REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

UNIVERSITE YAHIA FARES DE MEDEA



Faculté de **T**echnologie

Département de Génie Civil

Mémoire de fin d'études de Master

Filière : Génie Civil

Spécialité : Structures

Thème

Etude d'un bâtiment en (sous sol + RDC + 5 étages) à usage multiple implanté à wilaya de Médéa.

Présenté par :

- ✓ HADJERSI Abdelkader
- ✓ OUADJOUADJ Kheireddine

Dirigé par :

Dr SAFIEDDINE Salim

Mr KESSEIR Mohamed

Promotion Juin 2019



Remerciement

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

Nous remerciements à nos parents, pour leurs soutiens et leurs encouragements pendant toute la vie et qui continueront à nous aider dans tous les projets de l'avenir. Ainsi que tous les membres de nos familles qui ont participé de prés ou de loin à nous encourager dans notre projet.

Nous tenons à exprimer notre profonde gratitude à notre promoteurs Ms IRKI ILYAS et Ms KESSIER MOHAMED pour l'encadrement de ce mémoire pour leur aide, leur patience et la confiance que ils nous ont accordée.

Nous sincères remerciements également à touts les enseignants du département de Génie civil de l'université de Médéa.

Nous adressons les plus chaleureux remerciements et tout gratitude à tous nos amis chacun de son nom.

Enfin, nous remercions tous ceux qui ont contribué de prés ou de loin, à la réalisation de ce travail.





Dédicace

Je dédie ce modeste travail comme un témoignage

D'affection, de respect et d'admiration :

A mes très chers parents,

Pour tout l'amour dont vous m'avez entouré, pour tout ce que vous avez fait pour moi, je ferai de mon mieux pour rester un sujet de fierté à vos yeux avec l'espoir de ne jamais vous décevoir. Que ce modeste travail, soit l'exaucement de vos vœux tant formulés et de vos prières quotidiennes.

A mes frères et ma sœur Amina

Pour leur soutien et leur encouragement.

A tous mes chers amis Abdelkader, Akram, Ahlem, Said.....

Et à l'ensemble des étudiants de la promotion de génie civil 2019

Kheireddine





Dédicace

A la fin de ma formation, je tiens à dédier ce modeste travail :

Aux prunelles de mes yeux :

Mes chers parents.

A mes chers frères, A toute ma famille.

A mes promoteurs

A tous mes amis exceptionnellement mes collègues de la promotion « structure »

Et a tous mes amis sans exception.

ABDELKADER



ملخص

هذا المشروع يهدف إلى دراسة بناية مختلطة من الخرسانة المسلحة تتكون من (طابق تحت الأرض+طابق أرضي + خمسة طوابق, و المقرر بناؤها في بلدية المدية ولاية المدية وهي مصنفة ذات نشاط زلزالي متوسط ضمن المنطقة الزلزالية **IIb**. مقاومة البناية لكل الحمولات العمودية و الأفقية مضمونة و محققة بواسطة نظام العارضات و الأعمدة +الجدران المسلحة .قياس الأبعاد و تسليح كل العناصر المقاومة تم طبقا للمعايير والقوانين المعمول بها في الجزائر:القواعد الجزائرية المقاومة للزلازل « RPA99»وقواعد الخرسانة المسلحة « CBA93».

الدراسة الزلزالية تمت أساسا على تقنيات حساب الهياكل.

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

Résumé

Ce projet consiste à étudier une structure à usage multiple en béton armé comportant un sous-sol+ RDC+5 étages qui sera implantée à Wilaya de Médéa, classée selon le «RPA99 version2003 » comme une zone de moyen sismicité *(*Zone IIb).

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

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

L'analyse sismique de la structure a été réalisée par la méthode dynamique moyennant le logiciel de calcul SAP2000 V20.

Finalement, nous avons étudié l'infrastructure et calculé les fondations adéquates en tenant compte des prescriptions du rapport de sol.

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

Abstract

This project consists in studying a building with many use containing of underground +Ground floor+5 floors, which will be established in Médéa -classified according to «RPA99 version2003 » like an area of mean sismicity (Zone IIb).

The resistance of the structure to the horizontal and vertical loads is ensured by a stable self-bracing system (frames and shells).

The dimensioning and the calculation of the reinforcement of all the resistant elements were established in accordance with the Algerian payments (CAB 93 and RPA 99).

The dynamic study was established according to the numerical method, with the help of software SAP 2000 V20.

Finally, we studied the infrastructure and calculated the adequate foundations by holding account the regulations of the report of ground.

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

SOMMAIRE

CHAPITRE I : PRESENTATION DE L'OUVRAGE

I.1. Introduction 2
I.2. Destination et situation 2
I.3. Caractéristique géométriques de l'ouvrage 2
I.3.1. Dimensions en plan 2
I.3.2. Dimensions en élévation 3
I.4. Conception de la structure 3
I.4.1. Ossature de l'ouvrage 3
I.4.2. Planchers 3
I.4.3. Maçonnerie 3
I.4.4. L'acrotère 3
I.4.5. Escalier 4
I.5. Caractéristique mécaniques des matériaux 4
I.5.1. Béton 4
I.5.2. Ciment 4
I.5.3. Granulats 4
I.5.4. Béton armé 5
I.5.4.1. Résistance du béton 5
I.5.4.1.1. Résistance caractéristique à la compression 5
I.5.4.1.2. Résistance caractéristique à la traction 5
I.5.4.2. Coefficient de Poisson (υ) 6
I.5.4.3. Module de déformation longitudinale 6
I.6. Principe de calcul du CBA 93 7

CHAPITRE II : PRE DIMENSIONNEMENT

II.1. Introduction 8
II.2. Pré dimensionnement des planchers 8
II.2.1. Plancher à corps creux 8
II.2.2. Les dalles pleines 8
II.2.2.1. Critère de résistance 8
II.2.2.2. Sécurité contre l'incendie 9
II.2.2.3. Condition d'isolation acoustique : ep $\geq$ 15 cm. 9
II.2.2.4. Condition de la flèche 9
II.3. Évaluation des charges permanentes et charges d'exploitations [4] 9
II.3.1. Maçonnerie 9
II.3.1.1. Murs intérieurs (simple cloison) 9
II.3.1.2. Murs extérieurs (double-cloison) 9
II.4. Évaluation des charges permanentes et charges d'exploitations [4] 10
II.4.1. Plancher corps creux 10
II.4.1.1. Plancher terrasse 10
II.4.1.2. Plancher courant 10
II.4.2. Dalle pleine 11
II.4.2.1. Terrasse 11
II.4.2.2. Etage courant 11
II.5. Prdimensionnement des poutres 11
II.6. Prédimensionnement des poteaux 13
II.6.1. Dimensions des poteaux 13
II.6.1.1. Calcul de la longueur de flambement L_f 13

II.6.1.2. Calcul de l'effort *Nu* 14
II.6.2. Détermination des charges et surcharges 15
II.6.2.1. Descente des charges 15
II.6.2.1.1. Charges Permanente 16
II.6.2.1.2. Charges d'exploitation 16
II.6.2.2. Vérification selon le(RPA99v2003) [1] 17
II.6.2.3. Vérification aux zones nodales 17
II.7. Prédimensionnement des voiles 18

CHAPITRE III : CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES

III.1. Introduction 20
III.2. L'acrotère 20
III.2.1. Evaluation des charges et surcharges 20
III.2.2. Calcul des efforts 20
III.3. Ferraillage de l'acrotère 21
III.3.1. Vérification de la contrainte de cisaillement 21
III.4. les poutrelles 22
III.4.1. Dimensionnement des poutrelle 22
III.4.2. avant coulage 22
III.4.2.1. Evaluation des charges et sur charges 22
III.4.3. après coulage 23
III.4.3.1. La méthode forfaitaire 23
III.4.3.1.1. Exposé de la méthode forfaitaire 24
III.4.3.2. Ferraillage des poutrelles 26
III.4.3.3. Ferraillage de la table de compression 29
III.5. Les escaliers 29
III.5.1. Premier type d'escalier 29
III.5.1.1. Dimensionnement 30
III.5.1.2. Evaluation des charges et surcharges 30
III.5.1.3. Détermination des sollicitations 31
III.5.1.4. Calcul du ferraillage 32
III.5.1.5. Calcul de console (poutre palière) 33
III.5.1.5.1. Prédimensionnement 34
III.5.1.5.2. Evaluation des charges 34
III.5.1.5.3. Calcul des sollicitations 34
III.5.1.5.4. Calcul des efforts 34
III.5.1.5.5. Calcul du ferraillage 34
III.5.2. deuxième type d'escalier 35
III.5.2.1. Dimensionnement 36
III.5.2.2. Evaluation des charges et surcharges 36
III.5.2.3. Détermination des sollicitations 36
III.5.2.4. Calcul du ferraillage 38
III.6. les dalles pleines 39
III.6.1. Méthode de calcul 39
III.6.2. Principe de calcul 40
III.6.2.1. Premier type Dalle pleine de RDC encastrée sur ses quatre côtés 40
III.7. La dalle machine 45
III.7.1. Prédimensionnement 45
III.7.2. Détermination des charges permanentes et charges d'exploitation 45
III.7.3. Poids de la machine supportée 45
III.7.4. La charge d'exploitation 46

