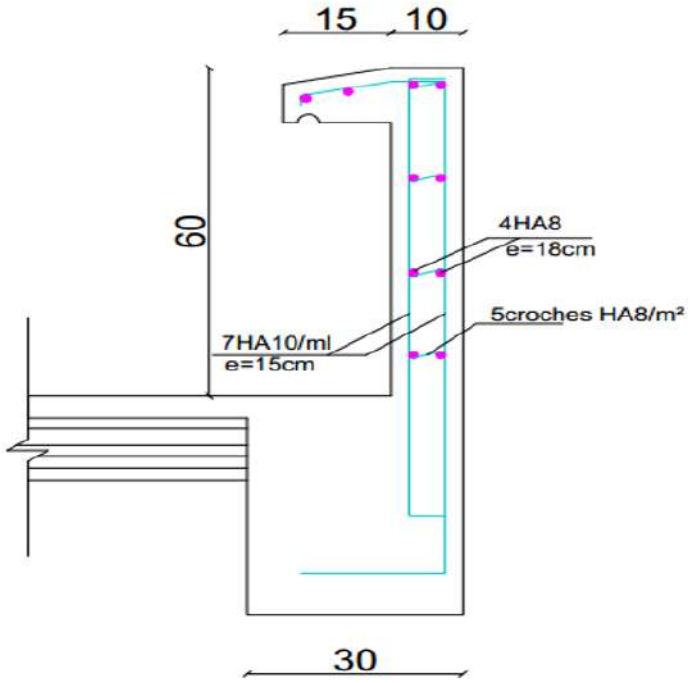


Figure III.2 : Détails de ferraillage de l'acrotère.

III.3. LES ESCALIERS

L'escalier est un élément important, il permet la circulation verticale, c'est un ensemble de marche et contre marche, conçu de manière à être parcouru par les utilisateurs avec un minimum d'effort et un maximum de sécurité, ce dernier est constitué par deux composantes (palier et paillasse).

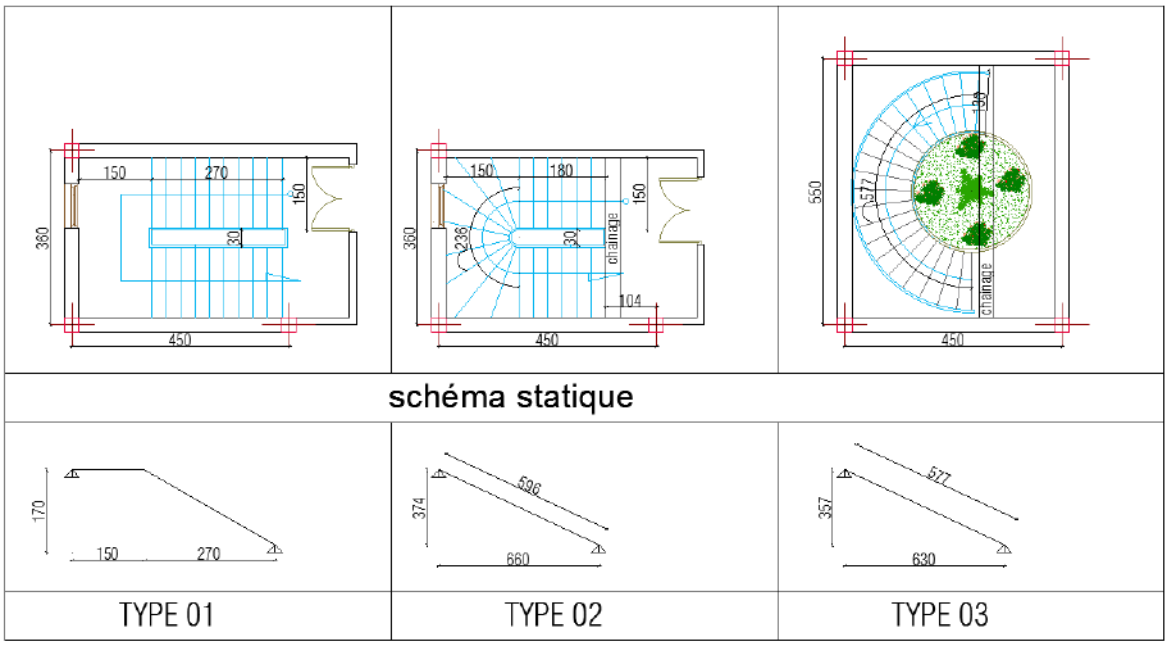


Figure III.3: Représentation de différent type d'escaliers avec leur schéma statique.

III.3.1. Dimensionnement des éléments d'un escalier

Pour le dimensionnement des marches ''g'' et les contres marches ''h'' on utilise généralement la formule de **BLONDEL** : 60 cm ≤ g + 2h ≤ 65 cm **[3]**

III.3.2. Pré dimensionnement des escaliers

Tableau III. 4: Pré dimensionnement des escaliers.

Type 1	L = 4,70 m	L/35 =13,43 cm	L/30 = 15,66 cm
Type 2	L = 6,00 m	L/35 =17,14 cm	L/30 = 20 cm
Type 3	L = 5,80 m	L/35 = 16,57 cm	L/30 = 19,33 cm

On adopte une épaisseur de **:**

- 15 cm pour escalier type 1.
- 18 cm pour escalier type 2.
- 17 cm pour escalier type 3.

III.3.3. Calcul de l'escalier droite (type 1)

III.3.3.1. Charge et surcharge d'exploitation de l'escalier [3]

Tableau III. 5: Charge permanentes de l'escalier.

N°	Composants	Épaisseur (m)	Poids volumiques (KN/m³)	Poids surfaciques (KN/m³)
1	Carrelage	0.02	20	0.4
2	Mortier de pose	0.02	20	0.4
3	Lit de sable	0.03	18	0.54
4	Dalle du palier	0.15	25	3.75
5	Dalle du paillasse	e/cos (29.54)	25	4.30
6	Les marches	h/2	25	2,13
7	Enduits de ciment	0.02	0.18	0.36
	G (charges du palier)			**5.45**
	G (charges palliasse)			**8.13**

Surcharge d'exploitation de l'escalier **: Q = 2,5 KN/m²**

III.3.3.2. Calcul de sollicitation a l'ELU ET à l'ELS

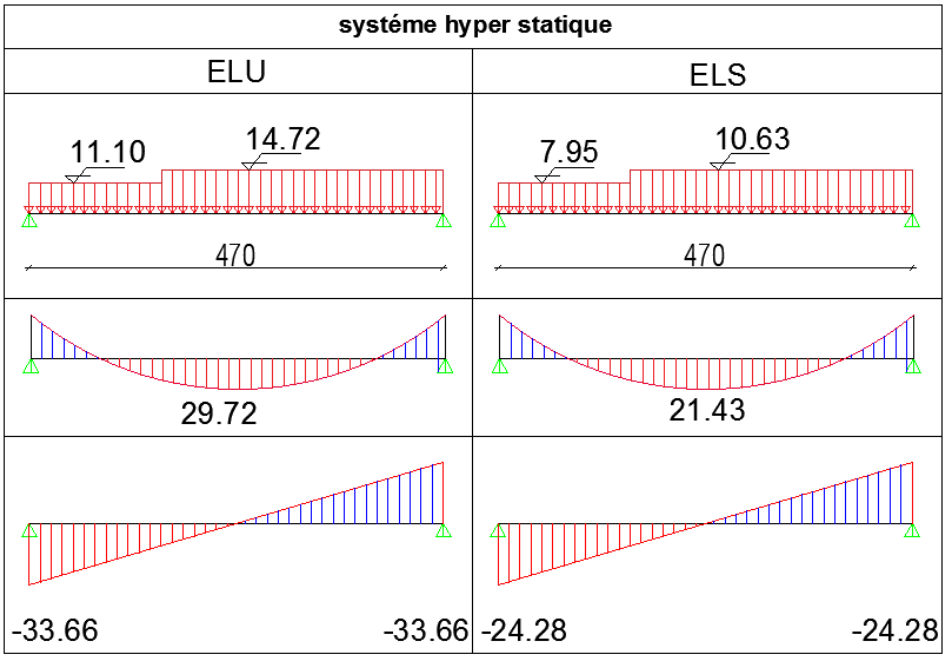


Figure III.4: Diagramme des efforts à l'ELU et l'ELS.

III.3.4. Calcul de ferraillage

III.3.4.1. Calcul des armatures longitudinales

Les données : $f_{c_{28}} = 30MP_a$; $F_e = 400MPa$

Tableau III. 6: Résultats du ferraillage longitudinal.

Section calculé (cm²)				**Choix de section (cm²)**			
A_t	A'_t	A_a	A'_a	A_t	A'_t	A_a	A'_a
6,75	0,00	4.16	0,00	7HA12=7,92cm²	0,00	7HA12=7,92cm²	0,00
A_{rep}=A/4(cm²)				**Choix de section (cm²)**			
A_{rep}	A'_{rep}	A_{rep}	A'_{rep}	A_{rep}	A'_{rep}	A_{rep}	A'_{rep}
1,98	0,00	1,98	0,00	7HA8=3,52cm²	0,00	7HA8=3,52cm²	0,00

Tableau III. 7: Vérification de l'espacement de l'escalier.

	Les armatures longitudinales	**Les armatures de répartition**
En travée	S_t=15cm≤ Min [3h=60 ; 33cm] =33cm	S_t=15cm ≤ Min [4h=80 ; 45cm] =45cm
En appuis	S_t=15cm≤ Min [3h=60 ; 33cm] =33cm.	S_t=15cm ≤ Min [4h=80 ; 45cm] =45cm

III.3.4.2. Vérification des contraintes normales [2]

Type de fissuration : peu nuisible.

Tableau III. 8: Vérification des contraintes

Position	**A (cm²)**	**M_{ser}(KN.m)**	σ_{b_c} **(MPa)**	$\sigma_{b_{c_{adm}}}$ **(MPa)**	$\sigma_{b_c} \leq \sigma_{b_{c_{adm}}}$
En travée	7.92	21.43	8.85	18	C.V
En appuis	7.92	12.60	5.20	18	C.V

III.3.4.3. Vérification de cisaillements [2]

Tableau III. 9: Vérification de l'effort tranchant.

T_u **(KN)**	ζ_u**(MPa)**	$\overline{\zeta_u}$ **(MPa)**	**vérification**
33.66	0.27	1.4	Oui

III.3.4.4. Vérification de la flèche [2]

Combinaison a l'**ELS.**

$\frac{h}{1} \geq \frac{1}{20}\frac{Mt}{M0} \Rightarrow \frac{15}{470} = 0.03 \leq \frac{1}{20} \times \frac{29.72}{34.96} = 0.85$……..C.N.V

$\frac{A}{b0.d} \leq \frac{4.2}{fe} \Rightarrow \frac{7.92}{100\times12.5} = 0.0063 \geq \frac{2}{400} = 0.0005$……...C.N.V

[ART B.6.5.3]

$f_{adm} = \frac{1}{500}$ Si $L \leq 5m$ $\qquad f_{adm} = \frac{L}{1000} + 0.5cm$ si $L > 5m$

f_t (mm)	f_{badm}(mm)
7.8	9.4

III.3.4.5. Calcul de ferraillage de la section comprimé en appui

$$A_{min} = Min\left\{0.26.\frac{f_{c28}}{f_e}.b.d \middle| 0.0013.b.d\right\} \rightarrow A_{min} = 1.6\ cm^2$$

$$A_{min} = 16\ cm^2 \rightarrow e = 15\ cm \rightarrow A = 7\ HA\ 8 = 3.52\ cm^2$$

III.3.4.6. Armatures longitudinales pour éviter les poussées aux vides

$$A_v = 7\ HA\ 8 = 3.52\ cm^2$$

III.3.4.7. Detaille de ferraillage

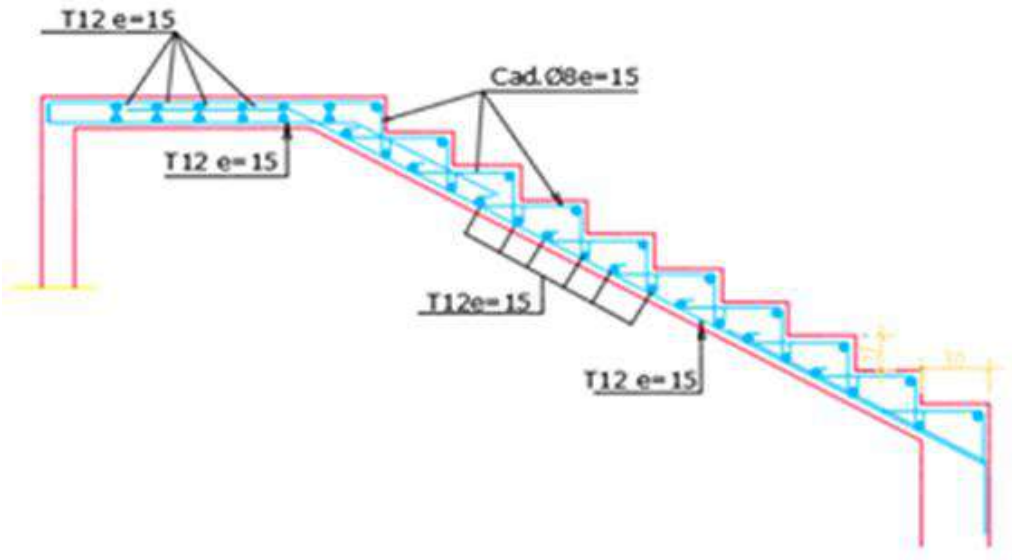


Figure III.5: Détails de ferraillage.

III.3.4.8. Ferraillage poutre palière

Les données : $f_{c_{28}} = 30MP_a$; $F_e = 400MP_a$

III.3.4.8.1. Evaluation des charges

L=3.60m → (bxh)= (30x35)

$P_u = 18.70kn/m$; $P_{ser} = 13.48kn/m$

III.3.4.8.2. Calcul de ferraillage a l'ELU

Tableau III. 10: Résultats du ferraillage longitudinal

Sollicitations à l'ELU		**Sections d'armatures**		**Sections choisies**	
M_t	M_a	A_t	A_a	A_t	A_a
11.49	-22.98	1.26	2.08	**3HA12= 3.39cm²**	**3HA12=3.39 cm²**

III.3.4.8.3. Vérification des contraintes à l'ELU

Type de fissuration : préjudiciable.

Tableau III.11: Vérification des contraintes.

Sollicitations à l'ELS		**Contrainte en travée**			**Contrainte en appuis**			**Contraintes adm**		**vérification**
M_t	M_a	σ_b	σ_s	σ'_s	σ_b	σ_s	σ'_s	$[\sigma_b]$	$[\sigma_s]$	**C.V**
7.28	14.56	0.98	12.59	12.59	1.96	25.19	25.19	18	215.5	

III.3.4.8.4. Vérification des contraintes de cisaillement [2]

Tableau III. 12: Vérification de l'effort tranchant

T_u (KN)	ζ_u(MPa)	$\overline{\zeta_u}$ (MPa)	vérification
38.29	0.39	1.4	**C.V**

III.3.4.8.5. Vérification de la flèche [2]

Combinaison a l'**ELS.**

$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{10}\frac{Mt}{M0}$ ⇒ $\frac{15}{470} = 0.03 < \frac{1}{10} \times \frac{29.72}{34.96} = 0.85$**……..C.N.V**

$\frac{A}{b0.d} \leq \frac{4.2}{fe}$ ⇒ $\frac{7.92}{100\times12.5} = 0.0063 > \frac{4.2}{400} = 0.001$**……...C.N.V**

[ART B.6.5.3] : Les conditions ne sont pas vérifier donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire (Annexe B). $f_{adm} = \frac{1}{500}$ Si $L \leq 5m$ $f_{adm} = \frac{L}{1000} + 0.5cm$ si $L > 5m$

f_t (mm)	f_{badm}(mm)
0.10	7.20

III.3.5. Calcul de l'escalier balancé (type 2)

Après les calculs on a finie par une épaisseur de : e_p=22 cm

III.3.5.1. Détermination des efforts de l'escalier [3]

A E.L.U : $\mathbf{P_u}$= 1.35 G + 1.5 Q

A E.L.S : $\mathbf{P_{ser}}$ = G + Q.

Tableau III.13: Détermination des efforts de l'escalier.

	G (KN/m²)	Q (KN/m²)	Pu (KN/m)	P_{ser} (KN/m)
Paillasse	10.15	2.50	17.45	12.65

III.3.5.1.1. Calcul des sollicitations a l'ELU et à l'ELS

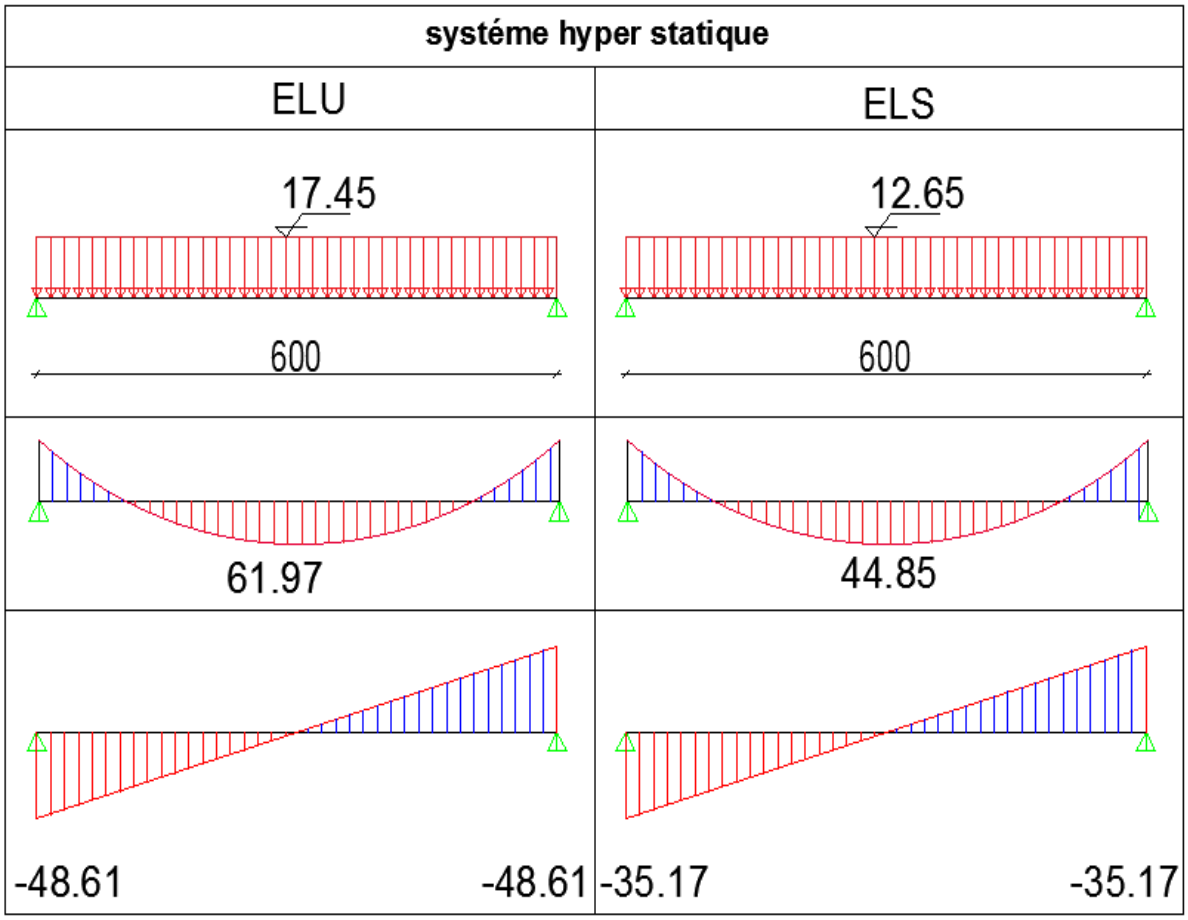


Figure III.6: Diagramme des efforts à l'ELU et l'ELS.

III.3.5.2. Calcul de ferraillage

III.3.5.2.1. Calcul des armatures longitudinales

Les données : $f_{c_{28}} = 30MP_a$; $F_e = 400MP_a$

Tableau III. 14 : Résultats du ferraillage longitudinal.

Section calculé (cm²)					**Choix de section (cm²)**			
A_t		A_a	A'_a		A_t	A'_t	A_a	A'_a
9.62	0,00	5.53	0,00		7HA14=10.78cm²	0,00	7HA14=10.78cm²	0,00
A_{rep}=A/4(cm²)					**Choix de section (cm²)**			
A_{rep}	A'_{rep}	A_{rep}	A'_{rep}		A_{rep}	A'_{rep}	A_{rep}	A'_{rep}
2.695	0,00	2.695	0,00		7HA8=3,52cm²	0,00	7HA8=3,52cm²	0,00

Tableau III. 15: Vérification de l'espacement de l'escalier

	Les armatures longitudinales	Les armatures de répartition
En travée	S_t=15cm≤ Min [3h=60 ; 33cm] =33cm	S_t=15cm ≤ Min [4h=80 ; 45cm] =45cm
En appuis	S_t=15cm≤ Min [3h=60 ; 33cm] =33cm.	S_t=15cm ≤ Min [4h=80 ; 45cm] =45cm

III.3.5.2.2. Vérification des contraintes normales [2]

Type de fissuration : peu nuisible.

Tableau III. 16: Vérification des contraintes.

Position	A (cm²)	M_{ser}(KN.m)	σ_{b_c} (MPa)	$\sigma_{b_{c_{adm}}}$ (MPa)	$\sigma_{b_c} \leq \sigma_{b_{c_{adm}}}$
En travée	10.78	44.85	7.98	18	C.V
En appuis	10.78	26.38	4.96	18	C.V

III.3.5.2.3. Vérification de cisaillements [2]

Tableau III. 17: Vérification de l'effort tranchant

T_u (KN)	ζ_u(MPa)	$\overline{\zeta_u}$ (MPa)	vérification
48.61	0.25	1.4	**C.V**

III.3.5.2.4. Vérification de la flèche [2]

Combinaison a l'**ELS.**

$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{10}\frac{Mt}{M0} \Rightarrow \frac{22}{600} = 0.03 < \frac{1}{20} \times \frac{61.97}{72.91} = 0.042$……..**C.N.V**

$\frac{A}{b0.d} \leq \frac{4.2}{fe} \Rightarrow \frac{10.78}{100\times19.5} = 0.0055 > \frac{4.2}{400} = 0.0005$……...**C.N.V**

[ART B.6.5.3]

$f_{adm} = \frac{1}{500}$ Si $L \leq 5m$ $\quad f_{adm} = \frac{L}{1000} + 0.5cm$ si $L > 5m$

f_t (mm)	f_{badm}(mm)
5.4	6.5

III.3.6. Calcul de l'escalier hélicoïdal :

Après les plusieurs calcul on a finie par une épaisseur de : e_p=25 cm

III.3.6.1. Détermination des efforts de l'escalier [3]

Tableau III. 18: Détermination des efforts de l'escalier

	G (KN/m²)	Q (KN/m²)	**P_u** (KN/m)	**P_{ser}** (KN/m)
paillasse	10.15	2.50	17.45	12.65

III.3.6.1.1. Calcul des sollicitations a l'ELU et à l'ELS

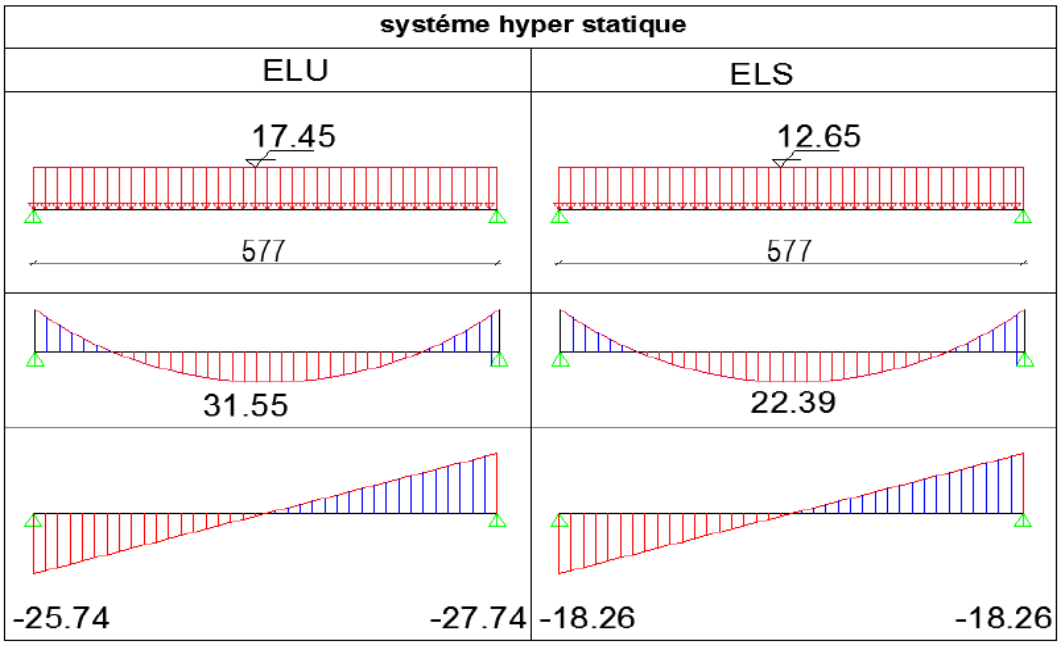


Figure III.7: Diagramme des efforts à l'ELU et l'ELS.