III.7.5. Méthode de calcul 46
III.7.5.1. Calcul du ferraillage 47
III.7.5.2. Vérification à l'E.L.S 48
III.7.5.3. Vérification de la flèche 48

CHAPITRE IV : Etude dynamique

IV.1. INTRODUCTION 49
IV.2. caractéristique dynamique de la structure 49
IV.2.1. Centre de masse 49
IV.2.2. Centre de torsion 50
IV.2.3. Excentricité 51
IV.2.3.1. Excentricité théorique (statique) 51
IV.2.3.2. Excentricité accidentelle 51
IV.2.3.3. Excentricité totale 51
IV.3. CHOIX DE LA METHODE DE CALCUL 52
IV.3.1. Introduction 52
IV.3.2. Méthode dynamique modale spectrale (RPA2003 « Art 4.3.3 ») 53
IV.3.2.1. Principe de la méthode 53
IV.3.2.2. Modélisation 53
IV.3.2.3. Le spectre de réponse de calcul 53
IV.3.2.3.1. Coefficient d'accélération A : (RPA2003 « Tab 4.1 ») 53
IV.3.2.3.2. Facteur de correction d'amortissement η 53
IV.3.2.3.3. Coefficient de comportement R 53
IV.3.2.3.4. Facteur de qualité Q 54
IV.3.3. Résultats de l'analyse dynamique 55
IV.3.3.1. Analyse modale 55
IV.3.3.1.1. Comportement modal 55
IV.3.3.1.2. Participation massique (dissipation d'énergie) 56
IV.3.3.2. Analyse statique et dynamique 56
IV.3.3.2.1. Stabilité de la structure : 56
IV.3.3.2.2. Résistance des éléments 61
IV.4. Conclusion 63

CHAPITRE V : Calcul des éléments résistants

V.1. Introduction 64
V.2. FERRAILLAGE DES POUTRES 64
V.2.1. Ferraillage longitudinal des poutres 64
V.2.2. Vérification 65
V.2.2.1. Les contraintes à l'ELS 65
V.2.2.2. De la flèche 65
V.2.2.3. Les contraintes de cisaillement à l'ELU 66
V.2.3. Ferraillage transversal des poutres 66
V.3. FERRAILLAGE DES POTEAUX 68
V.3.1. Armatures longitudinales 68
V.3.1.1. Recommandations selon les règlements 68
V.3.1.2. Sollicitations extrêmes pour le ferraillage 69
V.3.1.3. Vérification des contraintes à l'ELS 70
V.3.2. Armatures transversales 70
V.3.3. les armatures verticale des poteaux 72
V.4. FERRAILLAGE DES VOILES 73
V.4.1. Ferraillage des trumeaux 73
V.4.1.1. Calcul d'armatures verticales 73

V.4.1.2. Vérification des contraintes à l'ELS 77
V.4.1.3. Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU 78
V.4.1.4. Armatures horizontales 79
V.4.1.5. Armatures transversales 81
V.4.2. Ferraillage des linteaux 82
V.4.2.1. Ferraillage des linteaux en flexion simple 82
V.4.2.2. Ferraillage des linteaux en Traction / Compression 83

CHAPITRE VI : CALCUL DES FONDATIONS

VI.1. INTRODUCTION 85
VI.2. TYPES DE FONDATIONS 85
VI.3. CRACTERISTIQUES DU SOL 85
VI.4. CHOIX DU TYPE DE FONDATIONS 86
VI.4.1. Semelle isolée sous poteau 86
VI.4.1.1. Répartition trapézoïdales 86
VI.4.1.2. Vérification du chevauchement entre les bulles de pression 87
VI.4.2. Semelle filante (continue) 88
VI.4.2.1. Dimensionnement des semelles 88
VI.4.2.2. Vérification des contraintes sous la semelle à l'ELS 88
VI.4.2.3. Vérification de la stabilité au renversement « RPA 2003 Art 10.1.5 » 89
VI.4.2.4. Vérification du chevauchement entre les semelles filantes 89
VI.4.2.5. Dimensionnement de la poutre de libage pour semelle sous poteaux .. 90
VI.4.2.5.1. Calcul de Ferraillage 91
VI.4.2.6. Calcul des armatures longitudinales 93
VI.4.2.7. Vérification des contraintes à l'ELS 93
VI.4.2.8. Vérification du cisaillement de la poutre de libage 93
VI.4.2.9. Armatures de peau selon CBA93 A.7.3 93
VI.4.3. Radier partiel 94
VI.4.3.1. Dimensionnement initial à l'ELS 94
VI.4.3.2. Verification des contraintes à l'ELS 94
VI.4.3.3. Vérification de poinçonnement à l'ELU 94
VI.4.4. Calcul des nervures 95
VI.4.4.1. Pré dimensionnement 95
VI.4.4.2. Vérification de poinçonnement à l'ELU 95
VI.4.4.3. Ferraillage des nervures 96
VI.4.4.3.1. Armatures longitudinales 96
VI.4.4.4. Vérification des contraintes à l'ELS 96
VI.4.4.4.1. Armatures transversales 96
VI.4.4.5. Ferraillage de radier 96
VI.4.4.5.1. Vérification de cisaillement à l'ELU 96
VI.4.4.5.2. Ferraillage du radier à l'ELU 97
VI.4.4.5.3. Vérification des contraintes à l'ELS 97
VI.4.4.5.4. Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU 97
VI.5. VOILES PERIPHERIQUES 98
VI.5.1. Evaluation des charges 98
VI.5.2. Détermination des efforts 98
VI.5.3. Ferraillage (à l'ELU) 99
VI.5.3.1. Armatures 99
VI.5.3.2. Espacement 99
VI.5.3.3. Vérifications 99
VI.6. LONGRINES 100

VI.6.1. Ferraillage (à l'ELU) 100
VI.6.1.1. Armatures longitudinales..... 100
VI.6.1.2. Armatures transversales..... 100
VI.6.1.3. Vérifications 100
CONCLUSION GENERALE…….101

LISTE DES FIGURES

Figure I.1.Présentation des dimensions en plan du bâtiment étudié. 2
Figure II.1.Pré dimensionnement du plancher à corps creux..... 8
Figure.II.2.Dimensionnement de la poutre 12
Figure II.3.Représentation du poteau le plus sollicité..... 15
Figure II.4.Coupe de voile en plan et voile en 3D 19
Figure III.1.Schéma statique de l'acrotère..... 20
Figure III.2.Ferraillage de l'acrotére 21
Figure III.3.Poutrelle avant coulage..... 22
Figure III.4.Différents efforts dans la poutrelle à quatre travée (ELU) 25
Figure III.5.Différents efforts dans la poutrelle à quatre (ELS) 25
Figure III.6.Différents efforts tranchant dans la poutrelle à quatre travées (ELU)..... 26
Figure III.7.Différents efforts dans la poutrelle à deux travée (ELU) 26
Figure III.8.Différents efforts dans la poutrelle à deux travée (ELS)..... 26
Figure III.9.Différents efforts tranchant dans la poutrelle à deux travée (ELU) 26
Figure III.10.ferraillage des poutrelles en travées et on appuis. 29
Figure III.11.distributions des charges à l'ELU..... 31
Figure III.12.Diagrammes du moment fléchissant et de l'effort tranchant à l'E.L.U.... 31
Figure III.13.distributions des charges à l'E.L.S..... 31
Figure III.14.Diagrammes du moment fléchissant et de l'effort tranchant à l'E.L.S 32
Figure III.15.consol d'escalier..... 33
Figure III.16.Schéma statique de l'escalier..... 35
Figure III.17.distributions des charges à l'ELU..... 37
Figure III.18.Diagrammes du moment fléchissant et de l'effort tranchant à l'E.L.U.... 37
Figure III.19.distributions des charges à l'E.L.S..... 37
Figure III.20.Diagrammes du moment fléchissant et de l'effort tranchant à l'E.L.S 37
Figure III.21.Dalle pleine RDC 40
Figure III.22.Déférentes charges agissantes sur la dalle..... 46
Figure III.23.la Dalle machine..... 46
Figure IV.1.Disposition des voiles..... 49
Figure IV.2.Le comportement des trois premiers modes..... 55
Figure V.1.Dessin de ferraillage des poutres porteuses..... 67
Figure V.2.Dessin de ferraillage des poutres non porteuses..... 67
Figure V.3.Dessin de ferraillage des poutres chainages. 68
Figure V.4.Dessin de ferraillage des Poteaux. 73
Figure VI.1.chevauchement des bulbes de pression sous la semelle..... 87
Figure VI.2.Les dimensions final des semelles filantes..... 90
Figure VI.3.Dessin de ferraillage de longrine..... 100