III.3.6.2. Calcul de ferraillage

III.3.6.2.1. Calcul des armatures longitudinales

Les données : $f_{c_{28}} = 30MP_a$; $F_e = 400MP_a$

Tableau III. 19: Résultats du ferraillage longitudinal.

Section calculé (cm²)				**Choix de section (cm²)**			
A_t	A'_t	A_a	A'_a	A_t	A'_t	A_a	A'_a
4.77	0,00	2.78	0,00	7HA14=10.78cm²	0,00	7HA14=10.78cm²	0,00
A_{rep}=A/4(cm²)				**Choix de section (cm²)**			
A_{rep}	A'_{rep}	A_{rep}	A'_{rep}	A_{rep}	A'_{rep}	A_{rep}	A'_{rep}
2.695	0,00	2.695	0,00	7HA8=3,52cm²	0,00	7HA8=3,52cm²	0,00

Tableau III. 20: Vérification de l'espacement de l'escalier.

	Les armatures longitudinales	**Les armatures de répartition**
En travée	S_t=15cm≤ Min [3h=60 ; 33cm] =33cm	S_t=15cm ≤ Min [4h=80 ; 45cm] =45cm
En appuis	S_t=15cm≤ Min [3h=60 ; 33cm] =33cm.	S_t=15cm ≤ Min [4h=80 ; 45cm] =45cm

III.3.6.2.2. Vérification des contraintes normale [2]

Type de fissuration : peu nuisible.

Tableau III. 21: Vérification des contraintes.

Position	**A (cm²)**	M_{ser}**(KN.m)**	σ_{b_c} **(MPa)**	$\sigma_{b_{c_{adm}}}$ **(MPa)**	$\sigma_{b_c} \leq \sigma_{b_{c_{adm}}}$
En travée	10.78	22.39	3.98	18	**C.V**
En appuis	10.78	13.17	1.37	18	**C.V**

III.3.6.2.3. Vérification de cisaillement [2]

Tableau III. 22: Vérification de l'effort tranchant.

T_u **(KN)**	ζ_u**(MPa)**	$\overline{\zeta_u}$ **(MPa)**	**vérification**
48.14	0.24	1.4	**C.V**

III.3.6.2.4. Vérification de la flèche [2]

Combinaison a l'**ELS.**

$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{10}\frac{Mt}{M0} \Rightarrow \frac{22}{577} = 0.04 < \frac{1}{20} \times \frac{31.55}{37.12} = 0.042$**……..C.N.V**

$\frac{A}{b0.d} \leq \frac{4.2}{fe} \Rightarrow \frac{10.78}{100 \times 19.5} = 0.0055 > \frac{2}{400} = 0.0005$**……...C.N.V**

[ART B.6.5.3]

$f_{adm} = \frac{1}{500}$ Si $L \leq 5m$ $f_{adm} = \frac{L}{1000} + 0.5cm$ si $L > 5m$

f_t (mm)	f_{badm}(mm)
3.2	6.27

III.4. CALCUL DES PLANCHERS

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 :

- Les poutrelles,
- La dalle de compression.

III.4.1. Les Poutrelles

Les poutrelles sont des éléments préfabriqués, leur calcul est associé à une poutre continue semi encastré dans les poutres.

Elles sont calculées sous les sollicitations (G, Q) la surface revenant à chaque poutrelle est S= (0.60L), on dispose des poutrelles dans le sens de la petite portée.

Le calcul des poutrelles d'effectue selon deux étapes :

1. Avant coulage.
2. Après coulage.

III.4.1.1. Avant coulage

Calcul des charges permanentes et surcharges d'exploitation :

- **Charges permanentes :**

Tableau III. 23: Charge et surcharge.

L(m)	Q(***KN***)	G (***KN*** /ml)	
4.65	2.33	Poids du corps creux (20+4)	Poids de la poutrelle
		0.60x1=0.60	0.12x0.04x25=0.12
		0.72	

- **Surcharge d'exploitation :**

L'intensité du poids de l'ouvrier, même le poids des matériaux et des coffrages est égale à la plus grande des deux valeurs :

$$Q = Max\left[1KN, 0.5L\frac{KN}{m}\right]$$

- **Calcul des moments :**

Tableau III. 24: Les moments.

$MG(KN.m)$	$MQ(KN.m)$	$Mu(KN.m)$
$\frac{GL^2}{8} = \frac{0.72x4.65^2}{8}$ =1.94	$\frac{QL}{4} = \frac{2.33x4.65}{4}$ =2.70	$1.35MG + 1.5MQ = 6.67$

- **Vérification de la flèche : [2]**

En calcul la flèche par cette relation :

$$f = \frac{5 * G * L^4}{384 * E * I} + \frac{Q * L^3}{48 * E * I}$$

$$f = \frac{5 * 0.72 * 4650^4}{384 * 114967.6 * 6.4 * 10^5} + \frac{2.33 * 10^3 * 4650^3}{48 * 114967.6 * 6.4 * 10^5}$$

$$f = 125.90mm$$

Et calcul la flèche admissible :

- $\bar{f}_{adm} = \frac{L}{1000} + 0.5$ cm pour L >5m
- $\bar{f}_{adm} = \frac{L}{500}$ pour L ≤5m

$$\bar{f}_{adm} = \frac{L}{500} = \frac{4650}{500} = 9.3mm$$

f =125.90mm > $\bar{f}$= 9.3 mm …… (C N V).

Remarque :

La flèche maximale de la poutrelle est plus grande par rapport à la flèche admissible, cependant la section de la poutrelle est faible, il faut ajouter des étaiements pour aider la poutrelle à supporter les charges qui lui reviennent avant le coulage.

- **Calcul des étaiements :**

b=0.12m, d=20cm,$\delta_b = 17MPa$, γ_b=1.5 , $f_{c_{28}} = 30MPa$, $\mu = 8.30 > 0.392$

Tableau III. 25: Charges et surcharges.

N°d'étaiements	L(m)	G	Q	MG	MQ	MU	μ	μ_{max}	Vérification
0	4.65	0.74	2.33	2	2.70	6.77	8.30	0.39	**C.N.V**
1	2.33		1.16	0.50	0.68	1.69	1.10	0.39	**C.N.V**
2	1.55		1.00	0.22	0.39	0.88	0.58	0.39	**C.N.V**
3	1.16		1.00	0.13	0.29	0.61	0.39	0.39	**C.N.V**
4	0.93		1.00	0.08	0.23	0.46	0.30	0.39	**C.V**

Commentaire :

Alors il faut prévoir quatre étaiements le long de travée espaces de 93cm pour que la poutrelle supporte les charges avant coulage de la dalle de compression.

III.4.1.2. Après coulage

La poutrelle est considérée comme une poutre continue.

III.4.1.2.1. Calcul des charges et surcharges [3]

Tableau III. 26: Charges et surcharges

	G KN/m	Q KN/m	P_u KN/m	P_{ser} KN/m
Plancher terrasse	6.9x0.6=4.14	1x0.6=0.6	6.48	4.74
Plancher courant	6.46x0.6=3.876	2.5x0.6=1.5	7.48	5.38
		4x0.6=2.4	8.83	6.28
Plancher de RDC	6.46x0.6=3.876	2.5x06=1.5	7.48	5.38
		4x0.6=2.4	8.83	6.28

Les calculs sont faits pour les poutrelles du plancher ayant la plus grande sollicitation et on adopte le même ferraillage pour toutes les poutrelles.

- **Les types des poutrelles :** Les types des poutrelles de notre projet sont représenté dans le tableau suivant :

Tableau III. 27: Les types des poutrelles.

Poutrelles a :	RDC	1ére &2éme étages	3éme-9éme étages	terrasse
1 travée	∄	∃	∄	∄
2 travées	∃	∄	∄	∃
3 travées	∃	∃	∃	∃
4 travées	∃	∃	∃	∃
5 travées	∃	∃	∃	∃
7 travées	∃	∄	∄	∄
8 travées	∃	∃	∄	∄
10 travées	∃	∄	∄	∄
12 travées	∃	∃	∄	∄

*(∃: exist ; ∄: n′exist pas)

D’après logiciel SAP2000 on calcul tous les Sollicitations des poutrelles précédentes et on prend les poutrelles les plus défavorables.

III.4.1.2.2. Sollicitations de calcul

D'après ce qui précède, les sollicitations Max en travée et en appui sont :

Tableau III. 28: Les types des poutrelles.

	L(m)	$M_{0_{max}}(KN.m)$	$M_{t_{max}}(KN.m)$	$M_{a_{max}}(KN.m)$	$T_{max}(KN)$
L'ELU	4.65	20.22	16.18	-16.81	17.40
L'ELS	4.65	14.53	11.63	-11.95	12.50

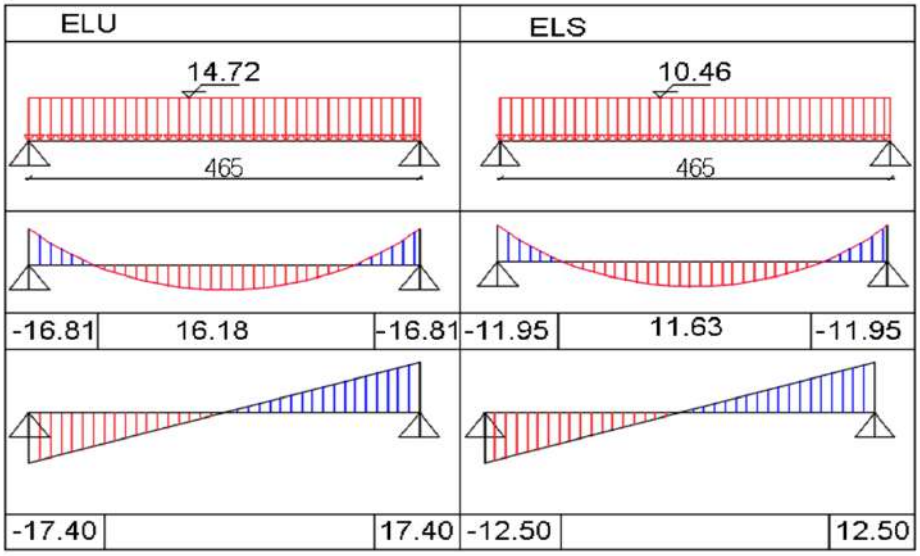


Figure III.8: Diagramme des efforts à l'ELU et l'ELS.

III.4.1.2.3. Ferraillage des poutrelles

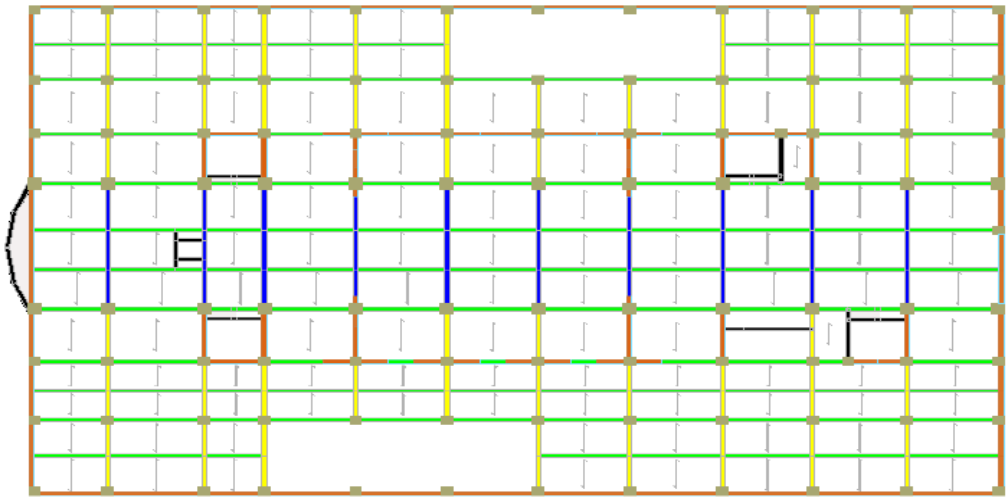


Figure III.9: Plan sens des poutrelles.

a) Calcul ferraillage a l'ELU

Les données :

b=0.60m, b0=0.12m, h=0.24m, h0=0.04m, δ_s=348MPa, δ_b=18MPa, d=0.20m, f_e=400MPa, E=210000MPa, $\gamma_s = 1.15, \gamma_b = 1.5$.

Tableau III. 29: Calcul ferraillage a l'ELU

Section calculé			**Chois de section (cm²)**			
A_t	A'_a		A_t	A'_t	A_a	A'_a
2.1	2.7		3HA12=3.39	1HA10=0.79	3HA12=3.39	1HA10+2HA1=3.05

Donc on prend :

- A=3HA10=2.37cm² (Pour travée).
- A=1HA10+2CH HA12=3.05cm² (Pour l'appui).

Tableau III. 30: Calcul de l'armature transversale.

S_t	S'_t	$S_{transversale}$ (cm²)
20	33	2HA4=0.25

Donc on prend $S_{transversale}$=2HA4=0.25cm² avec an espacement de 20cm.

b) Vérification des contraintes à l'état limite de service [2]

Tableau III. 31: Vérification des contraintes à l'état limite de service de RDC.

$M_{t_{ser}}(KN.m)$	$M_{a_{ser}}(KN.m)$	$\delta_{b_t}(MPa)$	$\delta_{b_a}(MPa)$	$\delta_{b_{adm}}(MPa)$	Vérification
11.63	-11.95	4.2	13.18	18	oui

Alors la condition $\delta_b < \delta_{b_{adm}}$ est vérifiée.

c) Vérification de l'effort tranchant [2]

Tableau III. 32: Vérification de cisaillement à l'état limite d'ultime.

$T_u(KN)$	$\tau_u(KN.m)$	$\overline{\tau_u}$	$\tau_u \leq \overline{\tau_u}$
17.4	0.988	4	C.V

Donc il y a aucun risque de cisaillement.

d) Vérification de la flèche [2]

Les conditions ne sont pas vérifier donc le calcul de la flèche est nécessaire (Annexe B).

Tableau III. 33: Vérification de la flèche

Poutres (cm)			Sollicitations l'ELS	Armatures principales	Vérification Flèche		
L	h	b	M t (KN.m)	$A_{1t}(cm^2)$	F_{cal}	F_{adm}	C.V
465	24	8	16.17	3.39	7.6	9.4	

e) Detaille de ferraillage

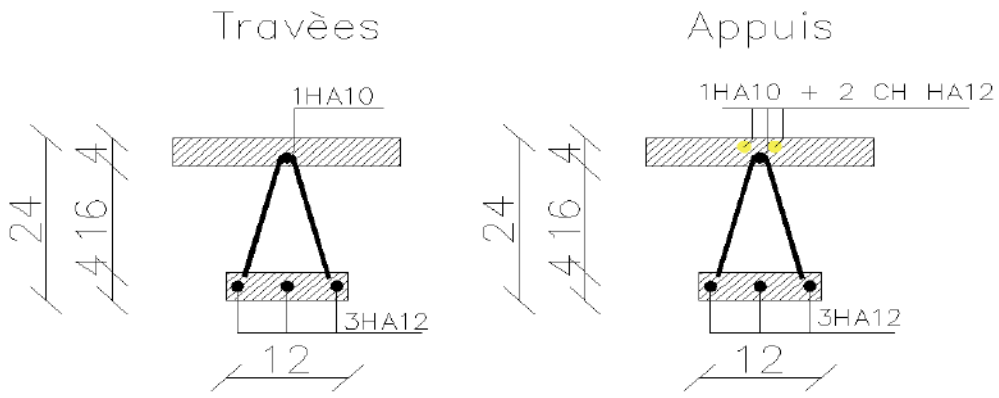


Figure III.10: Detaille de ferraillage des poutrelles.

III.4.2. 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 (Treillis soudé).

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

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

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

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

Avec :

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

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

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

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

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

$$A_{t2} = \frac{A_{t1}}{2} = \frac{0.46}{2} = 0.23cm^2/ml$$

On choisira : $A_{t1} = 7\emptyset\ 4 = 0.88cm^2$ avec un éspacement de $15cm$.

$A_{t2} = 7\emptyset\ 4 = 0.88cm^2$ avec un éspacement de $15cm$.

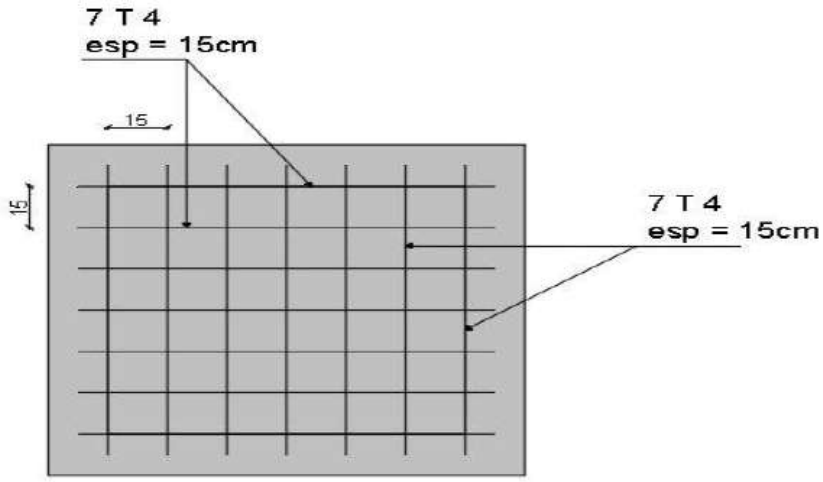


Figure III.11: Disposition des armatures de la dalle de compression.

III.5. DALLE PLEINE

III.5.1. Méthode de calcul

La méthode des lignes de rupture : utilisable pour les cas des charges élevées et les formes géométriques irrégulières, basée sur le mécanisme des fissures.

Donc : on utilise pour notre cas la méthode des lignes de rupture.

III.5.2. Evaluation des charges [3]

On adopte :

- Plancher terrasse : $\begin{cases} G = 7.35 KN/m \\ Q = 1\ KN/m \end{cases} \rightarrow \begin{cases} P_u = 11.42 KN/m^2 \\ P_{ser} = 8.35 KN/m^2 \end{cases}$
- Plancher courant : $\begin{cases} G = 6.91 KN/m \\ Q = 4\ KN/m \end{cases} \rightarrow \begin{cases} P_u = 15.33 KN/m^2 \\ P_{ser} = 10.91 KN/m^2 \end{cases}$

On choisit le cas plus défavorable :

$$\begin{cases} G = 6.91 KN/m \\ Q = 4\ KN/m \end{cases} \rightarrow \begin{cases} P_u = 15.33 KN/m^2 \\ P_{ser} = 10.91 KN/m^2 \end{cases}$$

Détermination de M :

Principe de travail virtuel :

$$T_{int} = T_{ext} \text{ avec: } \begin{cases} T_{int} = ML\theta \\ T_{ext} = pf \end{cases}$$

- **Travail externe :**

$$\begin{cases} T_{ext_1} = P_u . S_1 . \frac{f}{3} \\ T_{ext_2} = P_u . S_2 . \frac{f}{3} \\ T_{ext_3} = P_u . S_3 . \frac{f}{3} \end{cases}$$

Donc :

$$T_{ext_{total}} = P_u . S_t . \frac{f}{3}$$

$$T_{ext_{total}} = P_u . \frac{l_x . l_y}{2} . \frac{f}{3}$$

$$T_{ext_{total}} = 6.3 P_u . f$$

- **Travail interne :**

$$\begin{cases} T_{int_1} = M . l_x . \theta_{2_y} + M . l_x . \theta_{2_y} \\ T_{int_2} = 0.5M . l_y . \theta_{1_x} + M . l_y . \theta_{1_x} \\ T_{int_1} = M . l_y . \theta_{3_x} + M . l_x . \theta_{3_y} + M . l_y . \theta_{3_x} + M . l_x . \theta_{3_y} \end{cases}$$

Avec :

$$\begin{cases} \theta_{1_x} = \frac{f}{x} \\ \theta_{2_y} = \frac{f}{y} \\ \theta_{3_x} = \frac{f}{l_x + 2x} \quad , \quad \theta_{3_y} = \frac{f}{l_y + 2y} \end{cases}$$

$$T_{int_{total}} = M . f (1.5 \frac{l_y}{x} + 2 \frac{l_x}{y} + 2 \frac{l_y}{l_x - 2x} + 2 \frac{l_x}{l_y - 2y})$$

$$P_u = \frac{M . (1.5 \frac{l_y}{x} + 2 \frac{l_x}{y} + 2 \frac{l_y}{l_x - 2x} + 2 \frac{l_x}{l_y - 2y})}{6.3}$$

$$P_u = f(x, y) \, dx \begin{cases} \frac{dP}{dx} = -\frac{63.78}{(6.3x)^2} + \frac{11.2}{(35.28 - 12.6x)^2} \\ \frac{dP}{dx} = -\frac{70.56}{(6.3y)^2} + \frac{141.11}{(42.52 - 12.6y)^2} \end{cases} \Longrightarrow \begin{cases} x = 1.98 \\ y = 0.17 \end{cases}$$

$$P_u = 12.84M \Longrightarrow M = 0.07 * 15.32$$

Donc :

$$M_u = 1.072 KN . m$$

III.5.3. Calcul de ferraillage

$M_{t_x} = M_{t_y} = 1.07KN.m$	(Moment en travée)
$M_{a_x} = M_{a_y} = 1.07KN.m$	(Moment en appuis)

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

b=100cm, e=15cm, $A_{min} = 1.50$

Les armatures choisies :

$$\begin{cases} A_{s_1} = 7HA12 = 7.92cm^2 \\ A'_{s_2} = 7HA12 = 7.92cm^2 \end{cases} \quad ep = 15cm$$

III.5.3.1. Vérification des contraintes normales [2]

Calcul des moments avec la méthode forfaitaire

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{5.60}{6.75} = 0.83 > 0.4 \Longrightarrow \text{la dalle travail dans les 2 directions}$$

$$M_x = \mu_x P_{ser} l_x^2 = 0.0596 \times 10.91 = 20.39KN.m$$
$$M_y = \mu_y M_x = 0.7518 \times 20.39 = 13.03KN.m$$

Lorsque la dalle est un panneau de rive :

A. Moment en travée : $\begin{cases} M_{t_x} = 0.85 \times 20.39 = 17.33KN.m \\ M_{t_y} = 0.85 \times 15.33 = 13.03KN.m \end{cases}$

B. Moment en appui :

$$\begin{cases} \text{Appui de rive: } M_{a_x} = M_{a_y} = -0.3 \times 20.39 = -6.11KN.m \\ \text{appui intermidiares: } M_{a_x} = M_{a_y} = -0.5 \times 20.39 = -10.19KN.m \end{cases}$$

Type de fissuration : préjudiciable.