LISTE DES TABLEAUX

Tableau I.1.Les types d'aciers utilisés et leurs nuances. 6
Tableau II.1.Charge permanente de mur simple cloison. 9
Tableau II.2 Charge permanent de mur double-cloison 9
Tableau II.3Evaluation de la charge permanente du plancher terrasse (corps creux) 10
Tableau II.4.Evaluation de la charge permanente du plancher courant (Corps creux) 10
Tableau II.5.Evaluation de la charge permanente du plancher terrasse (Terrasse) 11
Tableau II.6. Evaluation de la charge permanente du plancher courant 11
Tableau II.7.prédimensionnement des poutres 13
Tableau II.8.prédimensionnement des poteaux 13
Tableau II.9.calcule de N u 15
Tableau II.10.Tableau des charges permanentes 16
Tableau II.11.Tableau des charges d'exploitations 16
Tableau II.12.Tableau de vérification 17
Tableau II.13.vérifications de coffrage des poteaux 17
Tableau II.14.vérification aux zones nodales 18
Tableau II.15.Zones nodales des poteaux 18
Tableau II.16.calcul l'épaisseur des voiles 19
Tableau III.1.Evaluation des charges de l'acrotère 20
Tableau III.2.: Les efforts 20
Tableau III.3.Les données 21
Tableau III.4.Ferraillage de l'acrotère. 21
Tableau III.5.Charges permanentes et surcharges d'exploitation des poutrelles. 22
Tableau III.6.Nombre des étaiements (pied droits) 23
Tableau III.7.calcule de ferraillage des poutrelles aux travées 27
Tableau III.8.calcule de ferraillage des poutrelles aux appuis 27
Tableau III.9.Vérification à l'E.L.S aux appuis 28
Tableau III.10.vérification de la flèche 28
Tableau III.11.Résultats de dimensionnement 30
Tableau III.12.Evaluation des charges permanentes du palier de repos 30
Tableau III.13.Evaluation des charges permanentes de la paillasse 30
Tableau III.14.Combinaison des charges de l'escalier 31
Tableau III.15.Les armature longitudinales calculées 32
Tableau III.16.Les armatures longitudinales choisi 32
Tableau III.17.Les armatures de répartition 32
Tableau III.18.Espacement des armatures 33
Tableau III.19.Vérification des contraintes normales à l'ELS 33
Tableau III.20.Vérification des contraintes de cisaillement 33
Tableau III.21.Vérification de la flèche à L'ELS 33
Tableau III.22.Calcul des efforts 34
Tableau III.23.Calcul des sections d'acier de la console 34
Tableau III.24.Vérification à l'E.L.S . 35
Tableau III.25.Résultats de dimensionnement 36
Tableau III.26.Evaluation des charges permanentes de la paillasse 36
Tableau III.27.Combinaison des charges de l'escalier 36
Tableau III.28.Les armature longitudinales calculées 38
Tableau III.29.Les armatures longitudinales choisi 38

Tableau III.30.Les armatures de répartition 38
Tableau III.31.Espacement des armatures..... 38
Tableau III.32.Vérification des contraintes normales à l'ELS 39
Tableau III.33.Vérification des contraintes de cisaillement..... 39
Tableau III.34.Vérification de la flèche à L'ELS..... 39
Tableau III.35.Les armature longitudinales calculées..... 41
Tableau III.36.Les armature longitudinales choisi 41
Tableau III.37.Vérification des contraintes normales à l'ELS 42
Tableau III.38.Vérification des contraintes de cisaillement..... 42
Tableau III.39.Vérification de la flèche à L'ELS..... 42
Tableau III.40. Les armature longitudinales calculées..... 43
Tableau III.41. Les armature longitudinales choisi 43
Tableau III.42. Vérification des contraintes normales à l'ELS 44
Tableau III.43. Vérification des contraintes de cisaillement..... 44
Tableau III.44. charge permanente..... 45
Tableau III.45. Les charges concentrées 45
Tableau III.46. Détermination des chargements de la dalle 46
Tableau III.47 .Les armature longitudinales calculées..... 47
Tableau III.48. Les armature longitudinales choisi 47
Tableau III.49.Calcul de moment en service..... 48
Tableau IV.1.Centre de masse et centre de torsion. 51
Tableau IV.2.Calcul de l'excentricité totale..... 52
Tableau IV.3.Excentricité suivant les deux directions. 52
Tableau IV.4.Distribution des sollicitations suivant X. 54
Tableau IV.5.Distribution des sollicitations suivant Y. 54
Tableau IV.6.Facteur de qualité. 55
Tableau IV.7.Le comportement des trois modes..... 55
Tableau IV.8.Coefficient de participation massique 56
Tableau IV.9.Les valeurs de la force sismique 57
Tableau IV.10.Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul. 57
Tableau IV.11.Valeurs des moments de stabilité et de renversement. 58
Tableau IV.12.Vérification des déplacements inter-étage suivant X. 59
Tableau IV.13.Vérification des déplacements inter-étage suivant Y. 60
Tableau IV.14.Vérification de l'effet P-Δ suivant les deux directions 60
Tableau IV.15.Vérification de cisaillement des poutres. 61
Tableau IV.16.Vérification de cisaillement des voiles..... 62
Tableau IV.17.Vérification de l'effort normal réduit. 62
Tableau IV.18.Dimensions finales des éléments..... 63
Tableau V.1.La section calculée d'armatures des poutres 64
Tableau V.2. La section choisie d'armatures des poutres 64
Tableau V.3.Vérification des contraintes des poutres à l'ELS. 65
Tableau V.4.Vérification de section d'armatures des poutres..... 65
Tableau V.5.Vérification préliminaire de la flèche des poutres. 66
Tableau V.6.Vérification de la flèche des poutres. 66
Tableau V.7.Vérification des contraintes de cisaillement. 66
Tableau V.8.La section d'armatures transversales. 67
Tableau V.9.La section d'armatures des poteaux..... 69
Tableau V.10.Vérification des contraintes à l'ELS. 70
Tableau V.11.Vérifications des contraintes de cisaillement dans les poteaux 72
Tableau V.12.La section d'armatures transversales des poteaux. 72

Tableau V.13.les armatures verticale des poteaux 72
Tableau V.14.La section calculée d'armatures verticales des voiles pleins (Suivant x)..... 74
Tableau V.15.La section choisie d'armatures verticales des voiles pleins (Suivant x)..... 75
Tableau V.16.La section calculé d'armatures verticales des voiles avec ouverture (suivant x) 75
Tableau V.17.La section choisi d'armatures verticales des voiles avec ouverture (suivant x)..... 75
Tableau V.18.La section calculée d'armatures verticales des voiles pleins (Suivant y)..... 76
Tableau V.19.La section choisie d'armatures verticales des voiles pleins (Suivant y)..... 76
Tableau V.20.La section calculé d'armatures verticales des voiles avec ouverture (suivant y) 76
Tableau V.21.La section choisi d'armatures verticales des voiles avec ouverture (suivant y)..... 77
Tableau V.22.Vérification des contraintes des voiles (Suivant x). 77
Tableau V.23.Vérification des contraintes des voiles (Suivant y). 78
Tableau V.24.Vérification des contraintes de cisaillement des voiles (Suivant x) 78
Tableau V.25.Vérification des contraintes de cisaillement des voiles (Suivant y) 79
Tableau V.26.La section d'armatures horizontales des voiles (Suivant x). 80
Tableau V.27.La section d'armatures horizontales des voiles (Suivant y). 81
Tableau V.28.Détermination des sollicitations. 83
Tableau V.29.Ferraillages des armatures diagonales. 83
Tableau V.30.Ferraillages minimales..... 84
Tableau V.31.Détermination des sollicitations. 84
Tableau V.32.Ferraillages des armatures longitudinales..... 84
Tableau VI.1.Dimensionnement des semelles isolées à l'ELS. 87
Tableau VI.2.Dimensionnement des semelles filantes à l'ELS. 88
Tableau VI.3.Vérification des contraintes sous la semelle filante à l'ELS. 89
Tableau VI.4.Vérification de la stabilité au renversement. 89
Tableau VI.5.Vérification du chevauchement entre les semelles filantes..... 89
Tableau VI.6.Dimensionnement de la poutre de libage. 90
Tableau VI.7.Vérification l'excentricité des semelles filantes sous voiles..... 91
Tableau VI.8.Ferraillages des semelles filantes sous un voile. 91
Tableau VI.9.Vérification l'excentricité des semelles filantes sous un poteau. 92
Tableau VI.10.Ferraillages des armatures principales de la semelle. 92
Tableau VI.11.Détermination des valeurs de (q) de la poutre de libage. 92
Tableau VI.12.Détermination des sollicitations de la poutre de libage..... 92
Tableau VI.13.Calcul des armatures longitudinales de la poutre de libage à L'ELU. 93
Tableau VI.14.Vérifications des armatures longitudinales de la poutre de libage à l'ELS. 93
Tableau VI.15.Calcul des armatures transversales de la poutre de libage 93
Tableau VI.16.vérification de contrainte à l'ELS 94
Tableau VI.17.La section d'armatures longitudinales des nervures 96
Tableau VI.18.Vérification des contraintes à l'ELS. 96
Tableau VI.19.La section d'armatures transversales des nervures 96
Tableau VI.20.La section d'armatures de radie 97
Tableau VI.21.Vérification des contraintes à l'ELS. 97
Tableau VI.22.Evaluation des charges (la poussée des terres)..... 98
Tableau VI.23.Armatures suivant l'axe (X) et l'axe (Y). 99
Tableau VI.24.Espacement des armatures suivant l'axe (X) et l'axe (Y). 99
Tableau VI.25.Vérification des contraintes normales (à l'ELS) et de cisaillement (à l'ELU). 99
Tableau VI.26.Armatures longitudinales. 100
Tableau VI.27.Armatures transversales. 100
Tableau VI.28.Vérification des contraintes normales (à l'ELS) et de cisaillement (à l'ELU). 100

NOTATIONS

✓ MAJISCULES ROMAINES :

A : Section d'acier tendu.