Tableau III. 34: Vérification des contraintes normales.

	Sollicitation a l'ELS		Contrainte en travée			Contrainte en appui			Contrainte admissible		vérification
	M_t	M_a	δ_b	δ_s	δ'_s	δ_b	δ_s	δ'_s	δ_b	δ_s	
Sens x	17.3	10.2	6.4	172.5	36.8	3.8	117.67	21.57	18	216	**C.V**
Sens y	13.0	6.11	4.8	150.4	27.6	1.4	13.45	13.45	18	216	**C.V**

III.5.3.2. Vérification des contraintes de cisaillement [2]

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b.d} \leq \overline{\tau_{adm}} = \frac{0.07}{\gamma_b} \times f_{c_{28}}$$

$$T_{max} = Max\left[T_{u_x}, T_{u_y}\right]$$

$$\begin{cases} T_{u_x} = \dfrac{P_u.l_x.l_y}{2l_y + l_x} \\ T_{u_y} = \dfrac{P_u.l_x}{3} \end{cases}$$

Tableau III. 35: Vérification des contraintes de cisaillement.

T_{u_x}	T_{u_y}	T_{max}	τ_u	$\overline{\tau_{adm}}$	Vérification
30.31	28.59	30.31	0.24	1.4	**C.V**

III.5.3.3. Vérification de la flèche [2]

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{20}\frac{Mt}{M0} \Rightarrow \frac{0.15}{5.60} = 0.026 \quad > \frac{1}{20} \times \frac{13.03}{0.85} = 0.766$$

$$\frac{A}{b0.d} \leq \frac{2}{fe} \quad \Rightarrow \quad \frac{7.92}{100 \times 12.5} = 0.006 \quad < \frac{2}{400} = 0.005 \qquad \text{c.n.v}$$

Les conditions ne sont pas vérifier donc le calcul de la flèche est nécessaire (Annexe B).

Tableau III. 36: Vérification de la flèche

Sollicitation a l'ELS			Armatures principales		fléché		vérification
M_{a_g}	$M_{t_{x/y}}$	M_{a_d}	A_{s_1}	A_{s_2}	$[f]_t$	$[f]_{adm}$	**C.V**
-6.11	17.33	-10.19	7.92	7.92	8.9	10.6	

III.6. DALLE MACHINE

III.6.1. Introduction

L'ascenseur est un transport vertical assurant le déplacement en hauteur.

Les dimensions, la construction et le contrôle en temps réel pendant l'usage des ascenseurs permettent l'accès sécurisé des personnes.

L'ensemble du dispositif des guides, moteur, mécanique et câbles est installé le plus souvent dans une trémie ou gaine rectangulaire verticale fermée ou parfois semi-fermée située en général à l'intérieur de l'édifice, dans laquelle la cabine et le contrepoids gravitent.

Pour ce projet il y a deux types d'ascenseur :

- à l'intérieur avec une seule cabine de dimension en plans 3.08m ,2.65m .

(Dalle machine)

- à l'extérieur avec deux cabines de dimension en plans 3.20m ,3.50m .

(Ascenseur panoramique)

En a utilisé la fiche technique d'ORON 3G 2015 (catalogue) pour les deux type

III.6.1.1. Dalle machine

La dalle machine est une dalle pleine, qui reprend un chargement important par rapport à

Celle des dalles de l'étage courant ou terrasse, cela est due au mouvement de l'ascenseur ainsi Qu'à son poids, en tenant compte de la variation des efforts de la machine par rapport à la Dalle. Elle est composée de :

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

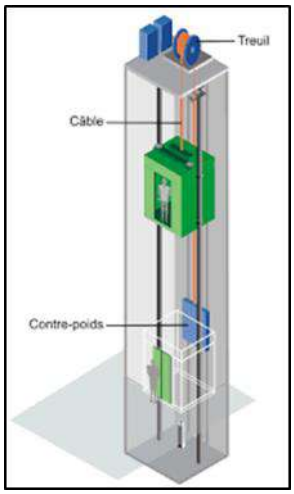


Figure III.12: Ascenseur (dalle machine)

III.6.1.2. Pré dimensionnement

La dalle d'ascenseur doit avoir une certaine rigidité vu le poids de la machine nous avons deux conditions à vérifier :

- Lx= 3.08 m , Ly= 2.65

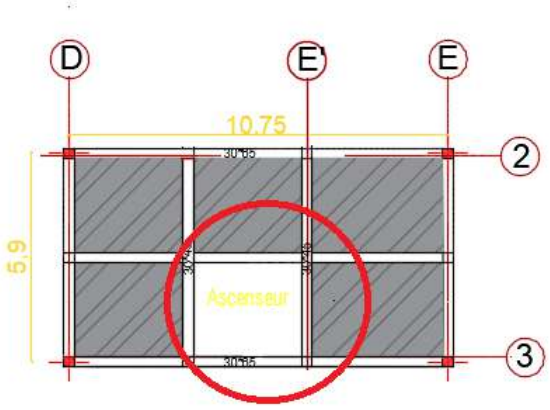


Figure III.13: Ascenseur (dalle machine).

- **Dalle reposant sur trois ou quatre appuis :**

$$\frac{L_{max}}{45} \leq e \leq \frac{L_{max}}{40} \qquad \frac{308}{45} \leq e \leq \frac{308}{40} \rightarrow 6.84 \leq e \leq 7.7$$

Apres la division on prend :

- **Condition de l'E.N. A : [4]**

L'Entreprise Nationale des Ascenseurs (E.N.A) préconise que l'épaisseur de la dalle machine soit : e ≥ 25 cm.

III.6.1.3. Evaluation des charges

III.6.1.3.1. Charge permanent G

Tableau III. 37: Les charges permanentes de la dalle machine.

N	Composants	Épaisseur (m)	Poids volumiques (KN /m3)	Poids surfaciques (KN/m2)
1	Carrelage	0.02	20	0.4
2	mortier de pose	0.02	20	0.4
3	lit de sable	0.03	18	0.54
4	dalle pleine	0.25	30	7.5
5	enduit en plâtre	0.02	10	0.2
6	simple cloison	0.1	-	1.62
	G (charges permanentes)		**10.66 KN/m2**	

Planche (dalle machine) : **G = 10.66 KN/m2**

III.6.1.3.2. Poids de la machine supportée

- **q** : est le chargement de la dalle donné par l'entreprise nationale des ascenseurs sous forme de charges concentrées.

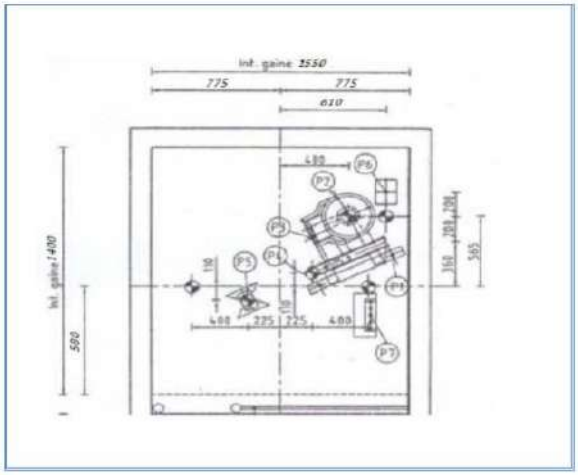


Figure III.14: Déférentes charges agissantes sur la dalle.

Tableau III. 38: Poids de la machine supportée

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

$$q = \sum \frac{p_i}{s} = \frac{488}{8.162} = 59.789 KN/m^2 \quad \rightarrow \quad 10.66 + 59.789 = 70.449 KN/m^2$$

III.6.1.3.3. Charge d'exploitation Q [3]

L'ENA exige une charge d'exploitation plus importante que celle d'une terrasse inaccessible de l'ordre : **Q = 5 KN/m²**

III.6.1.3.4. Détermination des charges de le dalle

Tableau III. 39: Détermination des charges de la dalle

G (KN/m)	Q (KN/m)	P_u (KN/m)	P_{ser} (KN/m)
70.45	5	102.6	75.45

III.6.1.3.5. Calcul de sollicitation

$$\alpha = \frac{L_X}{L_Y} = \frac{2.65}{3.08} = 0.74 > 0.4$$

Donc : la dalle travail suivant deux direction.

III.6.1.4. Méthode de calcul

Il existe deux méthodes pour le calcul des dalles pleines :

- la méthode forfaitaire : la plus utilisé aux formes géométriques simples et régulière sous chargement modéré et chargement répartie.
- La méthode des lignes de rupture : utilisable pour les cas des charges élevées et les formes géométriques irrégulières, basée sur le mécanisme des fissures.
- Donc : on utilise pour notre cas la méthode des lignes de rupture.

Par l'application de principe du travail virtuel : $\sum \boldsymbol{Tint} = \sum \boldsymbol{Text}$

Donc : **M = 0.193q**

Mu = 0.193×q_u =0.193 ×102.6= 19.80 KN. m

M ser = 0.193×q_u =0.193 ×75.45 = 14.56 KN. m

- A L'ELU **:** Mt = Mu = 19.80 KN. m

  Ma = 0.5×Mt = 9.9 KN. m
- A L'ELS : Mt = M ser = 14.56 KN. m

  Ma = 0.5×Mt = 7.28 KN. m

III.6.1.4.1. Calcul de ferraillage a L'ELU

Le calcul du ferraillage en flexion simple. se fait pour une bande de 1 m de largeur, la fissuration est peu nuisible.

Les données :

h=25cm, b=100cm, C=2.50m, δ_s=348MPa, δ_b=17MPa, f_e=400MPa,$f_{c_{28}}$=25MPa.

Tableau III. 40: Ferraillage à l'ELU

	M (KN.m)	d (cm)	μ < μl	β	Acal (cm²/ml)	Amin (cm²)	A choisir (cm²)
En travée	19.80	22.5	0.022	0.989	2.45	2.5	**5HA10=3.93**
En appuis	9.9	22.5	0.011	0.9945	1.22	2.5	**5THA0=3.93**

III.6.1.4.2. Vérification à L'ELS [2]

Tableau III. 41: Vérification à l'ELS

	A(cm²)	M_{ser} (KN.m)	σ_{bc} (MPa)	$\sigma_{c_{adm}}$(MPa)	$\sigma_{bc} \leq \sigma_{bc\,adm}$
En Travée	3.93	14.56	1.4	18	**C.V**
En Appuis	3.93	7.28	0.7	18	**C.V**

III.6.1.4.3. Vérification de l'effort tranchant [2]

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

$$\tau = \frac{v}{b_0.d} \leq \tau_{adm} = \frac{0.07}{\gamma_b} f_{c28} \quad \text{..... fissuration préjudiciable}$$

$$Vx = \frac{P.lx.ly}{2ly + lx} = \frac{19.80 \times 2.65 \times 3.08}{2 \times 3.08 + 2.65} = 18.34 \text{ KN}$$

$$Vy = \frac{P.lx.ly}{3ly} = \frac{19.80 \times 2.65 \times 3.08}{3 \times 3.08} = 17.49 \text{KN}$$

Tableau III. 42: Vérification de l'effort tranchant

V_x	V_y	τ (MPA)	τ_{adm} (MPA)	$\tau \leq \tau_{adm}$
18.34	17.49	0.8	1.4	**C.V**

III.6.1.4.4. Vérification de la flèche [2]

$$\frac{h}{lx} \geq \frac{1}{20} \times \frac{Mt}{M0} \Rightarrow \frac{0.25}{2.65} = 0.094 > \frac{1}{20} \times \frac{16.17}{19.02} = 0.042 \quad \textbf{C.V}$$

$$\frac{A}{b0.d} \leq \frac{2}{fe} \quad \Rightarrow \quad \frac{3.93}{100 \times 22.5} = 0.002 \; < \frac{2}{400} = 0.005 \; \textbf{C.V}$$

Les conditions sont vérifier donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire (Annexe B).

III.6.1.4.5. Vérification de non poinçonnement [2]

$$Pu \leq 0.045 \; U_c x \; h$$

Avec : Pu = Max (P1 ; P2 ; P3 ; P4 ; P5 ; P6 ; P7) = P5 ; Pu = 125 KN

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

Donc : U_c = 4h = 100cm

Pu =125KN ≤ 0.045 (1000) (250) = 187…..... **CV**

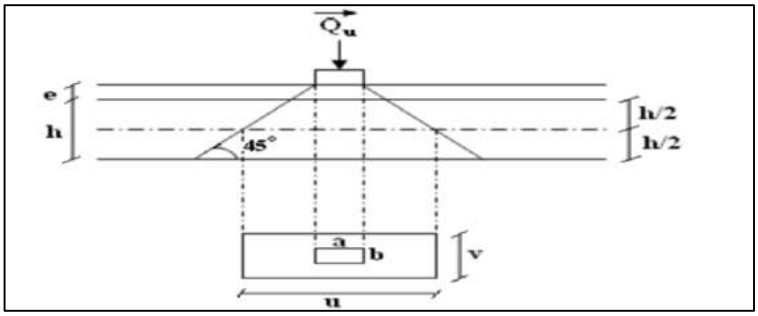


Figure III.15: Vérification de non poinçonnement.

III.6.1.5. Ascenseur panoramique

Ascenseur panoramique c'est un ascenseur à l'extérieur de bâtiment

- En a utilisé la fiche technique de ORON 3G 2015 (catalogue)
- Et le système d'installation de ORON 3G 2015 (catalogue)



Figure III.16: Ascenseur panoramique.

CHAPITRE IV : ETUDE DYNAMIQUE

IV.1. INTRODUCTION

L'Algérie est un pays qui a une activité sismique très importante, Il est impératif d'effectuer une analyse dynamique rigoureuse afin de s'assurer qu'en cas d'un séisme la structure ne subira pas de grandes déformations et que les déplacements resteront dans le domaine limite élastique admissible pour qu'il n'y aura pas de dégradations importantes d'éléments structuraux.

La présente étude est faite en modélisant la structure en tridimensionnel (3D) moyennant le logiciel SAP2000.V.22.1.0 La méthode d'analyse est la méthode dynamique modale spectrale qui prend en compte le spectre de réponse proposé par le RPA99/version 2003[1].

IV.1.1. DESPOSITION DES VOILES

La structure que nous proposons de modéliser est un hôtel qui se distingue par sa forme irrégulière en plan et en élévation, contreventée par un système mixte (portique voiles).

L'usage de notre projet diffère d'un étage à un autre, un parking au niveau du sous-sol

Les autres niveaux présentés dans la figure ci-dessous :

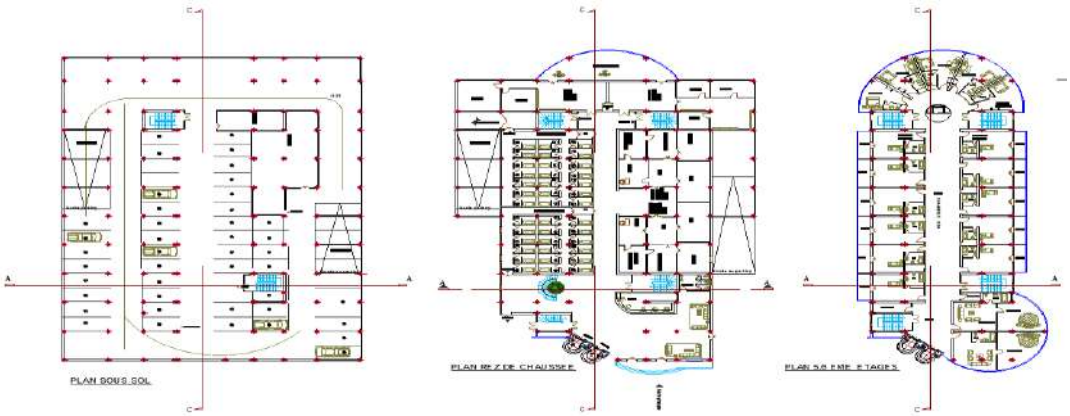


Figure IV. 1: Vue en plan des différents étages

Tout cela complique de manière conséquente le choix de la disposition des voiles.

En effet le choix du positionnement des voiles doit satisfaire un certain nombre de conditions :

- Minimiser l'excentricité (le bras de levier) entre le Centre Masse et le Centre de Rigidité
- Les voiles doivent être disposés à égale distance par rapport aux axes de symétries et procédé à la vérification de l'équilibre de la structure ;
- Assurer la continuité des voiles jusqu'au dernier étage ;
- La disposition des voiles est établie selon un comportement modal convenable ;
- Assurer une ductilité suffisante.

IV.1.2. Caractéristiques dynamiques de la structure

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

- Le centre de masse (G) ;
- Le centre de rigidité (R).

IV.1.2.1. 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…) ; et ce par la formule suivante :

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

Avec :

$\mathbf{W_I}$	**:** Poids de la masse concentrée de l'élément « i » du niveau considéré ;
$\mathbf{X_i\ Y_i}$	**:** Coordonnées de centre de gravité et l'élément « i » par rapport au repéré global ;
$\mathbf{X_G\ Y_G}$	**:** Coordonnées du centre de gravité du niveau par rapport au repère global.

IV.1.2.2. Centre de torsion

Le centre de torsion est un repère, il est caractérisé par :

- Une translation du plancher (ensemble des éléments de contreventement) provoquée par une force passant par le point du repère parallèlement et sans rotation ;
- Une rotation du plancher (ensemble des éléments porteurs et de contreventement) provoquée par un moment dans le même sens et sans translation.

Il est défini par les formules suivantes : $\mathbf{X_R} = \frac{\sum \mathbf{I_{YI}} . \mathbf{X_i}}{\sum \mathbf{I_{YI}}}$ et $\mathbf{Y_R} = \frac{\sum \mathbf{I_{XI}} . \mathbf{Y_i}}{\sum \mathbf{I_{XI}}}$

Avec :

$\mathbf{I_x\ I_y}$	: Les inerties suivant les axes x et y respectivement de chaque élément de Contreventement (poteau, voile).
$\mathbf{X_i\ Y_i}$	: coordonnées du centre de torsion des éléments de contreventement par rapport au repère global choisi.
$\mathbf{X_R\ Y_R}$	: coordonnées du centre de torsion du niveau par rapport au repère global choisi.

IV.1.3. CALCUL D'EXCENTRICITE

À chaque niveau et dans chaque direction de calcul, la distance entre le centre de gravité des masses et le centre des rigidités ne dépassent pas 15% de la dimension du bâtiment mesurée perpendiculairement à la direction de l'action sismique considérée. **RPA99 [ART 3.5.1-a] [1].**

- **Dimension du bâtiment :**

  Longueur du bâtiment = 59.10 m

  Largeur du bâtiment = 41.30 m

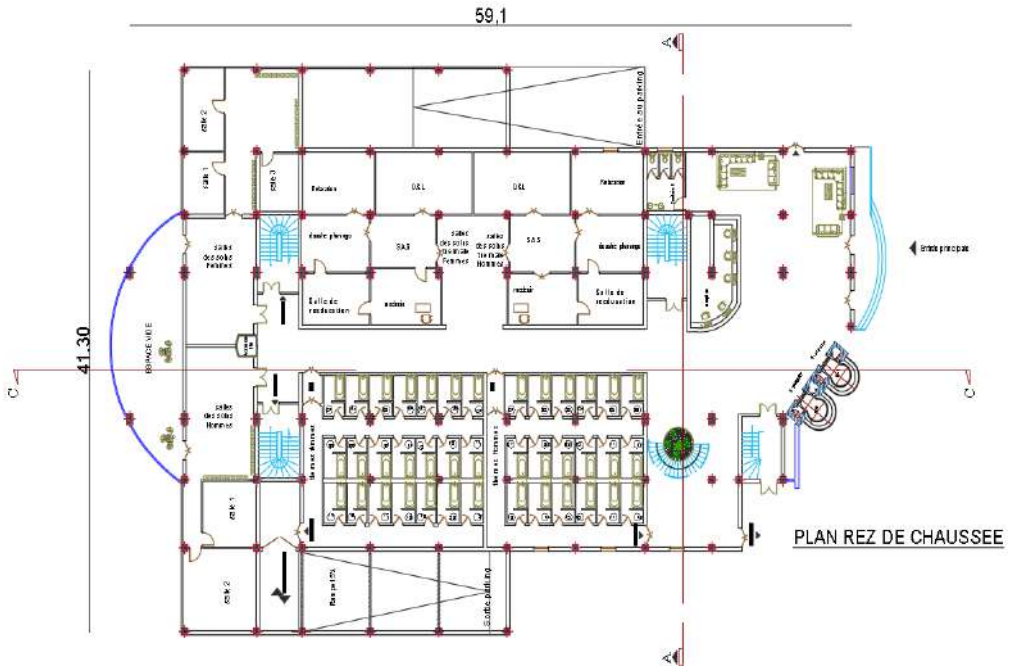


Figure IV. 2: Plan de RDC.