A' : Section d'acier comprimé.

$Amax, Amin$: : Section d'acier maximale et minimale.

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

At : Section d'armatures verticales.

Ah : Section d'armatures horizontales.

Ac : Section d'armatures en partie courante (armatures de peau).

AD : Section d'armatures diagonales.

B : Aire du béton.

Br : Section réduite du béton d'un poteau.

Bt : Section de la partie tendue.

Lt: Largeur de la section tendue.

ELS : Etat Limite de Service.

ELU : Etat Limite Ultime.

Ev : Module de déformation longitudinale différée du béton.

Ei : Module de déformation longitudinale instantanée du béton.

Es : Module de déformation longitudinale de l'acier.

I : Moment d'inertie.

Ie : Moment d'inertie équivalent.

M : Moment fléchissant.

Mt: Moment fléchissant en travée d'une poutre.

Ma : Moment fléchissant en appui d'une poutre.

Mu : Moment fléchissant à l'ELU.

$Mser$: Moment fléchissant à l'ELS.

N : Effort normal.

$Nser$: Effort normal à l'ELS service.

Nu : Effort normal à l'ELU.

Tu : Effort tranchant à l'ELU.

G : Charge permanente.

Q : Charge d'exploitation.

E : Charge sismique.

W: poids.

- ✓ **MINISCULES 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.)

$c,'$: Enrobage supérieur et inférieur.

d : Hauteur utile d'une section.

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,

St : Espacement de cours d'armature transversale.

Sh : Espacement de cours d'armature horizontale.

Sv : Espacement des armatures verticales.

- ✓ **MAJUSCULES GRECQUES :**

Δ : Variation.

Σ : sommation.

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

- ✓ **MINISCULES GRECQUES :**

α: Angle.

γ : Coefficient de sécurité.

ε: Déformation relative.

η: Coefficient de fissuration.

λ: Élancement mécanique.

μ: Coefficient de frottement.

ν: Coefficient de POISSON.

ρ : Rapport de deux dimensions

ζ : Contrainte normale.

η : Contrainte tangentielle.

δ: Déplacement d'un niveau.

- ✓ **Autres notations**

A.N : Axe neutre.

CV : Condition vérifiée.

C.N.V : Condition non vérifiée.

INTRODUCTION GENERALE

La conception parasismique d'une structure est un problème relativement complexe vu la nécessité de respecter les exigences de sécurité imposées par les règlements. En revanche, il ne faut pas oublier le côté économique lié aux coûts des matériaux de construction pour minimiser les dépenses et obtenir ainsi le meilleur rapport sécurité/prix.

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

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

A cet effet, notre travail consiste à étudier un bâtiment en Un sous-sol + Un rez-de-chaussée (RDC) + cinq étages, implanté à Médéa qui fait partie des zones de moyen sismicité (zone IIb). Le bâtiment est constitué par des portiques (poteaux-poutres) contreventé par des voiles en béton armé. Après une introduction générale, cette étude se décompose en six chapitres :

- Le premier chapitre est dédié à la présentation complète du bâtiment, la définition des différents éléments et le choix des matériaux à utiliser.
- Le deuxième chapitre est consacré à la détermination des actions verticales affectant la structure et le prédimensionnement des éléments structuraux du bâtiment.
- Le troisième chapitre est dédié au calcul des éléments non structuraux (l'acrotère, l'escalier, les poutrelles et les dalles pleines).
- Le quatrième chapitre consiste à l'application de la méthode dynamique pour déterminer les charges sismiques (horizontales).
- Le cinquième chapitre s'attache au calcul du ferraillage des éléments structuraux (poutres, poteaux, voiles).
- Le sixième chapitre est consacré au calcul de l'infrastructure (type, dimensions et ferraillages).

A la fin, nous clôturons ce travail par une conclusion générale.

CHAPITRE I : PRESENTATION DE L'OUVRAGE.

I.1. INTRODUCTION

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

I.2. DESTINATION ET SITUATION

Le projet qui nous a été confié par le bureau d'études techniques et architecturales Aisaoui Abd el Rahmane consiste à étudier et à calculer les éléments résistants d'une structure en béton armé d'un bâtiment à multi-usages (habitation avec parking et locaux administratifs). Ce bâtiment a une forme irrégulière, comportant : Un sous-sol + Un rez-de-chaussée (RDC) + cinq étages. Il sera implanté à Médéa, classée comme une zone de moyen sismicité (zone II_b) selon le règlement parasismique algérien (RPA99) version 2003[1]. Notre étude sera conforme aux exigences des règles de conception et de calcul des structures en béton armé (CBA93)[2], ainsi qu'au RPA99[1].

I.3. CARACTERISTIQUE GEOMETRIQUES DE L'OUVRAGE

I.3.1. Dimensions en plan

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

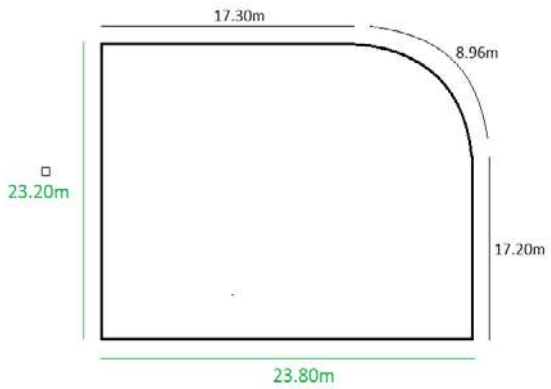


Figure I.1.Présentation des dimensions en plan du bâtiment étudié.

I.3.2. Dimensions en élévation

Les dimensions du bâtiment en élévation sont les suivantes :

- Hauteur de sous-sol :.....2.72.
- Hauteur de RDC :.....4.76.
- Hauteur des étages courants :.....3.23.
- Hauteur totale du bâtiment :.....20.91.

I.4. CONCEPTION DE LA STRUCTURE

I.4.1. Ossature de l'ouvrage

Notre bâtiment a une hauteur dépassant 11 m, alors les RPA99 [1], préconise un système de contreventement assuré par des voiles et des portiques pour assurer la stabilité de l'ensemble sous l'effet des actions verticales et horizontales. Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales. Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que leurs interactions à tous les niveaux. Les portiques doivent reprendre, en plus des sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25 % de l'effort tranchant d'étage.

I.4.2. Planchers

On a utilisé deux types de planchers : à cops creux et à dalle pleine. Leur rôle est de résister aux charges verticales et les transmettre aux éléments porteurs de la structure, notamment les poutres et les poteaux.

I.4.3. Maçonnerie

La maçonnerie du bâtiment sera exécutée en briques creuses. Pour les murs extérieurs (double cloison), ils seront en deux cloisons en briques creuses de 10 cm d'épaisseur, séparées par une lame d'air de 10 cm. Par contre, les murs intérieurs seront en simple cloison de même type de briques.

I.4.4. L'acrotère

L'acrotère est un élément secondaire de la structure composé essentiellement en béton armé. Son rôle principal est la protection contre l'infiltration des eaux pluviales. Au

niveau de la terrasse, la structure est entourée d'un acrotère conçu en voile de 60 cm de hauteur et 10 cm d'épaisseur.

I.4.5. Escalier

- La circulation entre les étages de notre bâtiment est assurée par un escalier à deux volets avec un coint tournent.
- La circulation verticale entre le sous sol et le RDC est assurée par un escalier droit à trois volets.

I.5. CARACTERISTIQUE MECANIQUES DES MATERIAUX

Les caractéristiques des matériaux utilisés dans la construction seront conformes aux règles techniques CBA93.

I.5.1. Béton

Le béton est constitué par un mélange hétérogène des matériaux inertes : sable et gravier, appelés « granulats », avec du ciment et de l'eau propre, sans matières organiques. Il devrait être facile à la fabrication et à la mise en œuvre sur chantier. Il se caractérise par une bonne résistance à la compression et aux actions climatiques. Ainsi, une faible résistance à la traction. Il doit tenir compte des exigences de résistance et durabilité.