- **Excentricité admissible :**

  Excentricité suivant Lx = 15 %. Lx = 8.87 m

  Excentricité suivant Ly = 15 %. Ly = 6.20 m

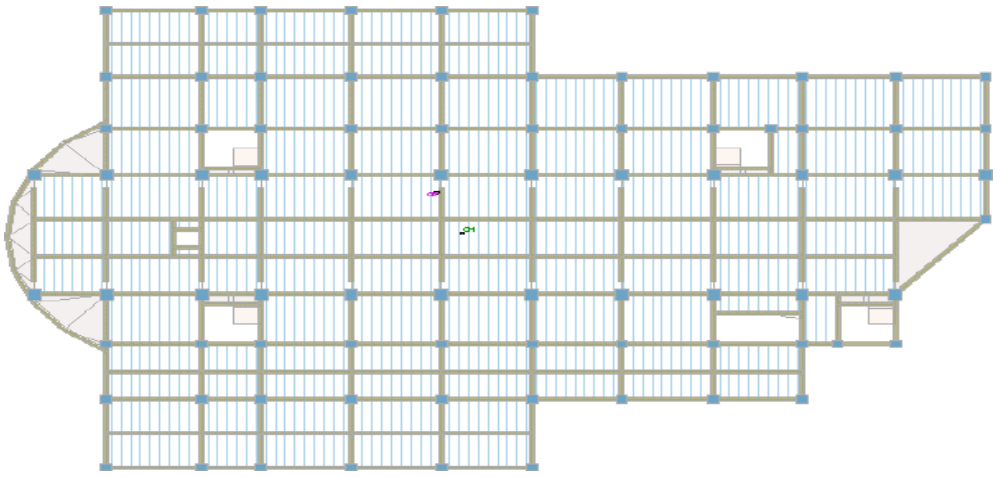


Figure IV. 3: Disposition du centre de masse et centre de torsion

IV.1.3.1. Centre de Rigidité & Centre de Masse

Tableau IV. 1: Centre de masse et centre d'inertie

	Masse et centre de Masse			Inertie et centre d'inertie			
Niveau	**Poids**	X_G	Y_G (m)	$\sum L_x\ (m^4)$	$\sum L_y (m^4)$	X_R	Y_R
3.23	31947.015	29.22	20.771	3.745E+005	9.207E+004	29.554	18.483
6.80	24593.879	26.78	21.145	3.745E+005	9.207E+004	28.990	20.185
10.54	24575.264	27.44	21.160	3.745E+005	9.207E+004	28.914	20.236
13.94	17715.726	29.72	21.564	3.745E+005	9.207E+004	28.946	20.282
17.34	17638.268	29.61	21.573	3.745E+005	9.207E+004	28.979	20.318
20.74	17626.496	29.71	21.561	3.745E+005	9.207E+004	29.006	20.343
24.14	17495.634	29.64	21.557	3.745E+005	9.207E+004	29.028	20.360
27.54	17575.064	29.66	21.558	3.745E+005	9.207E+004	29.049	20.373
30.94	17513.499	29.67	21.573	3.745E+005	9.207E+004	29.069	20.382
34.34	15795.270	29.13	21.760	3.745E+005	9.207E+004	29.088	20.391
37.74	7800.245	28.18	22.398	3.745E+005	9.207E+004	29.130	20.401

Excentricité théorique (statique) :

C'est la distance entre le centre de masse et le centre de torsion suivant les deux axes, il est calculer comme suit : $e_X = |X_G - X_R|$, $e_Y = |Y_G - Y_R|$

IV.1.4. Excentricité totale

Tableau IV. 2 : Calcul de l'excentricité totale

Excentricité				
Diaphragme N°	**Niveau (m)**	**Ex = $\|X_R - X_G\|$ (m)**	**Ey = $\|Y_R - Y_G\|$ (m)**	**Vérification**
K_ DIAPH 1	3.23	0.330	2.288	CV
J_ DIAPH 2	6.80	2.205	0.960	CV
I_ DIAPH 3	10.54	1.467	0.924	CV
H_ DIAPH 4	13.94	0.780	1.282	CV
G_ DIAPH 5	17.34	0.631	1.255	CV
F_ DIAPH 6	20.74	0.708	1.218	CV
E_ DIAPH.7	24.14	0.617	1.197	CV
D_ DIAPH 8	27.54	0.618	1.185	CV
C_ DIAPH 9	30.94	0.608	1.191	CV
B_ DIAPH 10	34.34	0.049	1.369	CV
A_ DIAPH 11	37.74	0.943	1.997	CV

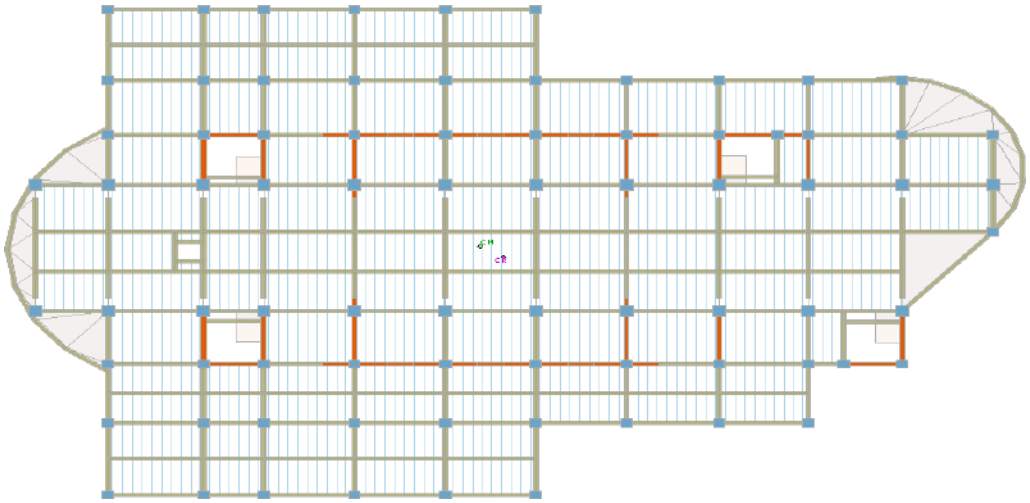


Figure IV. 4: Disposition du centre de masse et centre de torsion.

IV.2. CALCUL DYNAMIQUE DU BATIMENT [3]

Le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes :

- La méthode statique équivalente ;
- La méthode d'analyse modale spectrale ;
- La méthode d'analyse dynamique temporelle par accélérographes.

Le bâtiment étudie présente une configuration non régulière et dépasse 5 niveaux (17m) situé en **zone III** avec groupe d'usage **1B**. Selon **RPA 99 version 2003 [ART 4.1.2] [1].**

La méthode statique équivalente n'est pas applicable donc on utilise la Méthode dynamique modale spectrale.

IV.2.1. La Méthode dynamique modale spectrale [3]

IV.2.1.1. Principe

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

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

Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

Notre structure comporte des planchers rigides, elles sont représentées par un modèle tridimensionnel, encastré à la base et où les masses sont concentrées au niveau des centres de gravité des planchers avec trois (03) DDL (2 translations horizontales et une rotation d'axe vertical). Le calcul se fait par le logiciel d'analyse **"SAP2000.v22.1.0".**

IV.2.1.2. Le spectre de réponse de calcul

a) Coefficient d'accélération A :

A : est en fonction de la zone ainsi que le groupe d'usage, pour notre ouvrage on a : (zone III, groupe d'usage 1B) ➔A = 0,3

b) Facteur de correction d'amortissement η : [1]

$\eta = \sqrt{7/(2+\xi)}$ ξ = 10 % **Avec** : remplissage dense → η = 0.764

c) Coefficient de comportement R :

Tableau IV. 3 : Coefficient de comportement R

cas	Description du système de contreventement	Valeur de R
2	**Voiles porteurs**	**3.5**

- **Justification du coefficient de comportement R**

Le système est constitué des voiles et des portiques. Dans ce cas les voiles reprennent plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales. On considère que la sollicitation horizontale est reprise uniquement par les voiles.

Suivant X :

Tableau IV. 4 : Justification du coefficient de comportement R suivant X

Étage	**Sollicitations dues aux charges verticales**			**Sollicitations dues aux charges horizontales**		
Diaphragme N°	**Poids N_z (kN)**	**$N_{Z_{poteaux}}$ (kN)**	**$N_{Z_{voile}}$ (kN)**	**T_x (kN)**	**$T_{x_{poteaux}}$ (kN)**	**$T_{x_{voile}}$ (kN)**
A_37.74	7992.609	6027.815	1964.794	2104.842	0.000	2104.842
B_34.34	20792.983	16519.505	4273.478	3436.747	0.000	3436.747
C_30.94	35730.075	28611.168	7118.907	6089.666	0.000	6089.666
D_27.54	50179.728	39875.150	10304.578	8471.398	0.000	8471.398
E_24.14	65272.562	51264.657	14007.905	10796.177	0.000	10796.177
F_20.74	81071.331	64376.146	16695.185	12490.575	0.000	12490.575
G_17.34	96030.723	76220.832	19809.891	13881.946	0.000	13881.946
H_3.94	111037.184	88325.829	22711.355	14998.656	0.000	14998.656
I_10.54	135967.852	110966.152	25001.700	16871.399	0.000	16871.399
J_6.80	160354.316	133173.024	27181.292	16962.784	0.000	16962.784
K_3.23	139525.325	137550.136	1975.189	4057.651	0.000	4057.651

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

Étage	Sollicitations dues aux charges verticales			Sollicitations dues aux charges horizontales		
Diaphragme N°	Poids N_z (%)	$N_{Z_{poteaux}}$ (%)	$N_{Z_{voile}}$ (%)	T_x (%)	$T_{x_{poteaux}}$ (%)	$T_{x_{voile}}$ (%)
A_37.74	100	75.417	24.583	100	0.000	100.000
B_34.34	100	79.447	20.553	100	0.000	100.000
C_30.94	100	80.076	19.924	100	0.000	100.000
D_27.54	100	79.465	20.535	100	0.000	100.000
E_24.14	100	78.539	21.461	100	0.000	100.000
F_20.74	100	79.407	20.593	100	0.000	100.000
G_17.34	100	79.371	20.629	100	0.000	100.000
H_3.94	100	79.546	20.454	100	0.000	100.000
I_10.54	100	81.612	18.388	100	0.000	100.000
J_6.80	100	83.049	16.951	100	0.000	100.000
K_3.23	100	98.584	1.416	100	0.000	100.000

Suivant y :

Tableau IV. 6 : Justification du coefficient de comportement R suivant Y (KN)

Étage	Sollicitations dues aux charges verticales			Sollicitations dues aux charges horizontales		
Diaphragme N°	Poids N_z (kN)	$N_{Z_{poteaux}}$ (kN)	$N_{Z_{voile}}$ (kN)	T_y (kN)	$T_{y_{poteaux}}$ (kN)	$T_{y_{voile}}$ (kN)
A_37.74	7982.193	6027.815	1954.378	1939.468	0.000	1939.468
B_34.34	22878.433	16519.505	6358.928	4389.930	0.000	4389.930
C_30.94	40666.886	28611.168	12055.718	7754.861	0.000	7754.861
D_27.54	57126.083	39875.150	17250.933	9733.582	0.000	9733.582
E_24.14	73570.961	51264.657	22306.304	11294.174	0.000	11294.174
F_20.74	90996.309	64376.146	26620.163	12622.698	0.000	12622.698
G_17.34	107832.415	76220.832	31611.583	13859.805	0.000	13859.805
H_3.94	125021.970	88325.829	36696.141	14786.180	0.000	14786.180
I_10.54	151532.350	110966.152	40566.198	16469.332	0.000	16469.332
J_6.80	177742.096	133173.024	44569.072	16566.865	0.000	16566.865
K_3.23	153288.610	137550.136	15738.474	11460.224	0.000	11460.224

Tableau IV. 7: Justification du coefficient de comportement R suivant Y en pourcentage

Étage	Sollicitations dues aux charges verticales			Sollicitations dues aux charges horizontales		
Diaphragme N°	**Poids N_z (%)**	**$N_{Z_{poteaux}}$ (%)**	**$N_{Z_{voile}}$ (%)**	**T_y (%)**	**$T_{y_{poteaux}}$ (%)**	**$T_{y_{voile}}$ (%)**
A_37.74	100	75.516	24.484	100	0.000	100.000
B_34.34	100	72.206	27.794	100	0.000	100.000
C_30.94	100	70.355	29.645	100	0.000	100.000
D_27.54	100	69.802	30.198	100	0.000	100.000
E_24.14	100	69.681	30.319	100	0.000	100.000
F_20.74	100	70.746	29.254	100	0.000	100.000
G_17.34	100	70.685	29.315	100	0.000	100.000
H_3.94	100	70.648	29.352	100	0.000	100.000
I_10.54	100	73.229	26.771	100	0.000	100.000
J_6.80	100	74.925	25.075	100	0.000	100.000
K_3.23	100	89.733	10.267	100	0.000	100.000

d) facteur de qualité Q [1]

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

Ces pénalités sont rappelées dans le tableau suivant :

Tableau IV.8: Facteur de qualité

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

En récapitulant les résultats on trouve : $\begin{cases} Q_x = 1 + 0.1 = 1.1 \\ Q_y = 1 + 0.1 = 1.1 \end{cases}$

Période caractéristique : T1= 0.15s **T2** = 0.4s pour un site S2.

IV.3. Résultats de l'analyse dynamique

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

Analyse modale :

- Comportement modale ;
- Participation massique.

Stabilité de la structure :

- Vérification de participation massique ;
- Vérification de la Force sismique à la base ;
- Vérification de la stabilité au renversement ;
- Vérification des déplacements (inter étage) ;
- Vérification vis à vis de l'effet P-Δ .

Résistance des éléments :

- Vérification du cisaillement des éléments ;
- Vérification de l'effort normal réduit dans les poteaux.

IV.3.1. Vérification de comportement modal

IV.3.1.1. Disposition des voiles de contreventement

a) $5^{ére}$ Disposition (choisie)

Tableau IV. 9: le comportement des trois premiers modes.

Période (s)	UX (%)	UY (%)	RZ (%)
0.662	0.01	0.24	63.87
0.498	57.95	0.00	0.01
0.392	0.01	56.29	0.16

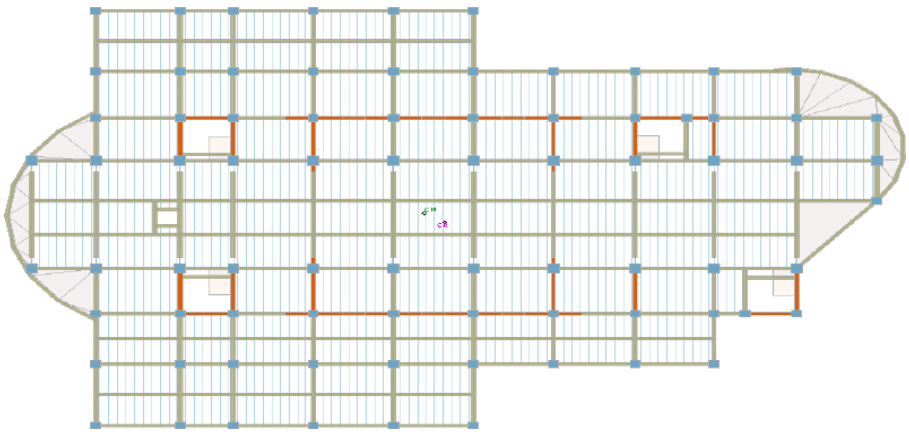
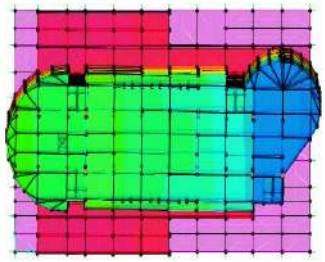
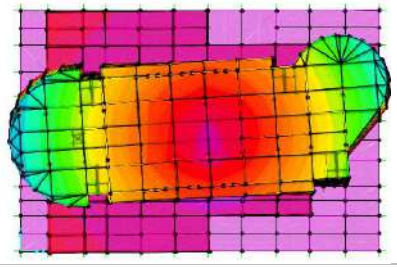
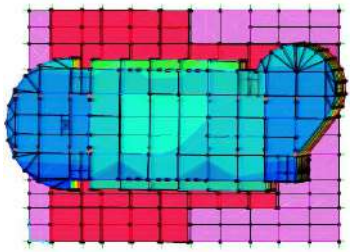


Figure IV. 5: La disposition choisie

		
Mode 1	Mode 2	Mode 3
Translation suivant Y	Rotation autour de Z	Translation suivant X

Commentaire

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

$$\sum Ky < \sum Kx$$

- Le 2eme mode donne une rotation autour de l'axe Z cette torsion due à l'excentricité, cette excentricité est provoquée par la géométrie de la structure car le sens de forte rigidité :
- Le 3eme mode donne une translation suivant l'axe X, car le sens de forte rigidité

$$\sum Ky < \sum Kx.$$

IV.3.2. Vérification de participation massique

Tableau IV. 10: Participation massique

mode	Période(s)	Sum UX	Sum UY	Sum RZ
1	0.662	0.013	57.954	0.007
2	0.498	0.255	57.957	56.293
3	0.392	64.127	57.967	56.45
627	0.033	88.254	90	81.809
635	0.032	90.171	90.94	82.005
850	0.016	99.781	99.707	98.02

Résultat :

- La somme des masses modales effectives est atteinte plus de 90 % de la masse totale de la structure, au $627^{ème}$ mode suivant l'axe (Y) ;
- La somme des masses modales effectives est atteinte plus de 90 % de la masse totale de la structure, au $635^{ème}$ mode suivant l'axe (X) ;
- La somme des masses modales effectives est atteinte plus de 90 % de la masse totale de la structure, au $850^{ème}$ mode auteur de l'axe (Z) ;
- Le Nombre des modes totales = 4444 modes ;

- Le Temps des modes Totales = 61.75 s ;
- Le Nombre des modes retenus = 850 modes ;
- Le Temps des modes retenus = 48.79 s.

On remarque que le sens **Y** dissipé rapidement que le sens **X** car ce le sens de faible rigidité $\sum KY < \sum KX$ (Plus souple que l'autre sens).

IV.3.3. Vérification de la force sismique à la base

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

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

- **Calcul de la force sismique totale [1]**

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

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

Tableau IV. 11: Calcul de la force sismique totale.

A : coefficient d'accélération de zone	A=0.3	[TAB.4.1 RPA99V2003]
D : facteur d'amplification dynamique	$D_x = 1.787$ $D_y = 1.585$	[Art 4.2.3. (4.2) RPA99v2003]
η : facteur de correction d'amortissement :	η = 0,74	[TAB.4.2 RPA99V2003].
T : période fondamentale	$\boldsymbol{T_x}$=0.442 , $\boldsymbol{T_y}$=0.529	[Art 4.2.4 (4.6) RPA99v 2003] [Art 4.2.4 (4.7) RPA99v 2003]
R : coefficient de comportement global	R = 3.5	[Tab 4.3 RPA99v2003]
Q : facteur de qualité	$\boldsymbol{Q_x}$=1.1 $\boldsymbol{Q_y}$=1.1	[Tab.4.4 RPA99V2003] :
Poids de la structure	W=210276.360KN	[Art 4.2.3. (4.5)RPA99v2003] [Tableau 4.5 RPA99v2003]

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

	Charge statique(KN)	**Charge dynamique(KN)**	**Ed/V**	Vérification
Suivant x	35326.428	28480.262	0.806	**C.V**
Suivant y	31331.178	26622.750	0.850	**C.V**

Pour les deux directions (x, y) la condition n'est pas vérifiée, donc il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse dans le rapport $\frac{0.8xV}{E_d}$

C'est-à-dire on en amplifier la force dynamique par le coefficient

$$\frac{V_x}{E_{dx}} \times 0.8 = 1.07 \qquad \frac{V_y}{E_{dy}} \times 0.8 = 1.39$$

IV.3.4. Vérification de la stabilité au renversement

- Moment de renversement : $\sum_{i=1}^{n} M_r = \sum_{i=1}^{n} h_i f_i$
- Moment de stabilité : $\sum_{i=1}^{n} M_i = \sum_{i=1}^{n} X_{Gi} W_i$

Tableau IV. 13: Vérification de stabilité au renversement.

Moment de stabilité		Moment de renversement		Vérification		
M_{sx}	M_{sy}	M_{rx}	M_{ry}	$\frac{M_{sx}}{M_{rx}} \geq 1.5$	$\frac{M_{sy}}{M_{ry}} \geq 1.5$	**C.V**
4954285.8	6711949.6	615825.3907	744891.3569	8.044	9.010	

Commentaire :

La structure est stable vis à vis la risque de renversement dans les deux sens.

IV.3.5. Vérification du déplacement en tête

Pour calcul des déplacements en tête on suppose notre structure comme un consol encastrée a la base et soumise à une force vertical (force sismique) et on vérifié le déplacement en tête avec la flèche admissible et cette consol. [Art B.6.5.3] [1].

$$\boldsymbol{\delta_{adm} = \frac{h}{250}}$$

- δ_{adm} : déplacement admissible de la structure.
- h : la hauteur total des étages. $\delta_{réel} < \delta_{adm}$

Tableau IV. 14 :Vérification du déplacement en tête

	δ théorique (cm)	**R**	**$\delta_{réel}$ (cm)**	**δ_{adm}=h/250 (cm)**	**$\delta_{réel} < \delta_{adm}$**
δ_x	1.262	3.5	4.417	15.09	vérifier
δ_y	4.06	3.5	14.21	15.09	vérifier

Commentaire :

Les déplacements en tête sont inférieurs au déplacement admissible.

IV.3.6. Vérification des déplacements inter-étages

Suivant X :

Tableau IV. 15: Déplacement et déformation inter-étage sous E_{d_x}

Niveau (m)	δ_x (cm)	R. δ_x (cm)	Δ_x (cm)	0,01.h (cm)	Vérification	ε_x ‰	[ε] ‰
37.74	1.262	4.417	0.343	3.4	C.V	0.71	3.5
34.34	1.164	4.074	0.364	3.4	C.V	0.75	3.5
30.94	1.06	3.71	0.409	3.4	C.V	0.84	3.5
27.54	0.943	3.301	0.445	3.4	C.V	0.92	3.5
24.14	0.816	2.856	0.479	3.4	C.V	0.99	3.5
20.74	0.679	2.377	0.497	3.4	C.V	1.02	3.5
17.34	0.537	1.88	0.497	3.4	C.V	1.02	3.5
13.94	0.395	1.383	0.42	3.4	C.V	0.86	3.5
10.54	0.275	0.963	0.525	3.74	C.V	0.98	3.5
6.8	0.125	0.438	0.382	3.57	C.V	0.75	3.5
3.23	0.016	0.056	0.056	3.23	C.V	0.12	3.5

Suivant Y :

Tableau IV. 16: Déplacement et déformation inter-étage sous E_{d_y}

Niveau (m)	δ_y (cm)	R. δ_y (cm)	Δ_y (cm)	0,01.h (cm)	Vérification	ε_y ‰	[ε] ‰
37.74	4.06	14.21	1.613	3.4	C.V	3.32	3.5
34.34	3.599	12.597	1.61	3.4	C.V	3.31	3.5
30.94	3.139	10.987	1.631	3.4	C.V	3.36	3.5
27.54	2.673	9.356	1.631	3.4	C.V	3.36	3.5
24.14	2.207	7.725	1.596	3.4	C.V	3.29	3.5
20.74	1.751	6.129	1.523	3.4	C.V	3.14	3.5
17.34	1.316	4.606	1.414	3.4	C.V	2.91	3.5
13.94	0.912	3.192	1.242	3.4	C.V	2.56	3.5
10.54	0.557	1.95	1.106	3.74	C.V	2.07	3.5
6.8	0.241	0.844	0.732	3.57	C.V	1.44	3.5
3.23	0.032	0.112	0.112	3.23	C.V	0.24	3.5

Commentaire :

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

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

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

IV.3.7. Vérification de cisaillement des éléments

- **Les poutres :** On doit vérifier :

$\tau = \frac{Tu}{b.d} \leq$ **[2]**

$\bar{\tau} = \min\left(\frac{0.2xfc28}{\gamma b}; 5MPA\right)$ Fissuration peu nuisible **[2]**

$\bar{\tau} = \min\left(\frac{0.15xfc28}{\gamma b}; 4MPA\right)$ Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable **[2]**

Tableau IV. 17: Vérification de cisaillement des poutres.

Section	T_{max} (KN)	combinaison	situation	position	ζ (MP_a)	ζ_{adm} (MP_a)
PP1 (30x60)	408.11	1.35G+1.5Q1+1.5Q2	durable	rive	2.37	3
PP2 (30x50)	190.75	1.35G+1.5Q1+1.5Q2	durable	intermédiaire	1.34	4
Ppal (30x35)	10.85	G+Q1+Q2+Edx	Accidentelle	rive	0.11	3.91
Long (30x30)	21.89	1.35G+1.5Q1+1.5Q2	durable	rive	0.17	3
CH (30x30)	125.29	1.35G+1.5Q1+1.5Q2	durable	rive	1.52	3

- **Les poteaux :**

Pour les poteaux la vérification de cisaillement n'est pas nécessaire car le système de contreventement **R=3.5** car l'effort sismique est absorber uniquement par les voiles « théoriquement ».

- **Les voiles :** On doit vérifier cisaillement des voiles :

On doit vérifier : $\tau = \frac{V}{b.d} \leq \bar{\tau} = 0.2fc_{28}$

Tableau IV. 18: Vérification de cisaillement des voiles Sens X.