La composition du béton adoptée sera déterminée en fonction de granulats et ciment disponible. En fait, il y a plusieurs méthodes de formulation des bétons, en l'occurrence la méthode de Dreux et Gorisse [3].

I.5.2. Ciment

Le choix du dosage et de la classe du ciment doit être en fonction de la nature et de l'importance de l'ouvrage à construire. En raison environnementale, on utilisera un ciment portland composé (CPJ) classe CM II 42.5 pour minimiser le dégagement de CO_2 dans l'air en réduisant la quantité de clinker utilisée.

I.5.3. Granulats

On va utiliser un sable roulé de classe (0/3), éventuellement corrigé par un sable concassé (0/5). Cependant, trois classes de gravier seront envisagées : 3/8, 8/15 et 15/25 pour avoir une répartition granulométrique continue.

I.5.4. Béton armé

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

I.5.4.1. Résistance du béton

C'est le pouvoir d'un matériau de résister à la destruction sous l'action de contraintes dues à un chargement de compression ou de traction.

I.5.4.1.1. Résistance caractéristique à la compression

Dans le cas courant, le béton est défini au point de vue mécanique par sa résistance à la compression à vingt-huit jours d'âge (f_{c28}). Cette résistance est mesurée par l'écrasement des cylindres (ϕ = 16 cm et H = 32 cm) en béton. Pour des bétons d'un âge « J » inférieur à 28 jours, la résistance caractéristique à la compression est donnée par les formules suivantes :

$$f_{cj} = \begin{cases} \dfrac{j}{4.76 + 0.83j} x f_{c28}, & f_{c28} \leq 40\ MPa \\ \dfrac{j}{1.4 + 0.95j} x f_{c28}, & f_{c28} > 40\ MPa \end{cases}$$

Lorsque l'âge du béton dépasse les 28 jours, on peut admettre une résistance au plus égale à $1.10\, f_{c28}$ à condition que le béton ne soit pas traité thermiquement.

I.5.4.1.2. Résistance caractéristique à la traction

La résistance à la traction du béton à "j" jours, désignée par " f_{tj} " pourrait être déterminée en traction directe ou par fondage, mais le plus souvent est par flexion. La valeur de f_{tj} est déduite de celle à la compression par le biais de la relation suivante[2] :

$f_{tj} = 0{,}6 + 0{,}06\, f_{cj}$ avec : f_{cj} et f_{tj} en [MPa]

I.5.4.2. Coefficient de Poisson (υ)

Selon le CBA93 [2], le coefficient de poisson est donné par la relation suivante :

$$\frac{Allongement\ dans\ le\ sens\ transversal}{Raccourcissement\ longitudinal} = \frac{\Delta_a / a}{\Delta_l / l}$$

Pour les pièces courtes sollicitées en flexion simple (Flambement transversal "Δ_a" raccourcissement longitudinal "Δ_l"). Selon le CBA93 [2], sa valeur est fonction de l'état limite considéré :

$\nu = 0{,}2$ pour le calcul des déformations à l'état limite de service (ELS);

$\nu = 0$ pour le calcul des sollicitations à l'état limite ultime (ELU).

I.5.4.3. Module de déformation longitudinale

Pour un chargement d'une durée d'application inférieure à 24 heures, le module de déformation instantané (Eij) du béton est pris égal à : [2]

$$E_{ij}(MPa) = 11000(f_{cJ})^{1/3}$$

Pour des charges de longue durée d'application, le module de déformation différé du béton (Evj) est pris égal à : [2]

$$E_{vj}[MPa] = \frac{E_{ij}}{3} \qquad \text{soit :} \quad E_{vj} = 3700(f_{cj})^{1/3} MPa$$

I.5.5. Acier

L'acier utilisé dans le béton armé se distingue du reste des aciers par sa forme géométrique et sa nuance. Sa surface externe pourrait être lisse ou rugueuse, selon le type d'acier. Les différents types d'acier utilisés dans la structure en béton armé de notre ouvrage sont résumés dans le tableau I.2 :

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

Nature	Utilisation	Nuance	Diamètre (mm)
Rond lisse (RL)	Armatures transversales	FeE 235	$\phi 6$
Barre à haute adhérence (HA)	Armatures longitudinales	FeE 400	$HA \geq 8$
Treillis soudé	Table de compression	TLE 520	$0 \leq \phi \leq 6$

Expérimentalement, le règlement CBA93 [2] prévoit que la valeur du module d'élasticité longitudinale de l'acier est pratiquement constante quelque soit la nuance de l'acier utilisé qui est égale à : $E_s = 2x10^5 MPa$. Il est à noter que le caractère mécanique servant de base aux justifications est la limite d'élasticité garantie Fe et les armatures doivent être conformes aux textes réglementaires en vigueur.

I.6. PRINCIPE DE CALCUL DU CBA 93

Il existe deux états limites :

Etat limite ultime (ELU) basé sur :

1. Equilibre statique ;
2. L'ouverture des fissures ;
3. La stabilité de forme.

Etat limite de service (ELS) basé sur :

1. La compression du béton.
2. L'ouverture des fissures.
3. La déformation.

Le détail des hypothèses de calcul est illustré dans le document technique CBA93 [2], tout en adoptant les valeurs standards suivantes pour notre étude :

- ✓ La résistance du béton à la compression à 28 jours est : fc28 = 25 MPa.
- ✓ La résistance du béton à la traction est : ft28 = 2,1 MPa.
- ✓ Le module d'élasticité différé de béton est : Evj = 10819 MPa.
- ✓ Le module d'élasticité instantané de béton est : Eij = 32456,6 MPa.

Pour les armatures de l'acier :

- ✓ Longitudinales : HA « fe = 400MPa »
- ✓ Transversales : RL « fe=235 MPa »
- ✓ Treillis soudés (de la dalle de compression) : HA « fe = 500MPa ».

CHAPITRE II : PRE DIMENSIONNEMENT

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[1] et du CBA93[2]. Les résultats obtenus ne sont pas définitifs, ils peuvent être modifiés après vérifications dans la phase de calcul.

II.2. PRE DIMENSIONNEMENT DES PLANCHERS

Pour notre bâtiment, deux types de planchers sont utilisés :

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

II.2.1. Plancher à corps creux

L'épaisseur du plancher se calcule à l'aide des deux formules suivantes :

$$L/20 \geq ht \geq L/25 \Rightarrow ht \geq L/22{,}5$$

Avec :

L : la portée la plus longue de la poutrelle mesurée à (nus des appuis).

- Pour le cas de notre structure, nous avons : L = 6,00 m.

$$570/20 \geq ht \geq 570/25 \Rightarrow 28{,}5\ cm \geq ht \geq 22{,}8\ cm.$$

$$ht \geq 570/22{,}5 \Rightarrow ht \geq 25{,}33\ cm.$$

On choisit : $ht = 26$ cm, on adoptera donc un plancher à corps creux du type (20+6).



Figure II.1.Pré dimensionnement du plancher à corps creux.

II.2.2. Les dalles pleines

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

II.2.2.1. Critère de résistance

- dalle reposant sur 3 ou 4 appuis :

$$(Lx/50) \leq ep \leq (L\,x\,/40)$$

- dalle reposant sur deux appuis :

$$(\,Lx\,/\,35\,) \leq ep \leq (\,Lx\,/\,30)$$

où : ep : épaisseur de la dalle.

L : la plus grande portée mesurée entre nu.

II.2.2.2. Sécurité contre l'incendie

- ep = 7cm : peut assurer un coupe-feu d'une heure.
- ep = 11cm : peut assurer un coupe-feu de deux heure.

II.2.2.3. Condition d'isolation acoustique : ep ≥ 15 cm.

- ✓ Critère de résistance $415/50 \le ep \le 415/40 \Rightarrow 8{,}3 \le ep \le 10{,}375$
- ✓ La sécurité contre l'incendie : ep = 11cm
- ✓ Condition d'isolation acoustique : ep = 15 cm

Pour la dalle plaine on adoptera : $\mathbf{e_p = 15cm.}$

II.2.2.4. Condition de la flèche

- Si $L \le 5m \Rightarrow f \le \frac{L}{500}$.
- Si $L > 5m \Rightarrow f \le \frac{L}{1000} + 0.05$

II.3. ÉVALUATION DES CHARGES PERMANENTES ET CHARGES D'EXPLOITATIONS [4]

II.3.1. Maçonnerie

II.3.1.1. Murs intérieurs (simple cloison)

Tableau II.1.Charge permanente de mur simple cloison.