Direction	Voile	a	L	$\lvert T_u \rvert$	Combinaison	τ(MPa)	$\bar{\tau}$(MPa)	$\tau \leq \bar{\tau}$
Suivant X	1	30	1.9	500.59	G+Q1+Q2-EdX	1.366	6	**C.V**
	2	30	2	370.73	G+Q1+Q2-EdX	0.961	6	**C.V**
	3	30	2	337.59	G+Q1+Q2+EdX	0.875	6	**C.V**
	4	30	5.6	936.18	G+Q1+Q2-EdX	0.867	6	**C.V**
	5	30	5.6	923.78	G+Q1+Q2-EdX	0.855	6	**C.V**
	6	30	2	326.6	G+Q1+Q2-EdX	0.847	6	**C.V**
	7	30	2	299.61	G+Q1+Q2+EdX	0.777	6	**C.V**
	8	30	5.6	753.33	G+Q1+Q2-EdX	0.698	6	**C.V**
	9	30	5.6	732.11	G+Q1+Q2-EdX	0.678	6	**C.V**
	10	30	5.6	641.12	G+Q1+Q2+EdX	0.594	6	**C.V**
	11	30	5.6	589.8	G+Q1+Q2+EdX	0.546	6	**C.V**
	12	30	3.7	326.24	G+Q1+Q2-EdX	0.457	6	**C.V**
	13	30	3.7	273.27	G+Q1+Q2-EdX	0.383	6	**C.V**

	14	30	3.6	260.65	G+Q1+Q2+EdX	0.375	6	**C.V**
	15	30	3.6	250.13	G+Q1+Q2-EdX	0.36	6	**C.V**

Tableau IV. 19: Vérification de cisaillement des voiles sens Y

Direction	**Voile**	**b**	**L**	**$\|T_u\|$**	**Combinaison**	**τ(MPa)**	**$\bar{\tau}$(MPa)**	**$\tau \leq \bar{\tau}$**
Suivant Y	A	30	1.1	375.54	G+Q1+Q2+EdY	1.77	6	**C.V**
	B	30	4.5	1350.2	G+Q1+Q2+EdY	1.556	6	**C.V**
	C	30	1.1	320.68	G+Q1+Q2+EdY	1.512	6	**C.V**
	D	30	4.5	1299.2	G+Q1+Q2+EdY	1.497	6	**C.V**
	E	30	1.1	313.1	G+Q1+Q2-EdY	1.476	6	**C.V**
	F	30	1.1	311.03	G+Q1+Q2-EdY	1.466	6	**C.V**
	G	30	4.5	1261.91	G+Q1+Q2+EdY	1.454	6	**C.V**
	H	30	4.25	1160.37	G+Q1+Q2-EdY	1.416	6	**C.V**
	I	30	4.5	1225.62	G+Q1+Q2+EdY	1.412	6	**C.V**
	J	30	4.25	1087.42	G+Q1+Q2-EdY	1.327	6	**C.V**
	K	30	4.25	1064.21	G+Q1+Q2-EdY	1.298	6	**C.V**
	L	30	4.25	1033.5	G+Q1+Q2-EdY	1.261	6	**C.V**
	M	30	4.5	939.76	G+Q1+Q2+EdY	1.083	6	**C.V**
	N	30	4.25	781.73	G+Q1+Q2-EdY	0.954	6	**C.V**
	O	30	4.5	806.34	G+Q1+Q2+EdY	0.929	6	**C.V**
	p	30	4.25	756.32	G+Q1+Q2-EdY	0.923	6	**C.V**

Commentaire : Il n'y a pas de risque de cisaillement dans tous les voiles.

IV.3.8. Vérification de l'effort normal réduit à la base

On entend par effort normal réduit, le rapport : $\upsilon = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0{,}3$

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

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

f_{c28} : est la résistance caractéristique du béton.

Vérification :

Tableau IV. 20: Vérification l'effort normal réduit des poteaux

poteaux	**B (cm)**	**h (cm)**	**N (kN)**	**B_c (mm²)**	**combinaison**	**ν**	**$\nu \leq 0.3$**
Rectangulaire	80	95	6047.34	7254	G+Q1+Q2-EdX	0.278	**C.V**
	80	95	5816.58	7254	G+Q1+Q2-EdY	0.297	**C.V**
carrée	70		3522.52	4624	G+Q1+Q2-EdX	0.254	**C.V**
	70		4107.81	4624	G+Q1+Q2-EdY	0.296	**C.V**

IV.3.9. Vérification de l'effet (P-Δ)

Les effets du 2° ordre (ou effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

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

P_k: Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau « k ».

V_k: Effort tranchant d'étage au niveau "k". $V_k = F_t + \sum_{i=K}^{n} F_i$

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

h_k : Hauteur de l'étage « k ».

- Si 0,10 < θ ≤ 0,20 Les effets P-Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1° ordre par le facteur : $\frac{1}{(1-\theta_k)}$
- Si θ > 0.20 la structure est partiellement instable et doit être redimensionnée.

Suivant X et Y :

Tableau IV. 21: Vérification l'effet P-Δ suivant X, Y

Niveau	w_i	Δk_x	Vk_x	θk_x	Δk_y	Vk_y	θk_y	$\theta k_y < 0.1$
37.74	7800.24	0.35	2130.95	0.004	1.61	1886.26	0.020	**C.V**
34.34	15795.270	0.36	3926.37	0.004	1.61	3475.52	0.022	**C.V**
30.94	17513.500	0.41	3922.45	0.005	1.63	3472.05	0.024	**C.V**
27.54	17575.060	0.45	3503.69	0.007	1.63	3101.37	0.027	**C.V**
24.14	17495.630	0.47	3057.25	0.008	1.60	2706.19	0.030	**C.V**
20.74	17626.500	0.50	2646.30	0.010	1.53	2342.43	0.034	**C.V**
17.34	17638.270	0.50	2213.96	0.012	1.41	1959.37	0.037	**C.V**
13.94	17715.730	0.42	1787.67	0.012	1.24	1582.39	0.041	**C.V**
10.54	24575.260	0.52	1875.01	0.018	1.11	1659.70	0.044	**C.V**
6.80	24593.880	0.38	1210.60	0.022	0.73	1071.59	0.047	**C.V**
3.23	31947.020	0.06	746.96	0.008	0.11	661.19	0.016	**C.V**

Commentaire

D'après les tableaux représentes ci-dessous, on constate que la structure étudiée est justifiée vis -à-vis De l'effet **P-Δ.**

IV.4. CONCLUSION

A la fin de ce chapitre, les dimensions finales à prendre sont récapitulées dans les deux tableaux suivants :

Tableau IV.22: Dimensions finales des éléments.

Eléments		**Section**	
Poutres principales 01		30x60	
Poutres principales 02		30x50	
Poutre Chainage		30x30	
Poutre palière		30x35	
Longrines		30x30	
Voile de contreventement		30xL	
Poteaux	**Etage**	**Poteaux rectangulaire**	**Poteaux carre**
	8éme, 9éme	80x80	55x55
	5émé, 6éme, 7éme	80x85	60x60
	2éme 3éme, 4éme	80x90	65x65
	SS, RDC, 1^{ier}	80x95	70x70

CHAPITRE V : FERRAILLAGE DES ELEMENTS STRUCTUREAUX

V.1. INTRODUCTION

Le ferraillage des éléments résistants devra être conforme aux règlements en vigueur applicable en Algérie en L'occurrence le **[CBA93, RPA99v2003] [2], [1].**

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

- Les combinaisons données par les règles du **C.B.A 93 [2] :**
  - E.L.U :1,35G +1,5Q,
  - E.L.S : G + Q.
- Les combinaisons données par les règles du **[RPA99v2003] [1] :**
  - G +Q ± E.
  - 0,8 G ± E.

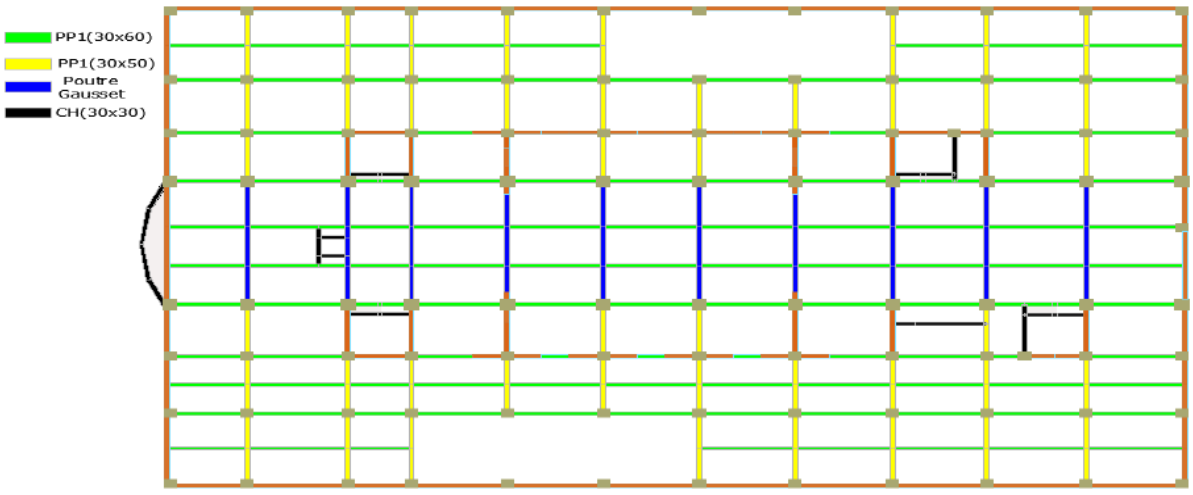
V.2. FERRAILLAGE DES POUTRES

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

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

Tableau V. 1: Les données du calcul. **[2]**

Situation durable		Situation accidentelle	
Béton	Acier	Béton	Acier
$\gamma_b = 1.5$	$\gamma_s = 1.15$	$\gamma_b = 1.15$	$\gamma_s = 1$
$f_{c_{28}} = 30MP_a$	F_eE 400	$f_{c_{28}} = 30MP_a$	F_eE400
$\delta_{b_c} = 18\ MP_a$	$\delta_s = 348\ MP_a$	$\delta_{b_c} = 22.17\ MP_a$	$\delta_s = 400\ MP_a$



FigureV.1: Sens des poutres.

V.2.1. Ferraillage des poutres

Tableau V. 2: Section d'armature calculée des poutres

Section	bxh	M_{max}	combinaison	As1	As2
PP1	30x60	Mt=238.08	ELU	12.89	0.00
		Ma=-109.58	G+Q1+Q2+Edy	0.00	11.82
PP.G	30x60	Mt=392.03	ELU	22.64	0.00
	30x110	Ma=-625.15	ELU	0.00	17.71
PP2	30x50	Mt=136.43	0.8G+Edx	8.82	0.00
		Ma=-279.93	ELU	0.00	19.74
CH	30x30	Mt=46.37	G+Q1+Q2+Edy	5.18	0.00
		Ma=-88.47	G+Q1+Q2-Edx	0.00	10.66

Armatures choisies en travée et en appui :

Tableau V. 3: Section d'armature choisie

	Poutres			Sections d'armatures choisies	
	b	h	A_{min}	$A_{s1\ choisi}$	$A'_{s2\ choisi}$
	[cm]	[cm]	[cm²]	[cm²]	[cm²]
PP1	30	60	9	3HA14+2HA16	3HA14+CH(3HA14+2HA16)
				13.26	13.26
PP.G	30	60	9	3HA14+9HA16	3HA14+7CHHA16
	30	110	33	22.71	18.69
PP2	30	50	7.50	6HA14	3HA16+7CHHA16
				9.24	20.11
CH	30	30	4.50	5HA12	3HA12+5CHHA14
				5.65	11.09

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

$$\begin{cases} \text{Type de fissuration : préjudiciable.} \\ \overline{\sigma_b} = 0.6 f_{c28} = 15\ \text{MPa}. \\ \overline{\sigma_s} = \min\left[\frac{2}{3} f_e;\ 110\sqrt{\eta \times f_{tj}}\right] = 201.63\ \text{MPa}. \end{cases}$$

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

Section	bxh	M_{max}	σ_b	σ_s	σ_s'	$\overline{\sigma_b}$	$\overline{\sigma_s}$	Vérification
PP1	30x60	Mt=170.10	9.06	249.34	119.13	18	176.36	C.V
		Ma=-131.08	6.98	192.14	91.80	*18*	176.36	C.V
PP.G	30x60	Mt=282.07	12.86	/	/	18	400	C.V
	30x110	Ma=-453.51	7.99	/	/	18	400	C.V
PP2	30x50	Mt=90.17	7.27	/	/	18	400	C.V
		Ma=-202.69	12.52	/	/	18	400	C.V
CH	30x30	Mt=41.60	9.80	299.40	106.40	18	216	C.V
		Ma=-86.68	16.09	328.32	197.42	18	216	C.V

V.2.3. Justification des poutres sous sollicitations des efforts tranchants [2]

La contrainte de cisaillement du béton est donnée par :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 . d}$$

- **Calcul des armatures transversales : [2]**

Les armatures transversales ainsi que leur espacement sont calcul à partir des formules suivent :

$$At_{min} \geq 0.003 \times b \times S_t$$

$$S_{zn} \leq Min\left(\frac{h}{4} ; 12\phi ; 30cm\right) \quad Zone\ nodale$$

$$S_{zc} \leq \frac{h}{2} \qquad zone\ courante$$

Tableau V. 5: Calcul des armatures transversales

Section	bxh	V_{max}	combinaison	ζ	$\bar{\zeta}$	Vérification
PP1	30x60	167.496	D+Q1+Q2+Edy	0.97	3.91	C.V
PP.G	30x60	402.53	1.3G+1.5Q1+1.5Q2	1.24	4	C.V
PP2	30x50	210.26	1.3G+1.5Q1+1.5Q2	1.47	4	C.V
CH	30x30	92.11	G+Q1+Q2+Edy	1.11	4	C.V

V.2.4. Les armatures transversales

- **Calcul des armatures transversales : [2]**

Les armatures transversales ainsi que leur espacement sont calcul à partir des formules suivent : $At_{min} \geq 0.003 \times b \times S_t$ $S_{zn} \leq Min\left(\frac{h}{4}; 12\phi; 30cm\right)$ *Zone nodale*

$S_{zc} \leq \frac{h}{2}$ *zone courante*

Tableau V. 6: Calcul des armatures transversales

Section	ζ	$S_{adopté}$		$A_{adopté}$
		S_{zc}	S_{zn}	
PP1	0.97	15	10	3T8=1.51
PP.G	1.24	15	10	3T8=1.51
PP2	1.47	15	10	3T8=1.51
CH	1.11	15	10	3T8=1.51

V.2.5. Vérification de la flèche

Les conditions ne sont pas toutes vérifiées (Annexe B), donc on doit faire le calcul de la flèche en suivant (Annexe D) :

Tableau V. 7: Vérifications de la flèche.

Section	bxh	L (cm)	$Ma1_{corrsp}$	Mt (KN.m)	$Ma2_{corrsp}$	A_{S1} (cm^2)	A_{S2} (cm^2)	F calculée (mm)	$F_{admissible}$ (mm)
PP1	30x60	6.15	-122.72	170.10	-131.09	13.26	4.62	5.90	6.65
PP.G	30x60	8.55	-451.44	282.077	-443.13	22.71	4.62	5.20	9.05
PP2	30x50	5.90	-91.89	90.17	-116.34	9.24	4.62	2.70	6.00
CH	30x30	25.03	-42.23	41.60	-10.91	3.39	3.39	292.3	250

V.2.6. Coupe ferraillage

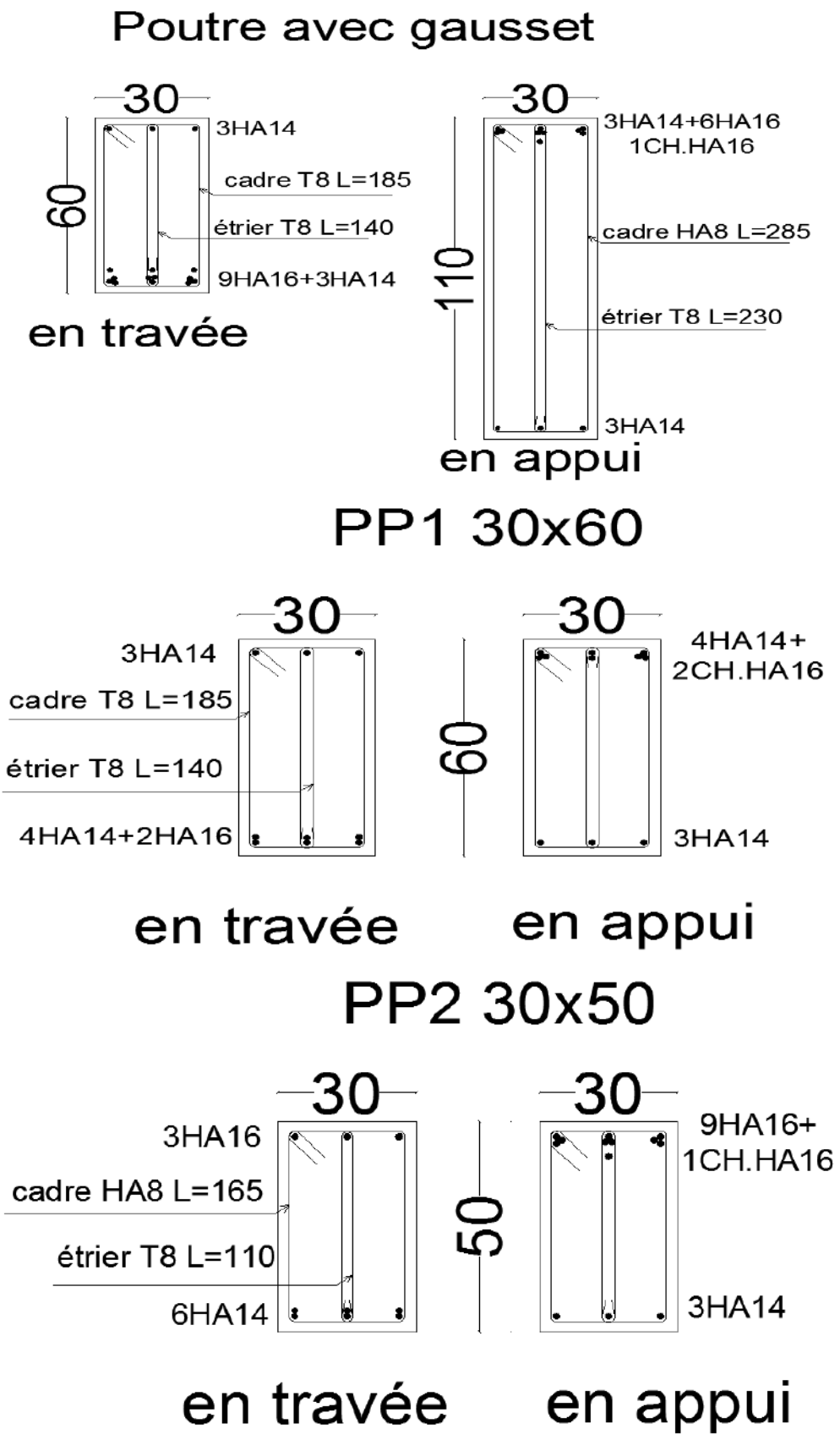


Figure V.2: détails de ferraillage des poutres.

V.3. FERRAILLAGE DES POUTRES SOUS L'EFFET THERMIQUE

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.

- **La procédure du calcul : [2]**

Afin de quantifier les induits par la température dans les différents éléments de

Contreventement de la structure en égard des dimensions en plan $\mathbf{L_x}$= 59.10m et $\mathbf{L_y}$= 41.30m, Un calcul à la température a été conduit sur la base Δ_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 SAP2000 en introduisant le gradient de température comme charge d'accompagnement.

V.3.1. Ferraillage des poutres

V.3.1.1. Pour Les sollicitations : 1,35 G + 1,5 Q_1 +1.5Q_2+ 0.8 T

Sens X :

$$N_x = \theta \times S_p \times E \times \Delta_t$$

Tableau V. 8: étude thermique suivant x.

Section	S_p	E (KN/m^2)	Δ_t (°C)	θ	N_x (KN)
PP2 (30x50)	0.15	34179558	50	1×10^{-5}	3238.466

- T : Variation de la Température
- θ : gradient thermique ;
- S_p : section de la poutre ;
- E : module de YOUNG ;
- N : effort thermique.

❖ **Pour la combinaison 1.35G+1.5Q1+1.5Q2+0.8T :**

Tableau V. 9: ferraillage des poutres sous l'effet du changement thermique

Elément	Position	NT (KN)	Mu (KN.m)	AS1 (cm²)	AS2 (cm²)	$A_{choisie}$ (cm²)
PP2 30x50	travée	2050.773	100.02	31.11	20.09	10HA20=31.42
	appui	2050.773	-139.82	17.88	33.43	11HA20=34.56

❖ **Pour les combinaisons de L'ELU :**

Tableau V. 10: Ferraillage des poutres à ELU.

Elément	Position	Mu (KN.m)	AS1 (cm²)	AS2 (cm²)	$A_{choisie}$ (cm²)
PP2 30x50	travée	170.66	11.24	0.00	6HA12+3HA14=11.40
	Appui	-208.48	0.00	14.03	6HA14+3HA16=15.27

V.3.1.2. Comparaison

Tableau V. 11: Comparaison entre les deux ferraillages.

Elément	Combinaison	Position	AS1 (cm²)	AS2 (cm²)
PP2 (30x50)	1.35G+1.5Q1+1.5Q2+0.8T	Travée	31.42	9.42
		Appui	9.42	34.56
	0.8G+Edx	Travée	11.40	3.39
	G+Q1+Q2+Edx	Appui	4.62	15.27

Commentaire :

Donc Les sollicitations les plus défavorables sont : 1,35 G + 1,5 Q_1 +1.5Q_2+ 0.8 T.

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

Tableau V. 12: Vérification des contraintes à l'ELS

	$M_{ser}\ KN.m$	$A1_{ch}(cm^2)$	$A2_{ch}(cm^2)$	σ_b	σ_s	σ_s'	$\overline{\sigma_b}$	$\overline{\sigma_s}$
PP2 30x50	M_{ser_T}=72.11	31.42	9.42	4.91	400	34.82	18	216
	M_{ser_A}=102.04	9.42	34.56	8.49	400	84.93		

V.3.3. Vérification des poutres selon les conditions [RPA et CBA]

Tableau V. 13: Vérification des poutres selon les conditions [CBA et RPA]

Section	Positon	A_{S1} (cm^2)	A_{S2} (cm^2)	A_{min} CBA (cm^2)	A_{min} RPA (cm^2)	vérification
PP2 (30x50)	Travée	31.42	9.42	1.50	7.50	Vérifier
	Appui	9.42	43.56	1.50	7.50	Vérifier

V.3.4. Vérification de cisaillement a l'ELU

Tableau V. 14: Vérification de cisaillement

	bxh	V_{max}	ζ	$\bar{\zeta}$	Vérification	S_{zc}	S_{zn}	A_t
PP2	30x50	168.63	1.18	4	C.V	15	10	3T8=2.01

V.3.5. Vérification de la flèche [2]

Les conditions ne sont pas toutes vérifiées, donc on doit faire le calcul de la flèche en suivant (Annexe D) :

Tableau V. 15: Vérifications de la flèche.

	Bxh (cm^2)	L (cm)	$Ma1_{corrsp}$ (KN.m)	Mt (KN.m)	Ma_{corrsp} (KN.m)	A_{S1} (cm^2)	A_{S2} (cm^2)	F calculée (mm)	$F_{admissible}$ (mm)
PP2	30x50	5.90	-17.36	72.11	-53.74	31.42	9.42	2.60	6,40

V.3.6. Coupe ferraillage

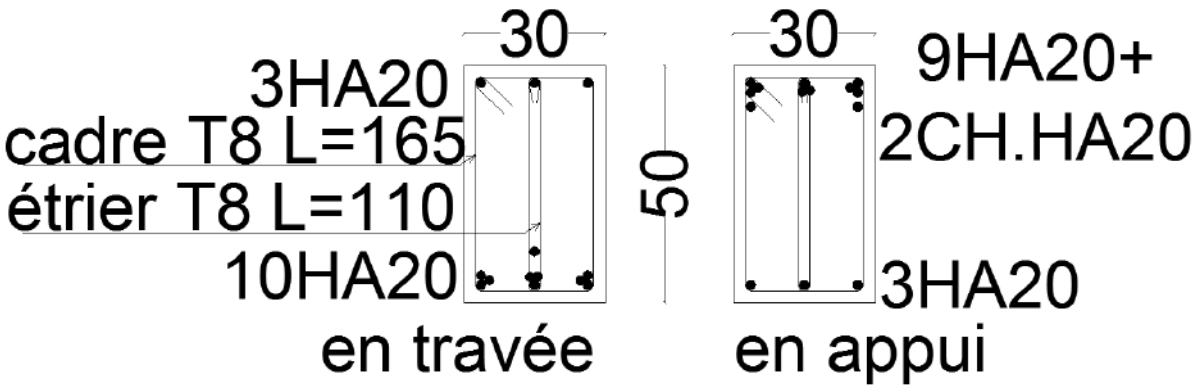


Figure V.3: détails de ferraillage d'une poutre sous L'effet thermique.

V.4. FERRAILLAGE DES POTEAUX

Les poteaux calculés en flexion composée déviée sont soumis à un effort "N" et à un moment fléchissant "M" dans le sens longitudinal et transversal.

Pour équilibrer l'effort normal et le moment de flexion, nous pouvons avoir les 3 cas extrêmes suivant :

1. $N_{max} \Longrightarrow M_{x\ correspondant}$ et $M_{y\ correspondant}$
2. $M_{x\ max} \Longrightarrow M_{y\ correspondant}$ et $N_{correspondent}$
3. $N_{min} \Longrightarrow M_{x\ correspondent}$ et $M_{y\ correspondant}$

V.4.1. Ferraillage poteaux carrée

V.4.1.1. Calcul les armatures longitudinales à l'ELU

Tableau V. 16: Calcul les armatures longitudinales.

Niveau	pot	sollicitation				$A_{calculé}$		Cas	$N_{Max}(cm^2)$
		Cas	N_{Max}	$M_{x_{corr}}$	$M_{y_{corr}}$	A_x	A_y		
S.sol RDC 1ér	70x70	1	4755.65	-3.35	-9.40	7.00	4.2	44.10	20HA16+4HA14 =44.23
		2	74.72	141.73	0.17	11.0	0.2		
		3	-33.57	-10.29	81.01	2.20	9.0		
2éme 3éme 4éme	65x65	1	3447.59	-24.61	0.79	6.60	4.0	38.03	20HA16=40.21
		2	2856.10	45.10	153.83	6.60	4.0		
		3	1059.88	-40.41	3.14	6.60	4.0		
5éme 6éme 7éme	60x60	1	2066.48	-23.24	13.90	6.00	3.6	32.40	4HA16+16HA14 =32.67
		2	1695.18	58.30	-144.57	6.00	3.6		
		3	586.46	-32.63	-0.79	6.00	3.6		
8éme 9éme	55x55	1	763.91	-25.52	16.94	5.60	3.6	27.23	20HA14=30.79
		2	551.35	33.09	-110.44	5.60	3.6		
		3	104.86	-0.68	-0.21	5.60	3.6		

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

Tableau V. 17: Vérification à l'ELS

Niveau	pot	Sollicitation				σ_b	σ_s	σ'_s	$\overline{\sigma_b}$	$\overline{\sigma_s}$
		Cas	N_{Max}	$M_{x_{corr}}$	$M_{y_{corr}}$					
S.sol	70x70	1	3453.00	-2.43	-6.75	6.31	-	94.34	18	215.55
RDC		2	-53.49	101.61	0.07	2.26	103.68	23.77		
Et 1ér		3	-24.44	-7.50	58.51	1.66	62.87	18.55		
2éme	65x65	1	2508.15	-18.02	0.69	6.50	/	94.80	18	400
3éme		2	2086.68	33.13	-111.8	7.00	/	98.60		215.55
4éme		3	773.47	-29.11	2.36	2.10	/	31.40		
5éme	60x60	1	1504.37	-17.08	10.17	4.30	/	62.80	18	400
6éme		2	1238.48	42.85	-105.0	6.50	/	88.80		215.55
7éme		3	428.04	-23.50	-0.49	1.60	/	23.00		
8éme	55x55	1	577.96	-18.69	12.41	2.50	/	36.20	18	400
9éme		2	402.58	24.25	-79.76	5.10	45.70	64.40		215.55
		3	76.91	-0.52	-0.23	0.20	/	3.50		

V.4.1.3. Armatures transversales [2]

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$A_t = \frac{\rho \times T_u}{h_1 \times f_e} \times t\,;$$

T_u: Effort tranchant ;

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

$$\rho = \begin{cases} 2.50 & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 3.75 & \text{si } \lambda_g \geq 5 \end{cases};$$

Ou :

λ_g: Est l'élancement géométrique du poteau $\lambda_g = \frac{l_f}{a}$ ou $\frac{l_f}{b}$;

t : est l'espacement des armatures transversales :

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

Ou ∅:est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau ;

h_1 : Hauteur totale de la section brute ;

- **La quantité minimale d'armatures transversales $\frac{A_t}{t \times b_1 \%}$ en pourcentage est donnée par :**

$$\begin{cases} \text{si } \lambda_g \geq 5 : 0.3\% \\ \text{si } \lambda_g \leq 3 : 0.8\% \\ \text{si } 3 \leq \lambda_g \leq 5 : \text{intrpoler entre les deux valeurs limites} \end{cases}$$

Tableau V. 18: Calcul des armatures transversales et leurs espacements

niveau	poteau	zone	t(cm)	A_t (cm²)
S.S, RDC ,1ér étage	70x70	Courante	15	4HA8=2.01
		Nodale	10	4HA8=2.01
2, 3,4 éme étage	65x65	Courante	15	4HA8=2.01
		Nodale	10	4HA8=2.01
5, 6,7éme étage	60x60	Courante	15	4HA8=2.01
		Nodale	10	4HA8=2.01
8,9éme étage	55x55	Courante	15	4HA8=2.01
		nodale	10	4HA8=2.01

V.4.2. Ferraillage des poteaux rectangulaires

On va récapituler tous les résultats de calcul dans tous les poteaux dans le tableau suivant :

V.4.2.1. Calcul des armatures longitudinales a l'ELU

Tableau V. 19: Calcul les armatures longitudinales

Niveau	pot	sollicitation				$A_{calculé}$		A_{Min}	$A_{choisie}$ (cm²)
		Cas	N_{Max}	$M_{x_{corr}}$	$M_{y_{corr}}$	A_x	A_y		
S.sol RDC 1ér	80x95	1	7419.25	359.99	-17.49	9,40	5,60	68.40	36HA16= 72.38
		2	7419.25	359.99	-17.49	9.40	5.60		
		3	24.27	-6.45	-231.11	0.60	16.0		
2éme 3éme 4éme	80x90	1	5249.26	346.81	-12.35	9.00	5.40	64.80	34HA 16= 68.36
		2	3718.72	499.83	12.04	9.00	5.40		
		3	1924.87	138.01	45.58	9.00	5.40		
5éme 6éme 7éme	80x85	1	3225.39	-361.45	39.47	8.40	5.00	61.20	32HA16= 64.34
		2	1538.92	496.44	15.41	8.40	5.00		
		3	1090.91	149.46	-37.20	8.40	5.00		
8éme 9éme	80x80	1	1281.47	-383.83	40.73	8.00	4.80	57.60	30HA16= 60.32
		2	1222.42	355.18	41.38	8.00	4.80		
		3	-336.23	-39.77	76.84	7.80	7.80		

Vérification des contrainte à l'ELS [2]

Tableau V. 20: Vérification à l'ELS

Niveau	pot	Sollicitation				σ_b	σ_s	σ'_s	$\overline{\sigma_b}$	$\overline{\sigma_s}$
		Cas	N_{Max}	$M_{x_{corr}}$	$M_{y_{corr}}$					
S.sol RDC Et 1ér	80x95	1	5383.89	256.79	-12.54	8.10	/	119.10	18	215.55
		2	5383.89	256.79	-12.54	8.10	/	119.10		
		3	16.82	-4.68	-164.96	2.10	77.3	25		
2éme 3éme 4éme	80x90	1	3815.19	251.82	-8.88	6.70	/	97.10	18	400
		2	2675.68	362.50	8.59	6.20	/	87.60		
		3	1401.32	99.98	32.90	2.80	/	39.70		
5éme 6éme 7éme	80x85	1	2339.71	-260.79	28.13	5.50	/	16.10	18	400
		2	1092.36	359.74	11.00	5.40	55.2	72.80		
		3	793.43	108.24	-26.85	2.20	1.1	31.00		
8éme 9éme	80x80	1	928.72	-273.21	28.53	4.80	43.3	68.50	18	400
		2	886.67	252.54	28.87	4.50	40.2	61.00		
		3	-237.61	-27.95	54.36	1.20	94.1	11.60		215.55

V.4.2.2. Armature transversales

Le calcul se fait suivant les règlements C.B.A.93 et R.P.A99 VER2003 (Annexe D) :

Tableau V. 21: Calcul des armatures transversales et leurs espacements

niveau	poteau	zone	t(cm)	A_t (cm²)
S.S, RDC ,1ér étage	80x95	Courante	15	6HA8=3.08
		Nodale	10	6HA8=3.08
2, 3,4éme étage	80x90	Courante	15	6HA8=3.08
		Nodale	10	6HA8=3.08
5, 6,7éme étage	80x85	Courante	15	6HA8=3.08
		Nodale	10	6HA8=3.08
8,9éme étage	80x80	Courante	15	6HA8=3.08
		nodale	10	6HA8=3.08

V.4.2.3. Coupe de ferraillage

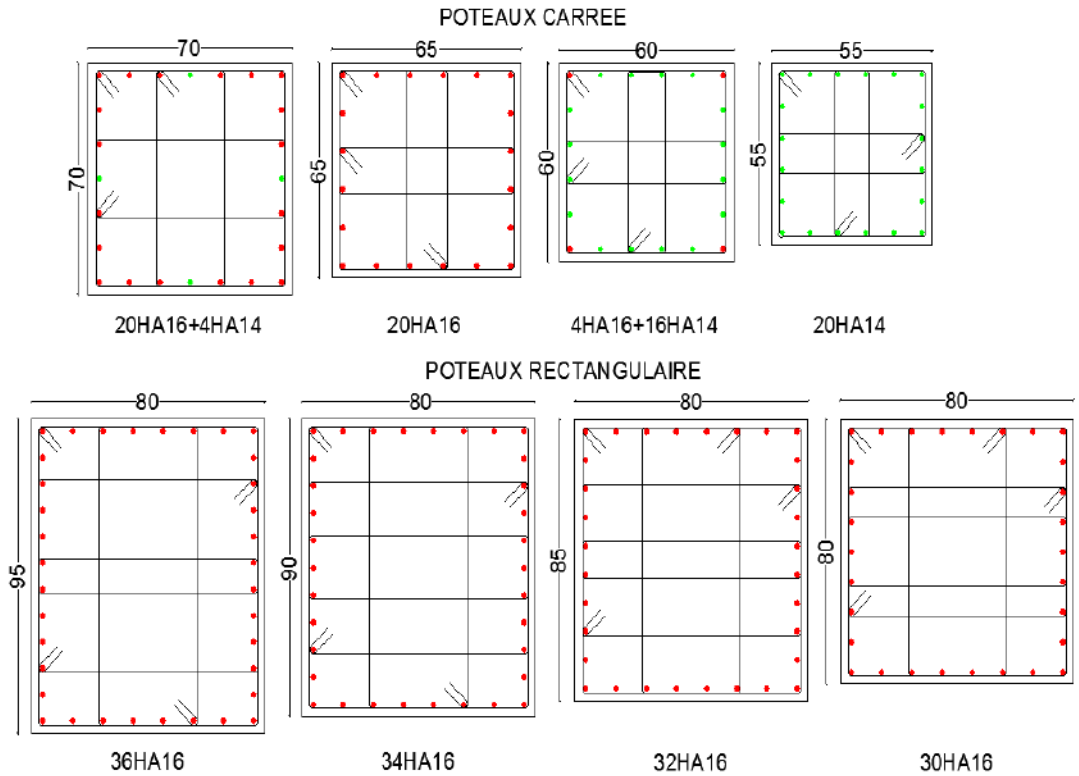


Figure V.4: Détails de ferraillage des poteaux.

V.5. FERRAILLAGE DES VOILES

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

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

- Le ferraillage des voiles pleins 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.

V.5.1. Ferraillage des voiles pleins [2]

Tableau V. 22: Les données de calcul

Situation durable		Situation accidentelle	
Béton	Acier	Béton	Acier
γ_b = 1.5	γ_s= 1.15	γ_b = 1.15	γ_s = 1
$f_{c_{28}}$ = 30MP_a	F_eE 400	$f_{c_{28}}$ = 30MP_a	F_eE400
δ_{b_c}= 17 MP_a	δ_s= 348 MP_a	δ_{b_c} = 22.17 MP_a	δ_s= 400 MP_a

- **Méthode de calcul**

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

- **section minimales et maximales : [3]**

$A_v = 0.2\%B_t$ 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.

- **Armatures horizontales :**

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

Selon le **: [2]** et **[3]**

$$A_h = Max\{\frac{2}{3} \times A_{vch}; 0.15.\%.a.h_e\}$$

- **Armatures transversales :**

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

Il faut disposer au moins 4 épingles par mètre carré du voile selon **[3]**

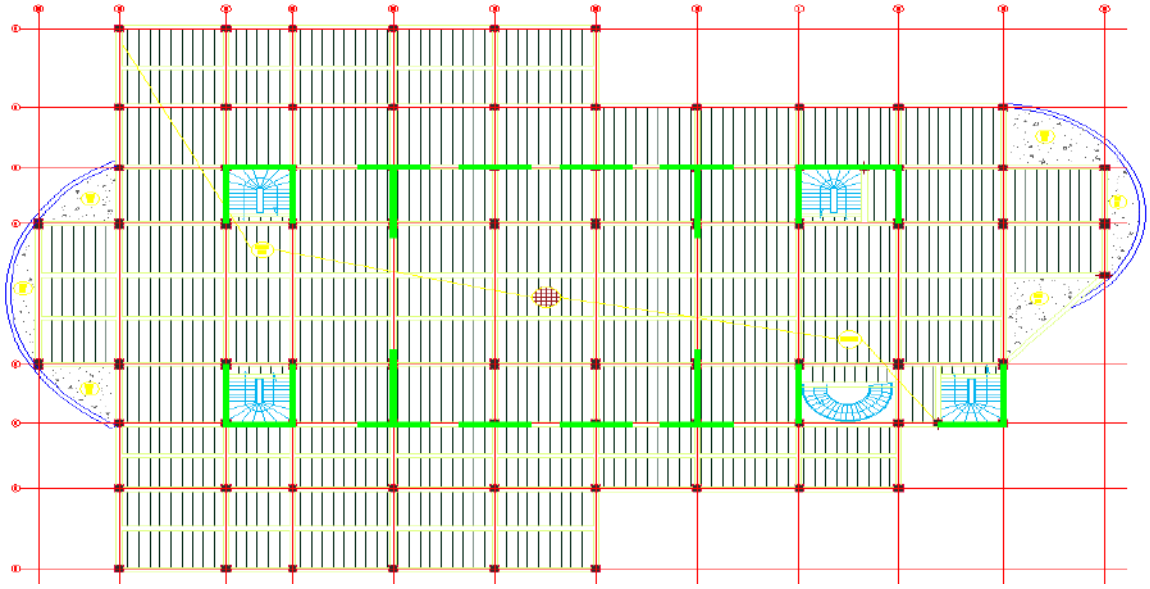


Figure V.5: disposition des voiles

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

Tableau V. 23: Les sollicitations des voiles pleines

	section	**Combinaison**	**N**	**M**	**T**	**Type de section**
$\mathbf{V_x}$	440x30	0.8G-Edx	1584,144	-4451,701	1691.386	**S.P.C**
$\mathbf{V_y}$	525x30	0.8G-Edy	2256.345	-8536,981	1846.287	**S.P.C**

Tableau V. 24: Ferraillage des voiles pleines

An	**Ac**	**Ah**	**An**	**Ac**	**Avg**	**Ah**
7.37	13,20	24.7	2x6HA10=9,42 S=10cm	2x15HA8=15.07 S=20cm	37.05	2x29HA8=29.14 S=10cm
16.30	15,75	40.86	2x9A12=20,35 S=10cm	2x16HA8=16.08 S=20cm	61.30	2x29HA10=45.53 s=10cm

V.5.1.1. Vérification des armatures à ELS [2]

$\overline{\sigma_b}$=0,6 f_{c28}= 18MP$_a$, et on doit vérifier que : $\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$

Tableau V. 25: Vérification des armatures à ELS

	a [cm]	L [m]	N [kN]	M [kN.m]	σ_b	σ_s	σ_s'	Verification
X	30	4.40	2933.16	-0.072	2.18	0.00	32.63	**C.V**
Y	30	5.25	4525.076	-120.42	2.84	0.00	42.65	**C.V**

V.5.1.2. Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU [3]

$$\tau = Vu/(b \times d) \leq \bar{\tau} \quad , \quad V_u = 1.4 \times T$$

Tableau V. 26: Vérification des contraintes de cisaillement à ELU

	a [cm]	L [m]	T	τ [kN]	$\bar{\tau}$ [kN.m]	Verification
X	30	4.40	-1482.747	1.71	4	**C.V**
Y	30	5.25	-1962.054	1.90	4	**C.V**

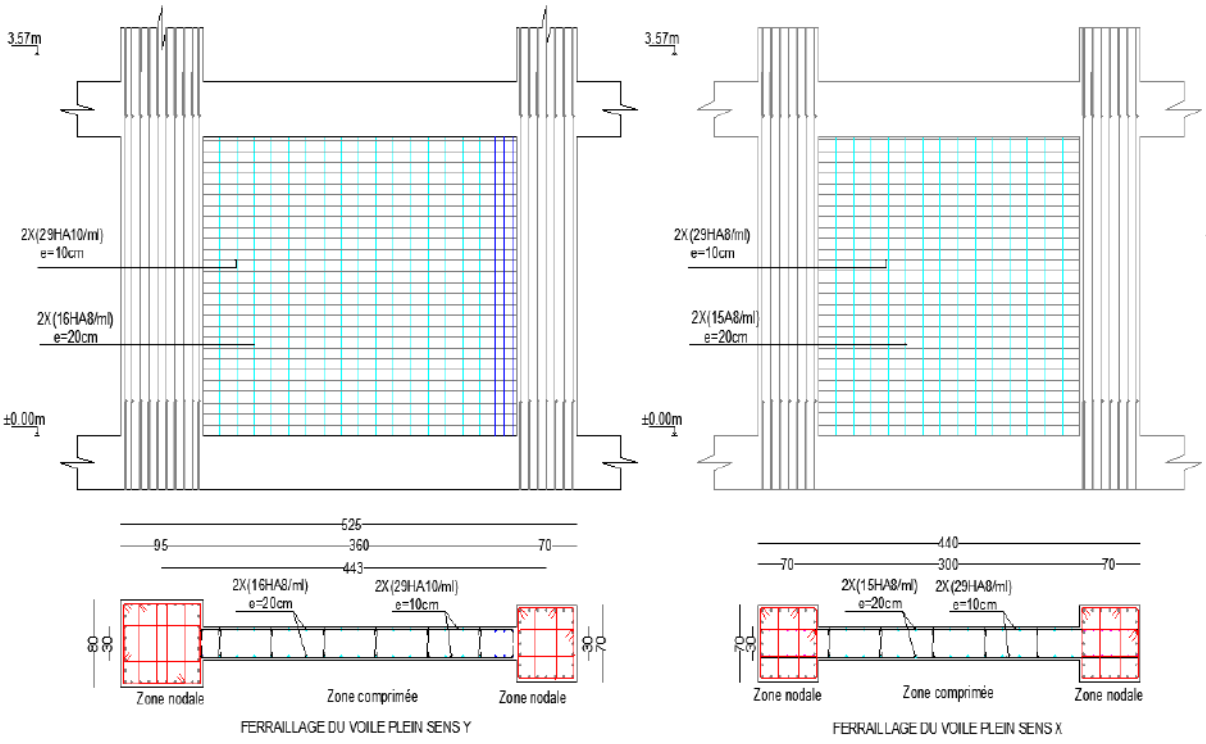


Figure V.6: Détails ferraillage voile plein.

V.5.2. Voile avec ouverture

V.5.2.1. Ferraillage du Linteau

Dans le calcul des linteaux, on a deux cas **: [2]**

$$\tau_b \leq 0.06 f_{c28} \quad \text{Flexion simple}$$

$$\tau_b \geq 0.06 f_{c28} \quad \text{Traction / compression}$$

$$\tau_b = \frac{\bar{V}}{b_0 d} \quad , \quad \bar{V} = 1.4 V_u$$

Ferraillage des linteaux en flexion simple ($\tau_b \leq 0.06 f_{c28}$):

a) Aciers longitudinaux : [2]

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

b) Aciers transversaux :

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

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

- **Linteau long :** [2]

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

S : Espacement des cours d'armatures transversales.

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

$$Z = h - 2d' \qquad \bar{V} = 1.4 V_u$$

- **Linteau court :** [3]

$$S \leq \frac{A_t * f_e * l}{\bar{V} + (A_t * f_e)} \qquad V = \min(V_1 ; V_2)$$

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

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

$$M_c = V_l * f_e * Z$$

Ferraillage des linteaux en Traction / Compression ($\tau_b \geq 0.06 f_{c28}$):

- **Aciers diagonales :** [3]

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.

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

Ferraillage minimal : [3]

a) Armatures longitudinales :

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

b) Armatures transversales :

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

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

s : Espacement entre les cadres

c) Armatures de peau :

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

La section étudier : (a=30cm ; H=1m ; L=1.6m)

Tableau V. 27: Les sollicitations de linteau.

étage	Combinaison	V	M	τ	$0.06 f_{c_{28}}$	Méthode
1er	G+Q1+Q2-E_{d_x}	-1444.562	-205.458	7.49	1.8	Traction/compression
2éme	G+Q1+Q2-E_{d_x}	-1429.498	-215.302	7.41	1.8	Traction/compression
3éme	G+Q1+Q2-E_{d_x}	-1373.183	-202.802	7.12	1.8	Traction/compression
4éme	G+Q1+Q2-E_{d_x}	-1268.336	-186.439	6.58	1.8	Traction/compression
5éme	G+Q1+Q2-E_{d_x}	-1125.890	-163.873	5.84	1.8	Traction/compression
6éme	G+Q1+Q2-E_{d_x}	-944.502	-134.740	4.90	1.8	Traction/compression
7éme	G+Q1+Q2-E_{d_x}	-723.683	-99.635	3.75	1.8	Traction/compression
8éme	G+Q1+Q2-E_{d_x}	-403.790	-52.562	2.09	1.8	Traction/compression
9éme	0.8G+E_{d_x}	280.694	64.007	1.46	1.8	Flexion simple

Tableau V. 28: Les sections des armatures de linteau (X1).