N	Composants	Épaisseur (m)	Poids volumiques (KN/m^3)	Poids surfaciques (KN/m^2)
1	Enduit en ciment	0.02	18	0.36
2	Brique creuse	0.10	9	0.90
3	Enduit en ciment	0.02	18	0.36
			G	**1.62**

II.3.1.2. Murs extérieurs (double-cloison)

Tableau II.2charge permanent de mur double-cloison

N	Composants	Épaisseur (m)	Poids volumiques (KN/m^3)	Poids surfaciques (KN/m^2)
1	Enduit en ciment	0.02	18	0.36
2	Brique creuse	0.10	9	0.90
3	Lame d'aire	0.10	-	-
4	Brique creuse	0.10	9	0.90
5	Enduit en ciment	0.02	18	0.36
			G	**2.52**

II.4. ÉVALUATION DES CHARGES PERMANENTES ET CHARGES D'EXPLOITATIONS [4]

II.4.1. Plancher corps creux

II.4.1.1. Plancher terrasse

- **Charges permanente**

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

№	Composants	Épaisseur (m)	Poids surfacique (kN/m^2)
1	Gravillon roulé (8/15)	0,05	1,00
2	Étanchéité multicouche	0,02	0,12
3	Papier kraft	-	0,05
4	Forme de pente	0,14	2,20
5	Film polyane	-	0,01
6	Liège (isolant thermique)	0,04	0,16
7	Pare vapeur	0,01	0,06
8	Planche corps creux	0,20+0,06	3,40
9	Enduit de ciment	0,02	0,36
		G	**7,36**

- **Charge d'exploitation**

Terrasse inaccessible $Q = 1\ \text{kN/m}^2$.

II.4.1.2. Plancher courant

- **Charges permanentes**

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

№	Composants	Épaisseur (m)	Poids surfacique (kN/m^2)
1	Carrelage	0,02	0,44
2	Mortier de pose	0,02	0,40
3	Planche corps creux	0,20+0,06	3,40
4	Enduit de ciment	0,02	0,36
5	Mur simple cloison	0,10	1,62
		G	**6,22**

- **charges d'exploitation**

Bloc multi : $Q_1 = 2,5$ kN /m^2 (Bureaux)

$Q_2 = 2,5$kN /m^2 (Parking)

$Q_3 = 1,5$ kN/m^2 (habitation)

II.4.2. Dalle pleine

II.4.2.1. Terrasse

Tableau II.5.Evaluation de la charge permanente du plancher terrasse (Terrasse)

№	Composants	Épaisseur (m)	Poids surfacique (kN/m^2)
1	Gravillon roulé (8/15)	0,05	1,00
2	Etanchéité multicouche	0,02	0,12
3	Papier Kraft	-	0,05
4	Forme de pente	0,10	2,20
5	Film polyane	-	0,01
6	Liège (isolant thermique)	0,04	0,16
7	Pare vapeur	0,01	0,06
8	Dalle pleine	0,15	3,75
9	Enduit de ciment	0,02	0,36
		G	**7,71**

II.4.2.2. Etage courant

Tableau II.6. Evaluation de la charge permanente du plancher courant

№	Composants	Épaisseur (m)	Poids surfacique (kN/m^2)
1	Carrelage	0,02	0,44
2	Mortier de pose	0,04	0,40
3	Dalle pleine	0,15	3,75
4	Enduit de ciment	0,02	0,36
5	Mur simple cloison	0,10	1,62
		G	**6,57**

II.5. PRDIMENSIONNEMENT DES POUTRES

Les poutres sont des éléments structuraux horizontaux chargés de la transmission des charges verticales et horizontales aux éléments porteurs (poteaux et voiles). Elles sont dimensionnées d'après les conditions de résistance et de la flèche, imposées par les règles (CBA 93) [2].

- ✓ b: largeur de la base de la poutre.
- ✓ h: hauteur totale de la poutre.
- ✓ L : la plus grande portée mesurée à nu d'appuis.

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

- (portée max)/15 ≤ h ≤ (portée max)/10

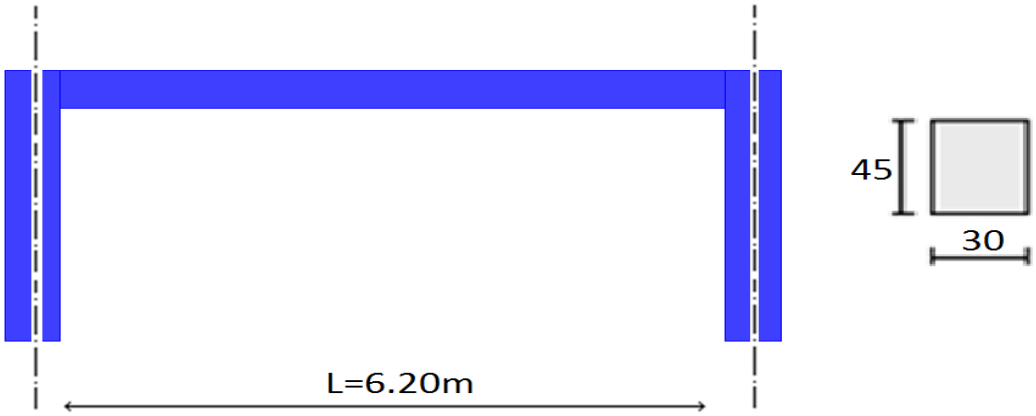


Figure.II.2.Dimensionnement de la poutre

- 0.3h ≤ b ≤ 0.7h

Les dimensions minimales de poutres exigées par le Règlement RPA99 Version 2003 [1] en zone II_b sont:

- h ≥ 30cm
- b ≥ 20 cm
- h/b ≤ 4
- $b_{max} \leq 1.5+b1$

-Nous choisissons le sens longitudinal (parallèle à X-X) comme sens porteur.

- Les poutrelles des planchers à corps creux sont parallèles à Y-Y.

Tableau II.7.prédimensionnement des poutres

	poutres principals	poutres secondaires
Conditions de résistance	L_{max}= 6,10 m ⇒ 40,66cm≤ h≤61cm on adopte h = **45** cm 13,5 cm ≤ b ≤31,5cm on adopte b = **30** cm	L_{max} = 5,6m ⇒ 37,33 cm ≤ h ≤56cm on adopte h = **40** cm 12 cm ≤ b ≤ 28 cm on adopte b = **30** cm
Vérification selon le RPA 99	h=45cm≥30cm ; b=30cm≥20cm h/b=1,50	h=40cm≥30cm ; b=30cm≥20cm h/b=1,33≤ 4
Condition de rigidité (h/L ≥ 1/16)	(h/L=0,072) ≥ (1/16=0,0625) (condition vérifie)	(h/L=0,0701) ≥ (1/16=0,0625) (condition vérifie)
Conclusion	h = **45**cm ; b = **30**cm	h = **40**cm ; b = **30** cm

II.6. PREDIMENSIONNEMENT DES POTEAUX

Ce sont des éléments porteurs verticaux en béton armé, ils constituent les points d'appuis pour transmettre les charges aux fondations, on peut prédimensionner les poteaux, en utilisant un calcul basé sur la descente des charges permanentes et d'exploitation à l'état limite ultime (N_u=1,35G+1,5Q).

- **Le poteau le plus sollicité** est **(D-2).**

II.6.1. Dimensions des poteaux

- MIN (b_1, h_1) ≥ 30cm

Tableau II.8.prédimensionnement des poteaux

Niveau d'étage		5eme	4eme	3eme	2eme	1er	RDC	Sous-sol
Dimension du Poteau	b_1 (cm)	40	40	45	45	50	50	50
	h_1 (cm)	40	40	45	45	50	50	50

II.6.1.1. Calcul de la longueur de flambement L_f

Le règlement CBA93 [2] définie la longueur de flambement L_f comme suit :

- 0.7×L_0 : si le poteau est à ses extrémités.
- L_0 : dans les autres cas.

II.6.1.2. Calcul de l'effort *Nu*

L'effort normal admissible est :

$$\mathbf{N_{ultime}} \le \left(\frac{\mathbf{B_r}\, f_{c28}}{\mathbf{0.9}\gamma_b} + \mathbf{A}\frac{f_e}{\gamma_s} \right).\boldsymbol{\alpha}$$

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

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

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

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

avec: $\lambda = \dfrac{\mathbf{L}_f}{\mathbf{i}}$ **:** C'est l'élancement mécanique.