	$A_{calculée}$		$A_{choisie}$	
RDC	A_d	32.78	A_d	12HA20=37.68
	A_l	4.50	A_l	4HA14=6.15
	A_t	0.75	A_t	2HA8=1.00
	A_p	6.00	A_p	2x3HA12=6.78
	S_t	10	S_t	15
1er	A_d	32.85	A_d	12HA20=37.68
	A_l	4.50	A_l	4HA14=6.15
	A_t	0.75	A_t	2HA8=1
	A_p	6.00	A_p	2x3HA12=6.78
	S_t	10	S_t	15
2éme	A_d	31.74	A_d	12HA20=37.68
	A_l	4.50	A_l	4HA14=6.15
	A_t	7.12	A_t	2HA8=1
	A_p	6.00	A_p	2x3HA12=6.78

	S_t	10	S_t	15
3éme	A_d	29.30	A_d	12HA16+4HA14=30.27
	A_l	4.50	A_l	4HA14=6.15
	A_t	0.75	A_t	2HA8=1
	A_p	6.00	A_p	2x3HA12=6.78
	S_t	10	S_t	15
4éme	A_d	25.96	A_d	12HA16+4HA14=30.27
	A_l	4.50	A_l	4HA14=6.15
	A_t	0.75	A_t	2HA8=1
	A_p	6.00	A_p	2x3HA12=6.78
	S_t	10	S_t	15
5éme	A_d	21.78	A_d	12HA16=24.12
	A_l	4.50	A_l	4HA14=6.15
	A_t	0.75	A_t	2HA8=1
	A_p	6.00	A_p	2x3HA12=6.78
	S_t	10	S_t	15
6éme	A_d	16.69	A_d	12HA14=18.46
	A_l	4.50	A_l	4HA14=6.15
	A_t	0.75	A_t	2HA8=1
	A_p	6.00	A_p	2x3HA12=6.78
	S_t	10	S_t	15
7éme	A_d	9.31	A_d	8HA14=12.31
	A_l	4.50	A_l	4HA14=6.15
	A_t	0.75	A_t	2HA8=1
	A_p	6.00	A_p	2x3HA12=6.78
	S_t	10	S_t	15
8éme	A_l	2.36	A_l	4HA14=6.15
	A_t		A_t	2HA8=3.14
	A_p	6.00	A_p	2x3HA12=6.78
	S_t	15	S_t	15

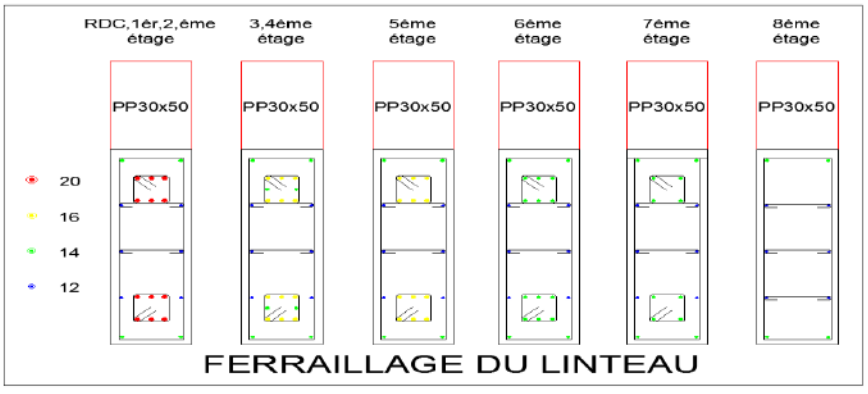


Figure V.7: Détails ferraillage du linteau.

V.5.2.2. Ferraillage de trumeau

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

Tableau V. 29: Les sollicitations des trumeaux

	section	Combinaison	N	M	T	Type de section
V1	470x30	08G-Edx	451.44	-4797.597	3963.807	**S.P.C**
V2	470x30	0.8G-Edx	404.836	-4721.922	-3150.414	**S.P.C**

Tableau V. 30: Ferraillage du trumeau

Section calculé (cm²)				Armature choisie (cm²)		
An	**Ac**	**Ah**	**Avg**	**An**	**Ac**	**Ah**
19.17	14.10	38.72	58.09	2x7HA14=21.54 S=8	2x18HA8=18.09 S=20	2x30HA8=30.14 S=10
19.17	14.10	38.72	58.09	2x7HA14=21.54 S=8	2x18HA8=18.09 S=20	2x30HA8=30.14 S=10

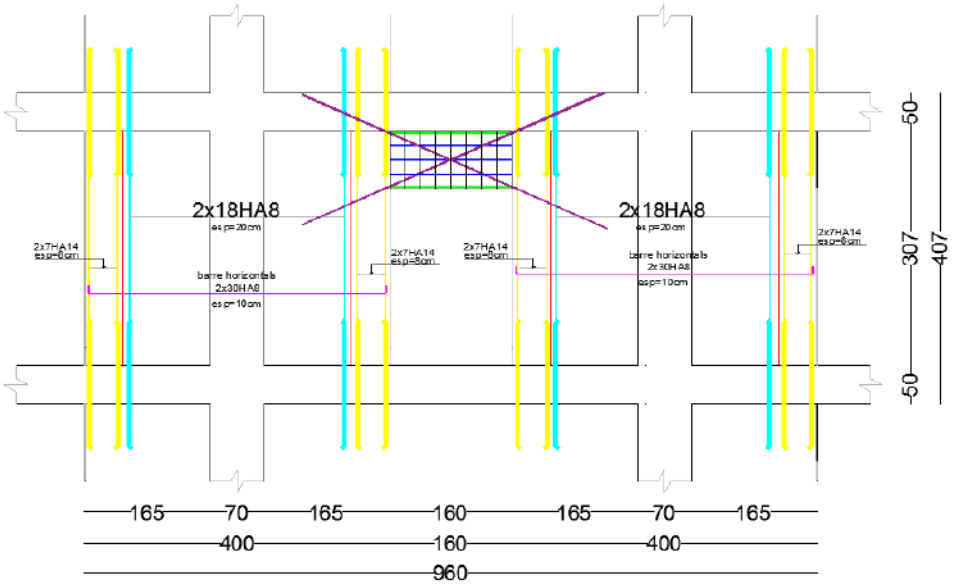


Figure V.8: Ferraillage du voile avec ouverture.

CHAPITRE VI : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

VI.1. INTRODUCTION

On appelle fondation la partie inférieure d'un ouvrage reposant sur un terrain d'assise auquel sont transmises toutes les charges supportées par l'ouvrage, soit directement (cas des semelles reposant sur le sol ou cas des radiers) soit par l'intermédiaire d'autres organes (cas des semelles sur pieux par exemple).

Donc elles constituent la partie essentielle de l'ouvrage.

Il existe plusieurs types des fondations :

- Fondation superficielle :
  - Semelle isolée ;
  - Semelle filante ;
  - Radier général.
- Fondation semi profonde (les puits) ;
- Fondation profonde (les pieux).

VI.1.1. Reconnaissances du sol :

A titre indicatif et en absence du rapport du sol on a pris les informations suivantes :

- La contrainte admissible du sol est 2.20bars ;
- Le tassement admissible est 2.10 cm ;
- L'agressivité du sol contre le béton est nulle ;
- L'angle de frottement est environ 20° ;
- Le site est considéré comme ferme (S2) ;

L'analyse chimique nous donne :

-le pourcentage au sulfate indique que l'agressivité du sol est nulle ;

-le PH est proche de la neutralité.

VI.2. CHOIX DE LA FONDATION

Le choix du type de fondation dépend de :

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

VI.2.1. Semelle isolée

Dimensionnement des semelles isolées (à l'ELS).

$$S = A.B = \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}} \quad ; \quad \frac{a}{b} = \frac{A}{B} \quad \Rightarrow \quad A = \frac{a}{b}.B \quad ; \quad B = \sqrt{\frac{N_{ser}.b}{\sigma_{sol}.a}} \qquad h \geq \frac{B-b}{4} + c$$

Tableau VI. 1: Dimensionnement des semelles isolées.

Semelle	N_{ser} (KN)	M_x (KN.m)	M_y (KN.m)	A (m)	B (m)	e_{0_a} (mm)	A/6 (mm)	distribution
S_i1	5853.62	-395.41	44.44	4.73	5.62	59.98	788.3	Trapézoïdale
S_i2	3459.77	-3.16	-6.59	3.97	3.97	16.42	661.6	Trapézoïdale
S_i3	1690.67	4.65	28.44	2.54	3.02	25.18	466.6	Trapézoïdale

Semelle	a (cm)	b (cm)	A (m)	B (m)	$A_{adopté}$ (m)	$B_{adopté}$ (m)	H (Cm)	$H_{adoptée}$ (Cm)
S_i1	80	95	4.73	5.62	**5.5**	**6.5**	142	**145**
S_i2	70	70	3.97	3.97	**4.3**	**4.3**	93	**100**
S_i3	80	95	2.54	3.02	**2.80**	**3.10**	57	**60**

VI.2.1.1. Vérification de l'interférence entre deux semelles :

Tableau VI. 2: Vérification du chevauchement.

Direction	A (m)	A' (m)	$1.5\frac{(A+A')}{2}$	L (m)	$L > 1.5\frac{(A+A')}{2}$
Suivant X	5.5	5.5	8.25	5.6	Non .V
Suivant Y	4.3	6	7.725	4.5	Non .V

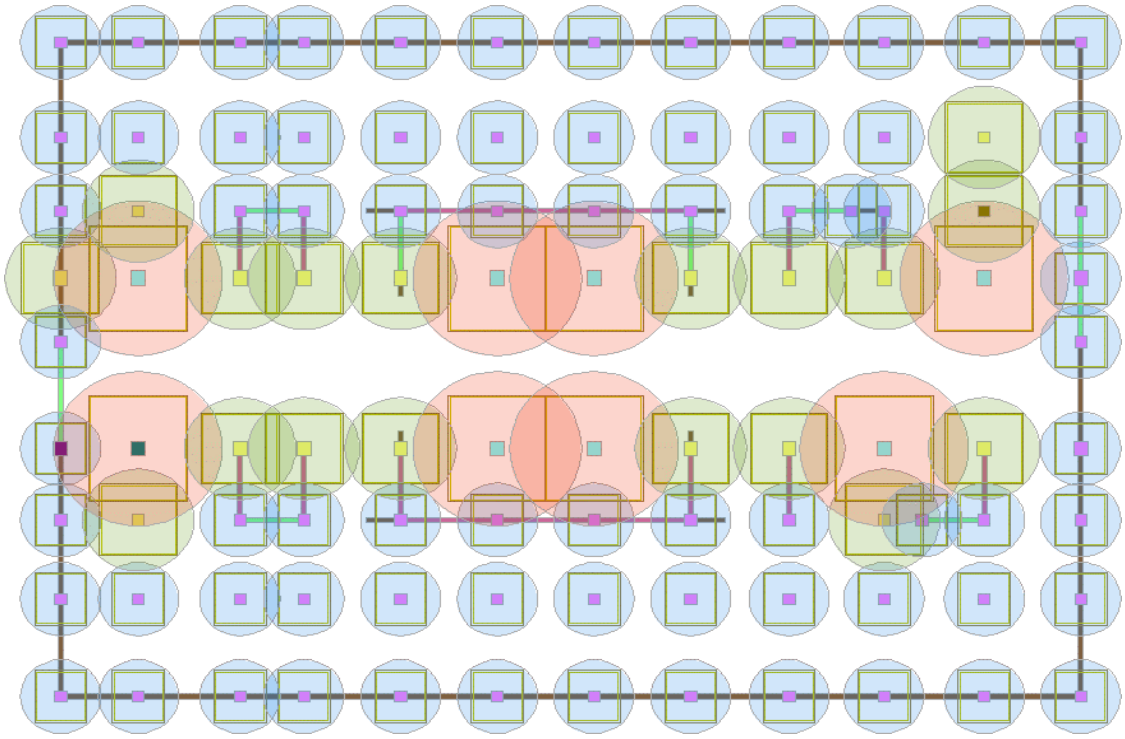


Figure VI.2: Chevauchement des bulles de pression sous la semelle.

Remarque :

On doit passer aux semelles filantes parce qu'on a eu un chevauchement entre les semelles isolées Dans les deux directions.

VI.2.2. Semelle Filante

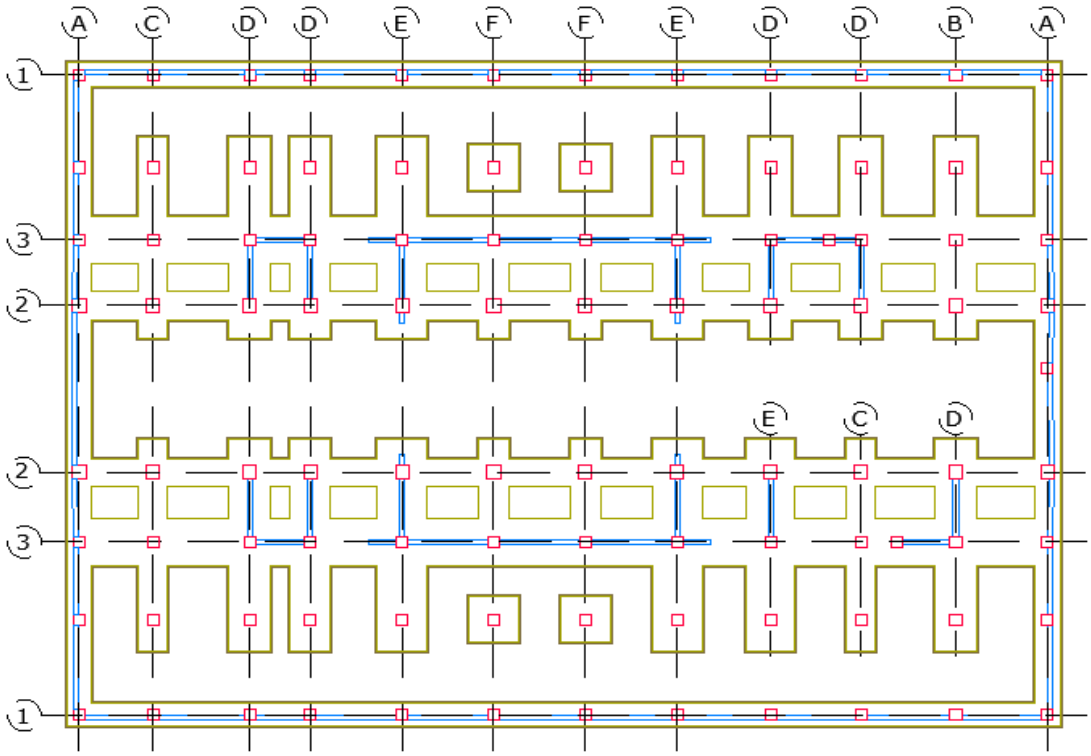


Figure VI.3: Disposition des semelles filante

VI.2.2.1. Dimensionnement des semelles filantes (à l'ELS)

Tableau VI. 3: Dimensionnement des semelles filantes.

semelle	N_{pot}	N_{voile}	L	$B_{calculé}$	$h_{calculé}$	σ_{sol}	σ_{ser}	$B_{adopté}$	$h_{adopté}$
Suivant X :									
1	1002.17	5155.00	60.60	0.47	30	2.20	0.76	**1.5**	
2	17492.54	0.00	60.60	1.31	30	2.20	1.68	**1.8**	
3	9338.05	25038.33	60.60	2.58	65	2.20	2.05	**3.00**	
Suivant Y :									
A	1511.79	8318.59	42.80	1.04	30	2.20	1.61	**1.5**	**65**
B	5985.66	0	12.90	2.11	45	2.20	1.97	**2.5**	
C	4441.23	0	13.50	1.50	35	2.20	1.92	**1.8**	
D	2364.47	4183.43	12.90	2.20	50	2.20	2.07	**2.5**	
E	2683.64	5087.27	13.50	2.62	65	2.20	2.08	**3**	
F	2792.24	0	8	1.59	35	2.20	2.03	**1.8**	

Remarque :

- D'après ces résultats, on remarque qu'il y n'a pas un chevauchement entre les semelles et on a adopté des semelles filantes croisée d'une hauteur H=65cm.
- Toutes les semelles n'aient pas la même dimension mais elles ont le même ferraillage de la poutre de libage

VI.2.2.2. Dimensionnement de la poutre de libage

$$h_p \geq \sqrt[3]{\frac{0.5.K.L_{max}^4}{E}}$$

Avec :

- **K :** la raideur du sol $k = \begin{cases} 0.5 \times 10^{-2}\ N/mm^3 \rightarrow \text{mauvais sol} \\ 4 \times 10^{-2}\ N/mm^3 \rightarrow \text{sol moyen} \\ 12 \times 10^{-2}\ N/mm^3 \rightarrow \text{bon sol} \end{cases}$;

  Dans notre projet K= $12 \times 10^{-2}\ N/mm^3$
- L_{max} : Max (L_i , L_{i+1} , ..., L_n).

Vérification de non poinçonnement CBA 91 Art A.5.2.4.2 [2]

$$N_u \leq N_{limite}$$

$$N_{limite} = 0.045 \times U_c \times h_p \times \frac{f_{c_{28}}}{\gamma_b}$$

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

Elément	B(m)	L_{max}(m)	$h_{p_{calculé}}$(cm)	$h_{p_{adopté}}$(cm)	N_u	N_{limite}	$N_u \leq N_{limite}$
PL	70	3.95	75.32	120	7419.25	7821.00	C.V

VI.2.2.3. Vérification de cisaillement [2]

Tableau VI. 5: Vérification de cisaillement

Elément	Section	T	τ_u	$\overline{\tau_u}$	vérification
PL	70x120	1782.86	2.380	3	C.V

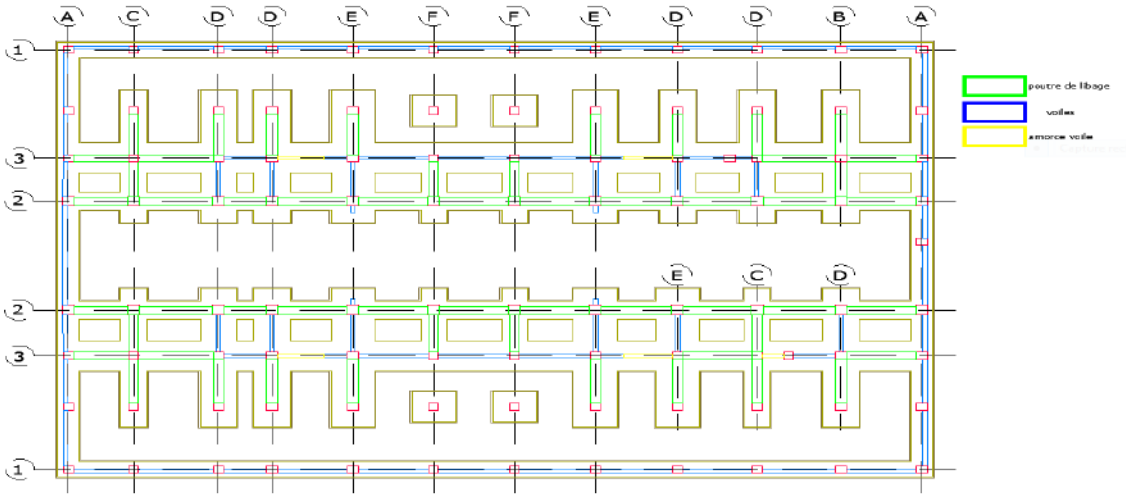


Figure VI.4: Disposition des semelles et poutres de libage.

VI.2.2.4. Ferraillage

On a deux cas des semelles filantes :

- Semelle filante (continue) sous plusieurs poteaux.
- Semelle filante (continue) sous un voile.

VI.2.2.4.1. Ferraillage de la poutre de libage

On a choisi $\mathbf{h_p}$=110cm à cause du risque de poinçonnement et comme on a adopté $\mathbf{h_{semelle}}$**= 65cm** la poutre de libage sera noyer dans la semelle.

Tableau VI. 6: les sollicitations

Section (cm)	L (m)	N_{i_u} (KN)	N_{i_s} (KN)	$N_{semelle}$ (KN)	δ_{sol} MP_a	δ_{ser} MP_a	q_u KN/ml	q_{ser} KN/ml
70x110	3.95	8241.77	5985.66	362.81	0.220	0.208	700	520

- **Les Armatures longitudinales :**

Tableau VI. 7: Armatures longitudinales de la poutre de libage à L'ELU

Sollicitations					Section d'armatures			
PL	B (cm)	h (cm)	M_t (KN.m)	M_a (KN.m)	Travée		Appui	
					A_{S1}	A_{S2}	A'_{S1}	A'_{S2}
PL	70	110	858.784	-1230.61	23.90	0.00	0.00	34.70

Les Armatures choisies :				
$A_{s_1}(cm^2)$	$A_{s_2}(cm^2)$	$A'_{s_1}(cm^2)$	$A'_{s_2}(cm^2)$	Armatures de peau
12HA16	6HA16	6HA16	6HA16+CH (6HA16+4HA20)	2x3HA12
24.12	12.06	12.06	36.68	6.79cm².

VI.2.2.4.2. Vérification de cisaillement [1]

Tableau VI. 8: Vérification de cisaillement

		sollicitation				Vérification	Espacement et armature	
Elément	Section	$A_{t_{choisie}}$	T	τ_u	$\overline{\tau_u}$		Z_n	Z_c
PL 1	(70x110)	3.14	1782.86	2.380	3	Vérifiée	10	15

VI.2.2.4.3. Vérification des contraintes à L'ELS [1]

Tableau VI. 9: Vérification des contraintes

Poutre de libage	Sollicitation a l'ELS (KN.m)		Travée (MP_a)			Appui (MP_a)			Contrainte admissibles		$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$ (MP_a)
	M_t	M_a	σ_b	σ_s	σ'_s	σ_b	σ_s	σ'_s	$\overline{\sigma_b}$	$\overline{\sigma_s}$	
70x110	637.96	914.17	5.9	216	78.5	8.8	216	107.2	18	216	Vérifiée

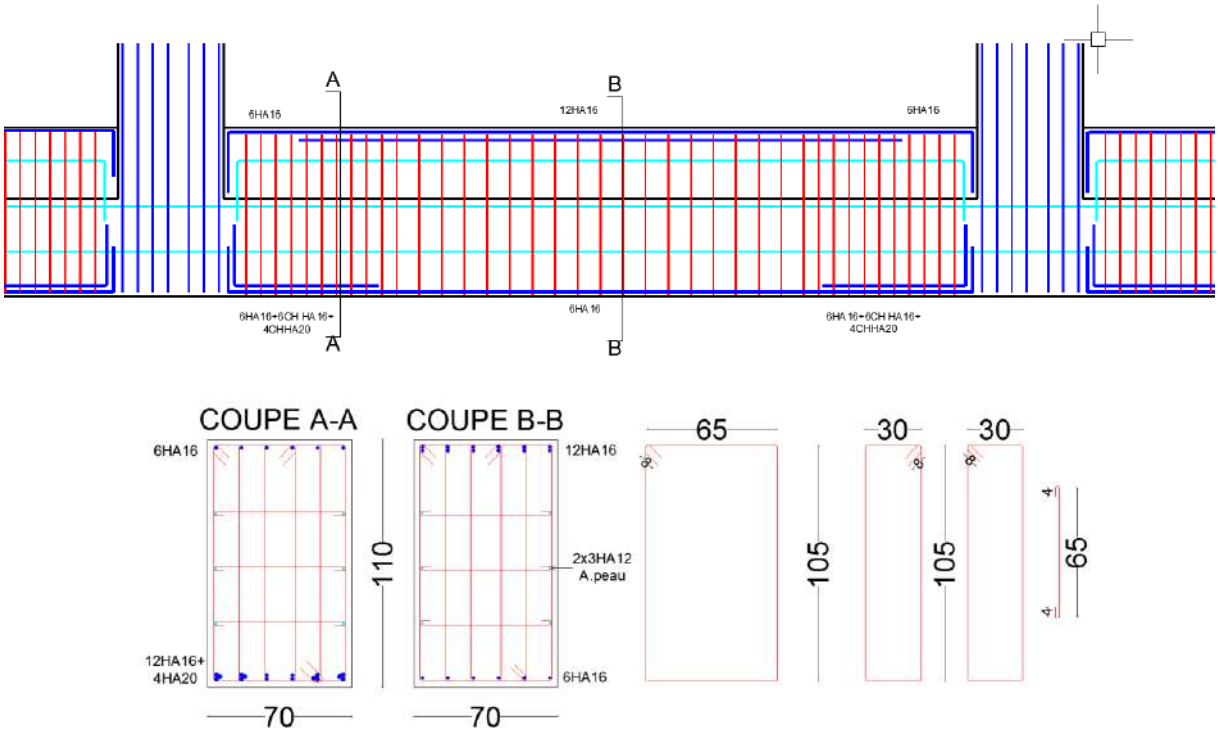


Figure VI.5: Détaille de ferraillage de la poutre de libage.