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

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

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

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

Tableau II.9.calcule de N u

Niveau	section(cm²)	lf(m)	i	λ	Br(cm²)	As(cm²)	α	$\bar{N}_u$ (kN)
5	40*40	2,26	0,12	19,58	1444	1,60	0,80	2181,05
4	40*40	2,26	0,12	19,58	1444	1,60	0,80	2181,05
3	45*45	2,26	0,13	17,41	1849	2,03	0,81	2830,55
2	45*45	2,26	0,13	17,41	1849	2,03	0,81	2830,55
1	50*50	2,26	0,14	15,66	2304	2,50	0,82	3556,91
RDC	50*50	3,33	0,14	23,08	2304	2,50	0,78	3404,53
S.SOL	50*50	1,90	0,14	13,19	2304	2,50	*0,83*	3596,09

II.6.2. Détermination des charges et surcharges

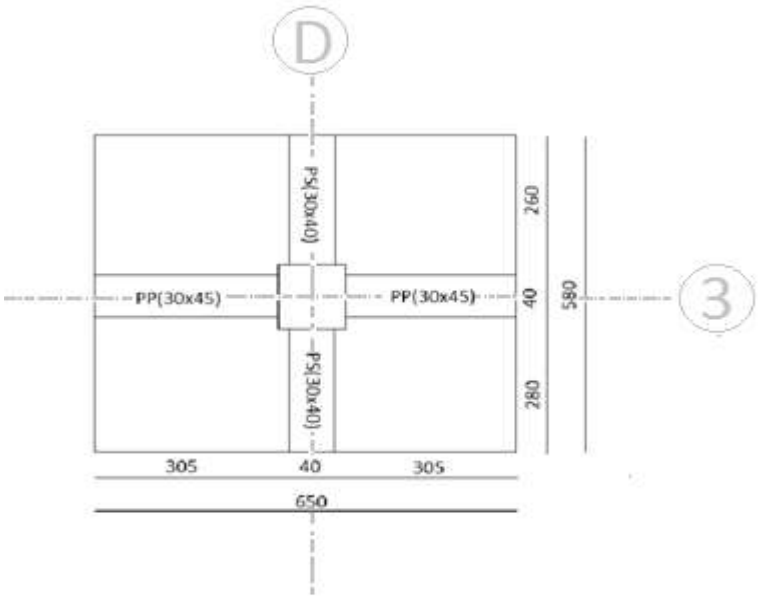


Figure II.3.représentation du poteau le plus sollicité

- Surface du plancher revenant au poteau:

$S_p=(6,50-0,40)\times(5,80-0,40) \Rightarrow \mathbf{S_p=32,94\ m^2}$

- Surface totale:

$S_t=(3,25+3,25)\times(2,8+3) \Rightarrow \mathbf{St=37,70\ m^2}$

II.6.2.1. Descente des charges

On calcule les charges permanentes et les charges d'exploitation reprises par un poteau intermédiaire le plus sollicité.

II.6.2.1.1. Charges Permanente

Tableau II.10.Tableau des charges permanentes

Étage	$G_{plancher}$ (KN)	G_{poteau} (KN)	$G_{poutre.p}$ (KN)	$G_{poutre.s}$(kN)	G_{total}(KN)	G_{cumul} (KN)
5ème	262,20	11,12	20,93	16,50	310,75	310,75
4ème	224,65	11,12	20,93	16,50	273,20	583,94
3ème	224,65	14,07	20,93	16,50	276,15	860,09
2ème	224,65	14,07	20,93	16,50	276,15	1136,24
1er	224,65	17,38	20,93	16,50	279,45	1415,69
RDC	224,65	26,94	20,93	16,50	289,01	1704,71
Sous-sol	224,65	14,19	20,93	16,50	276,26	1980,97

II.6.2.1.2. Charges d'exploitation

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

$$Q_0 + \frac{3+n}{2n}\left(Q_1 + Q_2 + ... + Q_n\right)$$

Avec :

- ✓ n : Nombre d'étage on démarre de haut en bas (le premier étage est ''0'').
- ✓ Q_0 : La charge d'exploitation sur la terrasse.
- ✓ Q_1, Q_2,……, Q_n : Les charges d'exploitations des planchers respectifs.

On utilise le $\frac{3+n}{2n}$ à partir du cinquième étage

Tableau II.11.Tableau des charges d'exploitations

étage	Q (kN)		$\frac{3+n}{2n}$	Q_{cumule} (kN)
5eme	Q_0 =	37,70	0	37,70
4eme	Q_1 =	56,55	1	94,25
3eme	Q_2 =	56,55	0,95	145,15
2eme	Q_3 =	56,55	0,90	190,39
1er	Q_4 =	94,25	0,85	262,02
RDC	Q_5 =	94,25	0,80	324,22
Sous-sol	Q_6 =	94,25	0,75	377

- Effort normal de résistance :

$$\begin{cases} N_u = 1{,}35G + 1{,}5Q \\ \overline{N}_u = N_u + 10\% N_u = 1{,}1 N_u \end{cases}$$

Tableau II.12.Tableau de vérification

niveau	$G_{cumulé}$ (KN)	$Q_{cumulé}$(KN)	N_u (KN)	$1.1N_u$ (KN)	$\overline{N}_u$ (kN)	$1.1N_u \leq \overline{N}_u$
5^{eme}	310,74	37,7	476,05	523,66	2181,05	OUI
4^{eme}	583,94	94,25	929,69	1022,66	2181,05	OUI
3^{eme}	860,09	145,14	1378,84	1516,72	2830,55	OUI
2^{eme}	1136,24	190,38	1819,50	2001,45	2830,55	OUI
1^{er}	1415,69	262,01	2304,20	2534,62	3556,91	OUI
RDC	1704,70	324,22	2787,68	3066,45	3404,53	OUI
Sous-sol	1980,96	377	3239,80	3563,79	3596,09	OUI

II.6.2.2. Vérification selon le(RPA99v2003) [1]

D'après le RPA99v2003, les clauses suivantes doivent être vérifiées :

Tableau II.13.vérifications de coffrage des poteaux

Condition à vérifier	Application de condition	Vérification
Min (b, h) ≥ 30 cm	Min (b, h) = 40cm ≥ 30 cm	Oui
Min (b, h)≥ he /20	Min (b, h) =40cm≥ (he/20) = (3,23 – 0,45)/20=13,90cm	Oui
0,25 ≤ (b/h) ≤ 4	0,25 ≤ (b/h)=1 ≤ 4	Oui

II.6.2.3. Vérification aux zones nodales

Il nous reste à vérifier :

- ✓ $b_{max} \leq 1.5h_1+b_1$
- ✓ $d \leq Max\ (b_1/2;h_1/2)$

Tableau II.14.vérification aux zones nodales

poteaux	b_{max}(cm)	h_1(cm)	b_1(cm)	$\boldsymbol{bmax}$Erreur ! Signet non défini. $\leq 1.5h1 + b1$	d(cm)	$Max\left(\frac{b1}{2};\frac{h1}{2}\right)$	$d \leq Max\left(\frac{b1}{2};\frac{h1}{2}\right)$
40	30	40	40	Oui	5	20	Oui
50	30	50	50	Oui	10	25	Oui

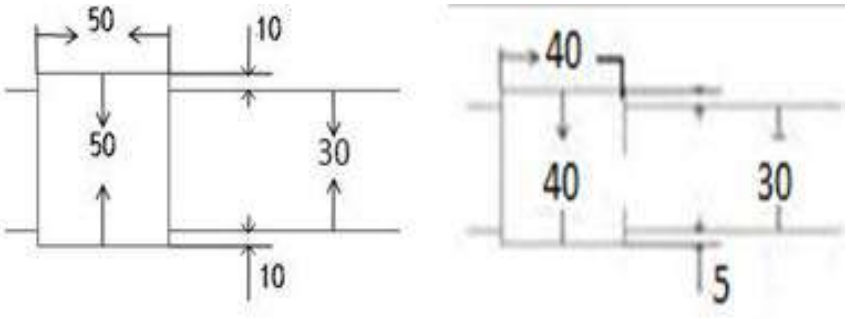


Tableau II.15.Zones nodales des poteaux

- Les sections de prédimensionnement des poteaux de tous les niveaux sont suffisantes par rapport aux efforts normaux ultimes (due aux charges statiques), et satisfaites aux conditions du RPA99 version 2003[1].

II.7. PREDIMENSIONNEMENT DES VOILES

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 he et des conditions de rigidité aux extrémités.

-Dans notre cas on a :

H : la hauteur d'étage.

- he= H-0,45.
- a ≥ MAX(15 cm ; he/25; he/22; he/20).

Tableau II.16.calcul l'épaisseur des voiles

Niveau	h_e	ép. Cas1	ép. Cas2	ép. Cas3	ép. Choisi
5éme	2,78	13,9	11,12	12,636	20
4éme	2,78	13,9	11,12	12,636	20
3éme	2,78	13,9	11,12	12,636	20
2éme	2,78	13,9	11,12	12,636	20
1ér	2,78	13,9	11,12	12,636	20
RDC	4,31	21,55	17,24	19,591	20
S.SOL	2,27	11,35	9,08	10,318	20

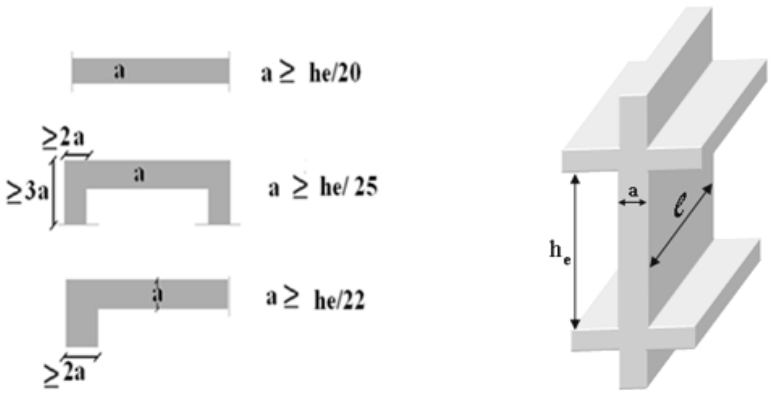


Figure II.4.Coupe de voile en plan et voile en 3D

CHAPITRE III : CALCUL 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 assimilé à une console encastrée au plancher terrasse, soumis à son poids propre et à une surcharge de 1 kN/m due à la main courante. Le calcul se fait pour une bande de **1m.**

III.2.1. Evaluation des charges et surcharges

Tableau III.1.Evaluation des charges de l'acrotère.