VI.2.2.5. Ferraillage des semelles filante croisée

VI.2.2.5.1. Vérification de l'excentricité

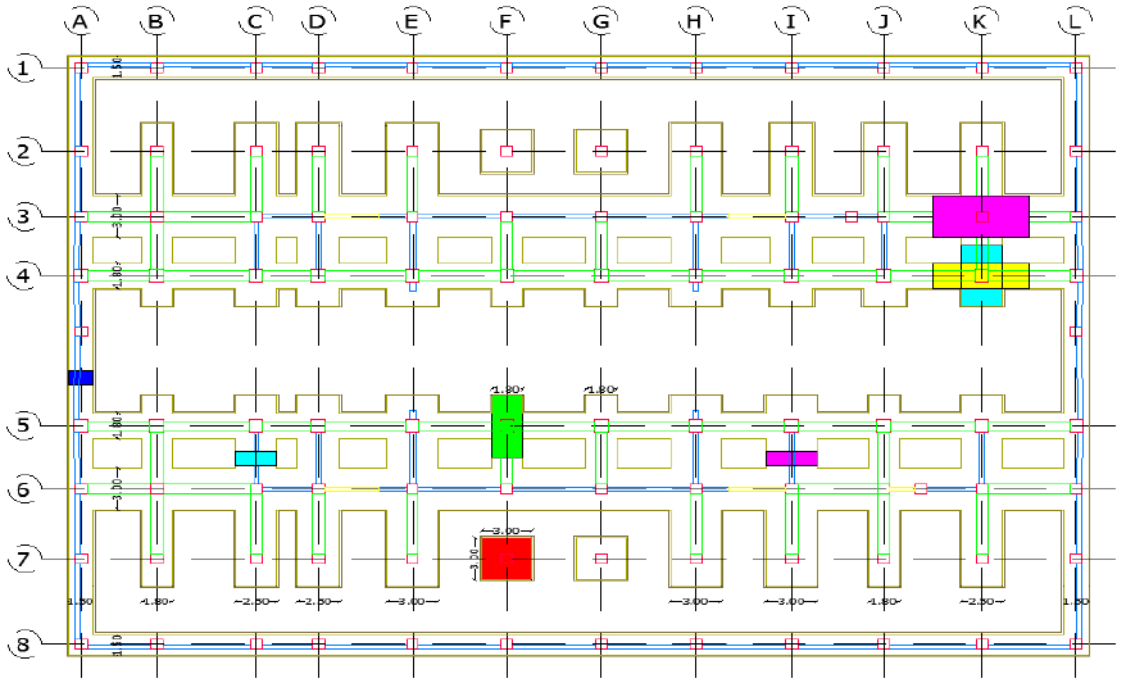


Figure VI.6: Disposition des semelles filante calculée.

Tableau VI. 10: Vérification de l'excentricité.

	Semelles	A	B	e_0	B/18	diagramme	Méthode
S.F sous Poteaux	K-4	4.30	2.50	46.7	138.8	Triangulaire	Des moments
	4-K	5.70	1.80	46.8	100	Triangulaire	Des moments
	3-k	5.70	3.00	-0.6	166.6	Trapézoïdale	Des bielles
	F-5	4.40	1.80	59.7	100	Trapézoïdale	Des bielles
S.F sous voiles	A-(4,5)	1.00	1.50	18.13	83.33	Trapézoïdale	Des bielles
	C-(5,6)	1.00	2.50	14.63	138.8	Trapézoïdale	Des moments
	I-(5,6)	1.00	3.00	14.5	166.6	Trapézoïdale	Des moments

VI.2.2.5.2. Ferraillage Armatures principales

Tableau VI. 11: Ferraillage des armatures principales.

	Semelles	N_u (KN)	M_u	A_b (cm^2)	$A_{b_{choisie}}$ (cm^2)	S_t(cm)
S.F sous Poteaux	K-4	7419.25	359.99 -17.49	16.58	11HA14=16.92	9
	4-K	7419.25	359.99 -17.49	7.26	10HA14=15.39	10
	3-k	4755.65	-3.35 -9.40	12.17	10HA14=15.39	10

	F-5	6131.58	-378.69 6.12	7.62	10HA14=15.39	10
S.F sous voile	**A-(4,5)**	681.622	-12.36	4.84	10HA12=11.30	10
	C-(5,6)	1276.72	18.68	16.46	11HA14=16.92	9
	I-(5,6)	1556.30	23.75	24.74	16HA14=25.63	6

VI.2.2.5.3. Armature de repartions

Tableau VI.12: Ferraillage des armatures de reptations

	semelles	**$A_{Rép}$ (cm^2)**	**$A_{Répchoisie}$ (cm^2)**	**S_t (cm)**
S.F sous Poteaux	K-4	10.575	2x9HA14=13.85	10
	4-K	6.925	2x5HA14=7.69	10
	3-k	11.54	2x11HA14=16.92	10
	F-5	6.925	2x5HA14=7.69	10
S.F Sous Voile	A-(4,5)	4.23	15HA12=16.96	10
	C-(5,6)	10.57	25HA14=38.47	10
	I-(5,6)	19.22	30HA14=46.16	10

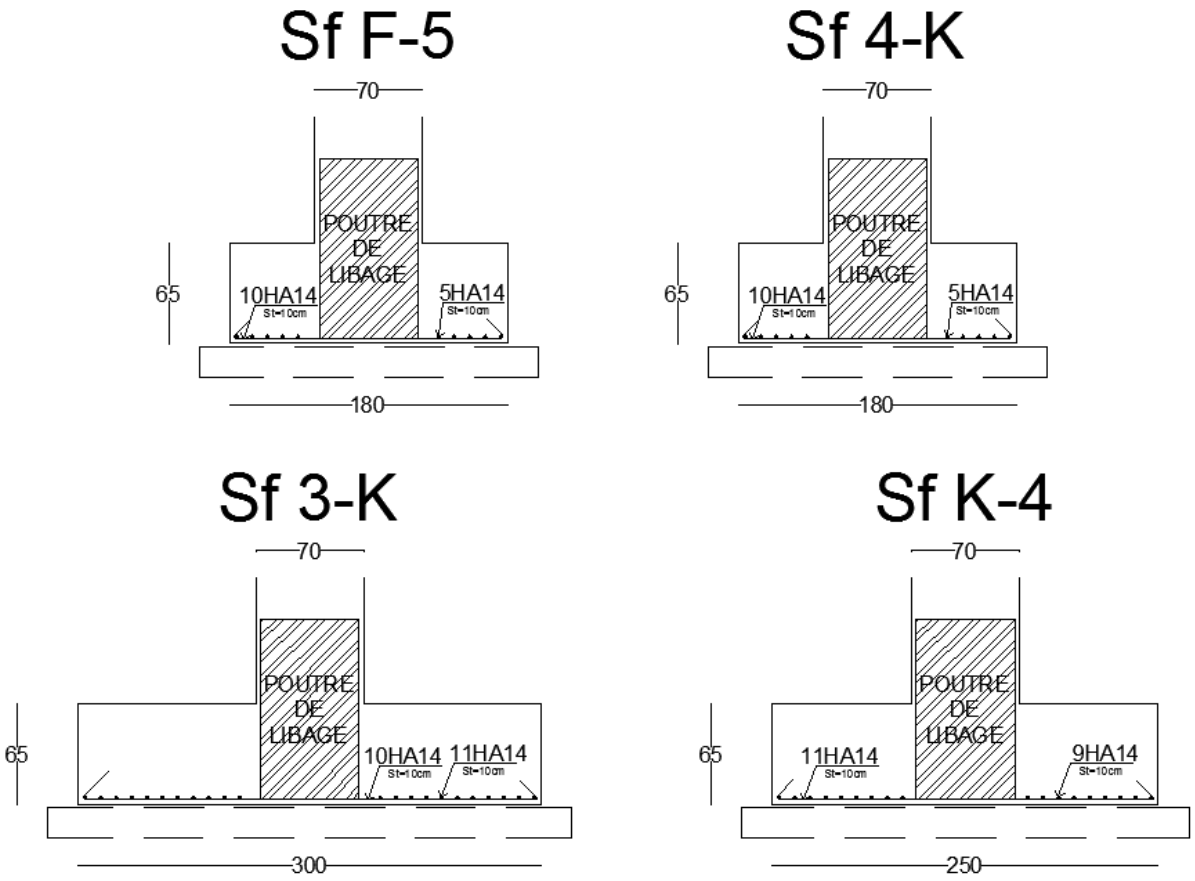


Figure VI.7: Ferraillage semelles filantes sous poteaux.

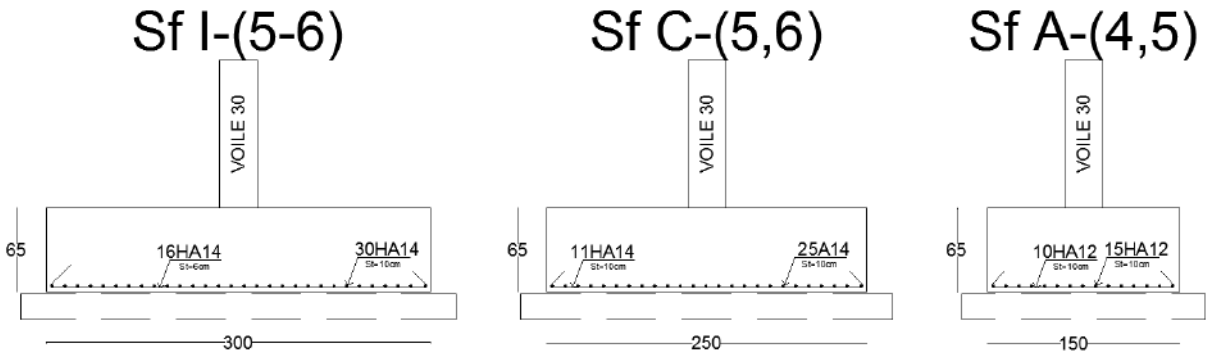


Figure VI.8: Ferraillage semelles filantes sous voiles.

VI.2.3. Ferraillage de la semelle isolée

Tableau VI. 13: Ferraillage des armatures principales

b	N_u (KN)	M_u	e_0 (cm)	$\frac{B}{18}$	diagramme	méthode	$A_{calculé}$
3	1662.19	-4.00	-0.240	16.66	Trapézoïdale	Des bielles	25.27
3		15.83	-0.952	16.66	trapézoïdale	Des bielles	25.11
Choix des armatures			A_a	25HA12=28.26		Espacement de 12cm	
			A_b	25HA12=28.26			

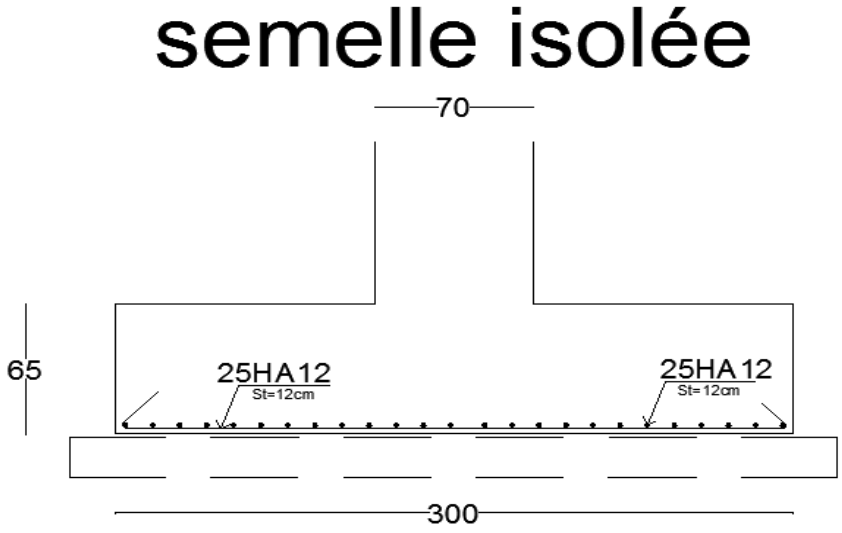


Figure VI.9: Ferraillage semelle isolée.

VI.2.4. Ferraillage longrine

Les longrines sont des poutres dimensionnées pour minimiser :

- les déformations dues au sol (tassement, gonflement, soulèvement,….) ;
- la longueur du flambement des poteaux ;
- appuis continue pour les murs doubles cloison.

VI.2.4.1. Calcul de ferraillage a L'ELU

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

$$F_u = \frac{N_u}{\alpha} \geq 20KN$$

Avec :

- α :(zone III /site2)=12 ;
- Nu : la valeur maximale des charges verticales de gravité apportées par les points d'appuis solidarise.

$$F_u = \frac{8066.22}{12} = 672.185KN \geq 20KN$$

$$A = \frac{F_u}{\sigma_s} = \frac{F_u}{F_e/\gamma_s} = \frac{672.185}{400/1.15} = 19.32cm^2$$

Choix des armatures :

Section minimales : 0.6%x (bxh)= 0.6% 0.3x0.3=6.30cm².

Tableau VI. 14 : Ferraillage des longrines

Element	$A_{calculée}$ (cm²)	A_{min} (cm²)	$A_{choisie}$ (cm²)
Longrines	19.32	6.30	10HA16=20.10

VI.2.4.2. Vérification des contraintes normales a L'ELS

Type de fissuration : préjudiciables.

$$F_{ser} = \frac{N_{ser}}{\alpha} \quad ; \quad \sigma_s = \frac{F_{ser}}{A_{ch}} \leq \overline{\sigma_s} = min\left[\frac{2}{3} \times F_e; 110\sqrt{1.6 \times f_{t_j}}\right]$$

Tableau VI. 15 : Vérification des contraintes normales a L'ELS

Sollicitation a L'ELU		Contraintes normales		Contraintes admissible		vérification
N_{ser}	α	σ_b	σ_s	$\overline{\sigma_b}$	$\overline{\sigma_s}$	
4825.62	12	/	200.06	/	201.63	oui

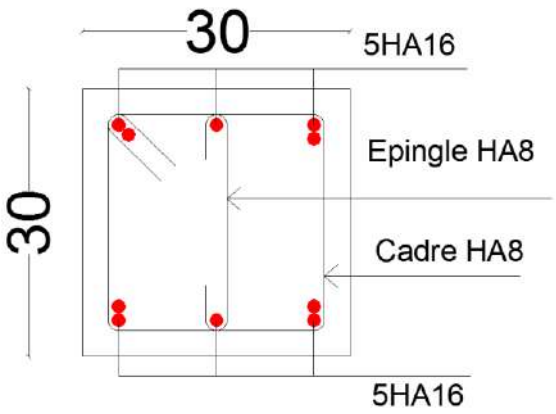


Figure VI.11: Détaille de ferraillage de la longrine.

VI.3. ETUDE DU VOILE PERIPHERIQUE

Le mur de soutènement périphérique est assimilé à une dalle sur quatre appuis soumise à la poussée des terres travaillant en flexion simple. On admet que les charges verticales sont transmises aux autres éléments porteurs.

Selon le **RPA2003**, l'épaisseur minimale des voiles est : $e \geq 15$ cm

Dans notre cas on adoptera une épaisseur de 30cm.

VI.3.1. Calcul de la poussée des terres

Le voile est soumis à une charge triangulaire d'après Rankine La poussée des terres P est égale à :

$$P = \frac{1}{2} . \rho_h . K_p . H^2$$

Avec : $K_p = \tan^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)$

$$\rho_h = 18 \frac{kN}{m^3} \quad , \quad H = 3{,}23 \text{ m} \quad , \quad \varphi = 20° \quad \Rightarrow \quad K_p = 0{,}49$$

ρ_h : Poids volumique des terres.

K_p: Coefficient de poussée.

φ : Angle de frottement interne.

$$P = \frac{1}{2} \times 18 \times 0{,}49 \times (3.23)^2 = 46 kN/ml$$

On assimilera la charge triangulaire en charge uniformément repartie et on considère le voile comme un panneau encastré dans les quatre côtés, pour calcul le ferraillage on utilise la méthode forfaitaire (Annexe D).

VI.3.2. Ferraillage du voile périphérique

$$P_{ser} = {}^{46}/_{2} = 23 \ KN/ml \qquad P_u = 1.35 * {}^{46}/_{2} = 31.05 \, KN/ml$$

Le voile périphérique le plus sollicité a comme largeur L_y=6.75m et comme hauteur L_x=3.23m. $\rho = \frac{3.23}{6.75} = 0.47$

Tant que le rapport $0.4 \leq \rho \leq 1$ la dalle travaille dans les deux directions.

$$M_x = \mu_x \times P \times L_x^2 \quad , \quad M_y = \mu_y \times M_x$$
$$M_{t_x} = 0.85 \times M_x \quad , \quad M_{t_y} = 0.75 \times M_y$$
$$M_{S_x} = M_{N_x} = 0.3 \times M_x \quad , \quad M_{e_y} = M_{w_y} = 0.5 \times M_y$$

Tableau VI. 16: Calcul des armatures du voile périphérique à l'ELU.

Armature	μ	Armatures en Travées				Armatures en Appuis			
		M_t	$A_{t_{cal}}$	$A_{t_{choisie}}$	S_t	M_a	$A_{a_{cal}}$	$A_{a_{choisie}}$	S_t
Horizontal	0.1008	27.75	3.44	7HA10=5.03	15	9.79	3.44	7HA10=5.03	15
verticale	0.2500	6.12	3.44	7HA10=5.03	15	4.08	3.44	7HA10=5.03	15

VI.3.2.1. Vérification des contraintes à L'ELS [1]

Tableau VI. 17: Vérifications des contraintes à l'ELS.

Armature	μ	Armatures en Travées				Armatures en Appuis				$\overline{\sigma_b}$	$\overline{\sigma_s}$
		M_t	$A_{t_{choisie}}$	σ_b	σ_s	M_a	$A_{a_{choisie}}$	σ_b	σ_s		
Horizontal	0.1038	21.17	5.03	0.37	5.27	7.47	5.03	0.13	1.86	18	216
verticale	0.3402	6.35	5.03	0.11	1.58	4.23	5.03	0.07	1.05		

VI.3.2.2. Vérification de cisaillement a L'ELU [1]

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

$$\frac{T_u}{b.d} < \frac{0.07 \times f_{c_{28}}}{\gamma_b} \qquad T_{max} = \frac{P_u \times l_x \times l_y}{2l_y + l_x}$$

Tableau VI. 18: Vérification de l'effort tranchant.

P_u (KN)	L_x(m)	L_y (m)	T_u (KN)	τ (MPa)	$\bar{\tau}$ (MPa)	$\tau \leq \bar{\tau}$
30.05	3.23	6.75	39.16	0.133	1.40	**C.V**

- Donc il n y a pas de risque de cisaillement.

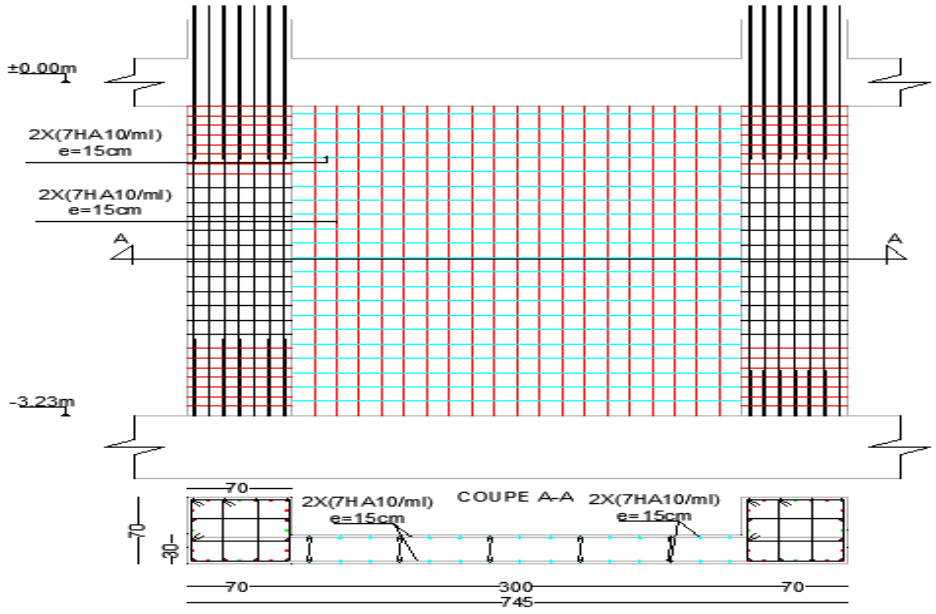


Figure VI.11: Détaille de ferraillage de voile périphérique.

VI.4. CONCLUSION

Dans ce chapitre, nous avons dimensionné et ferraillé dans un premier lieu les fondations on a choisis de faire des semelles filantes croisées car les semelles isolées ne remplissaient pas le critère de chevauchement.

Dans le deuxième partie, nous avons dimensionné et ferraillé le voile périphérique qui se trouve au sous-sol, il a un rôle structural aussi qu'il forme une boite rigide permettant d'ancrer la structure dans le sol.

Conclusion Générale

Ce projet de fin d'étude, nous a permis de mettre en pratique toutes nos connaissances acquises durant notre cycle de formation de Master, d'approfondir nos connaissances en se basant sur les documents techniques et réglementaires ,de mettre en application les méthodes de calcul récentes et de mettre en évidence les principes de base qui doivent être prises dans la conception des structures des bâtiments.

D'après l'étude effectuée dans le cadre de ce projet de fin d'étude, il convient de souligner que pour une bonne conception parasismique, il est très important que l'ingénieur civil et l'architecte travaillent en étroite collaboration dès le début de projet afin de prendre en charge toutes les contraintes induites par la structure adoptée par rapport à l'architecture proposée et arriver à une sécurité maximale de l'ouvrage sans surcoût important.

Enfin, l'objectif principal de l'ingénieur concepteur est de réduire le risque sismique à un niveau minimal et de facilité l'exécution de l'ouvrage en adoptant une conception optimale qui satisfait les exigences architecturale et les exigences sécuritaires.

Parallèlement, on a fait, autant que possible d'avoir les principaux critères admis, à savoir: **la sécurité, l'économie, l'exploitation et l'esthétique.**

RÉFÉRENCES

[1] : Règle parasismique Algérienne RPA99 version 2003 ;
(Document technique réglementaire D.T.R-B.C.2.48).

[2] : Règle de conception et de calcul des structures en béton armé C.B.A 93 ;
(Document technique réglementaire D.T.R-B.C.2.41).

[3] : Charge permanentes et surcharge d'exploitation D.T.R- B.C.22.

[4] : Rapport du sol.

Logiciels

- Logiciel d'analyse des structure Sap2000 Version 22.1.0
- Auto CAD 2021.
- EXPERT BA 2010.

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.

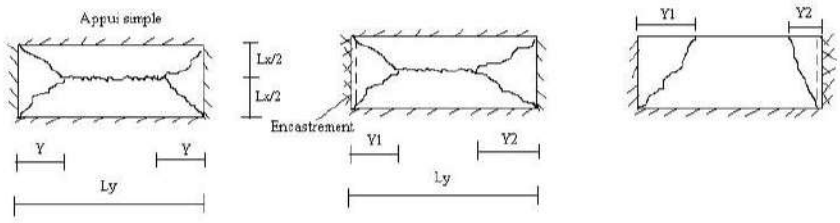
Les prévisions des fissures seront en fonction du type de charges (réparties ou concentrées) et du type d'appuis (encastrement, simple ou côté libre).
Les hypothèses de calcul sont :

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.

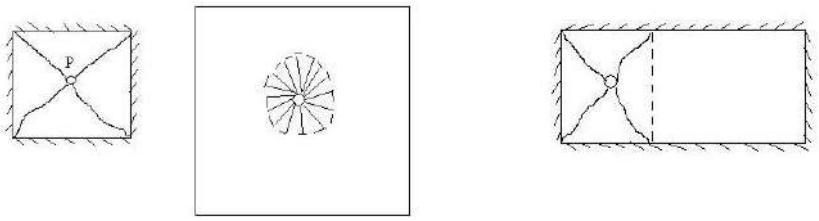
Conventionnellement on désignera :
-Un côté libre par un trait sans hachures
-Un appui simple par une hachure
Un encastrement par une double hachure

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 :

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

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

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