Charges permanentes G (kN/ml)	[(0,6×0,1)+(0,15×0,1)]×25×1=1,875
Charges d'exploitations (kN/ml)	Q=1

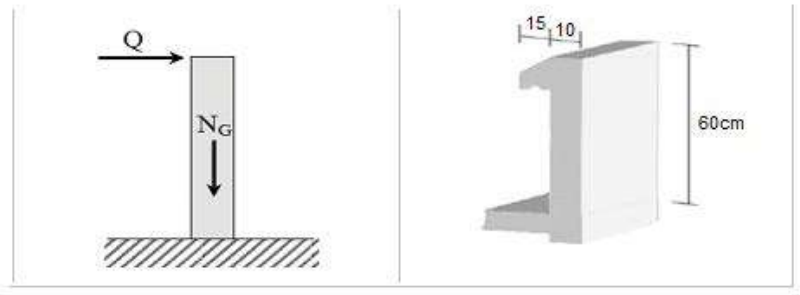


Figure III.1.Schéma statique de l'acrotère.

III.2.2. Calcul des efforts

Tableau III.2.: Les efforts

	E.L.U	E.L.S
Effort normal : Nu (kN)	1,35 * G= 2,50	G = 1,875
Effort tranchant : Tu (kN)	1,5 * Q = 1,5	Q = 1
Moment d'encastrement : Mu(kN.m)	1,5 * Q * h ==0,9	Q * h = 0,6

Le calcul du ferraillage se fera en flexion composée et en situation durable.

Tableau III.3.Les données

Données			
f_{c28}	25 MPa	h	10
f_{t28}	2,1 MPa	d	7,5
f_e	400 MPa	c	2,5
$\sigma_{b\ adm}$	14,2 MPa	c’	2,5
$\sigma_{s\ adm}$	348 MPa	b	100

III.3. FERRAILLAGE DE L'ACROTERE

Tableau III.4.Ferraillage de l'acrotère.

A (cm^2)	A' (cm^2)	Achoisie (cm^2)	Arép (cm^2)	Arép choisie (cm^2)	Sv (cm)	Srép (cm)
4,40	0	7HA10= 5,50	1,38	4HA8=2,01	15	18

III.3.1. Vérification de la contrainte de cisaillement

On doit vérifier que : $\tau_u \leq \tau$ telles que :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{1{,}5 \times 10^3}{1000 \times 75} = 0.02\ MPa$$

$\overline{\tau}$ =min$\left[0.15\frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4MPa\right]$=2,5 MPa (la fissuration est préjudiciable**)**

D’où alors : τ =0.02 MPa ≤ $\overline{\tau}$=2.5 MPa (CV)

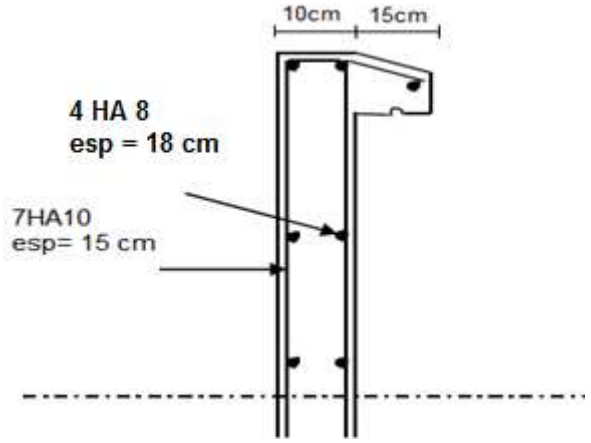


Figure III.2.Ferraillage de l'acrotére

III.4. LES POUTRELLES

Les poutrelles sont préfabriquées, la surface revenant à chaque poutrelle est S = 0,65×L, on dispose les poutrelles dans le sens de la petite portée, le calcul des poutrelles se fait en deux étapes :

- ❖ Avant coulage.
- ❖ Après coulage.

III.4.1. Dimensionnement des poutrelle

$B_0 = L - L_0 = 65 - 53 = 12\ cm$

B_0 : Largeur de la poutrelle.

L et L_0 sont les dimensions du corps creux.

III.4.2. avant coulage

La poutrelle avant coulage est une poutre isostatique ayant les charges suivantes:

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

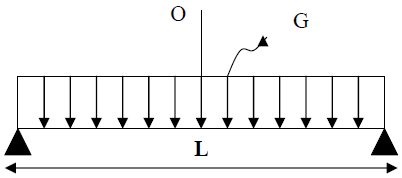


Figure III.3.Poutrelle avant coulage

III.4.2.1. Evaluation des charges et sur charges

- ➢ **Charges permanentes**

Tableau III.5.Charges permanentes et surcharges d'exploitation des poutrelles.

La travée L (m)	Q (KN)	G (kN/ml)	
6,00	**3,00**	Poids de poutrelle	poids du corps creux
		0,12×0,04×25 = 0,12	0,65×1 = 0,65
		0,77	

- **Calcul des moments**

Moments (kN.m)
$M_G = \frac{G\,L^2}{8} = 3{,}47$
$M_Q = \frac{Q\,L}{4} = 4{,}5$
$M_u = 1.35M_G + 1{,}5M_Q = 11{,}43$

$$\mu = \frac{M_u}{\overline{\sigma_b} \times b \times d^2} = \frac{11{,}43 \times 10^6}{14{,}2 \times 120 \times 30^2} = 7{,}45 \gg \mu_l = 0{,}392$$

$$\mu = 7{,}45 > \mu_l = 0{,}392 \quad \rightarrow \quad A_s \neq 0$$

- **Conclusion**

la poutrelle dans cette étape accusera une grande déformation (flèche) d'où : instabilité de la poutrelle, il faut prévoir des étaiements (pied droits) dont le nombre est déterminé de façon à éliminer le risque de déformation.

Tableau III.6.Nombre des étaiements (pied droits)

Etaiement	L(m)	L/n(m)	G KN/m^2	Q KN/m^2	M_g KN.m	M_q KN.m	M_U KN.m	μ	μ_l	vérification
1	6	3	0,77	1,5	0,87	1,13	2,86	1,863	0,392	(C.N.V)
2	6	2	0,77	1	0,39	0,50	1,27	0,828	0,392	(C.N.V)
3	6	1.5	0,77	1	0,22	0,38	0,85	0,557	0,392	(C.N.V)
4	6	1.2	0,77	1	0,14	0,30	0,64	0,415	0,392	(C.N.V)
5	6	**1**	0,77	1	0,10	0,25	0,50	**0,329**	**0,392**	**(C.V)**

Alors il faut prévoir cinq étaiements le long de la travée espacée de **1m** pour que la poutrelle support les charges avant coulage de la dalle de compression.

III.4.3. après coulage

La poutrelle est considérée comme une poutre continue, Le calcul des poutrelles sera fait à l'aide de la méthode Forfaitaire ou la méthode de Caquot.

III.4.3.1. La méthode forfaitaire

- **Condition d'application**

✓ La charge d'exploitation $Q \leq \begin{cases} 2G \\ 5\ kN/m^2 \end{cases}$

- ✓ Le moment d'inertie est constant dans toutes les travées.
- ✓ $0{,}8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1{,}25$
- ✓ La fissuration est peu nuisible.

III.4.3.1.1. Exposé de la méthode forfaitaire

$$M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq M_{max} \begin{cases} 1{,}05\, M_0 \\ (1 + 0{,}3\alpha) M_0 \end{cases}$$

$$M_t \geq M_{max} \begin{cases} \frac{1{,}2 + 0{,}3\alpha}{2} M_0 \; Si\ la\ travée\ est\ de\ rive \\ \frac{1 + 0{,}3\alpha}{2} M_0 \; Si\ la\ travée\ est\ intermédiaire \end{cases}$$

Pour les appuis:

$M_a \geq 0{,}6\, M_0$……..Poutre à deux travées.

$M_a \geq 0{,}5\, M_0$…….Appuis voisin des appuis de rive.

$M_a \geq 0{,}4\, M_0$…….Appuis intermédiaires.

$M_a \geq 0{,}2\, M_0$…….Appuis de rive.

M_t : Moment en travée.

M_ω : Moment max sur l'appui gauche.

M_e : Moment max sur l'appui droite.

M_a : Moment à l'appui.

$M_0 = \frac{PL^2}{8}$(kN.m).

$$T_w = T_0 + \frac{M_w + M_e}{L} = \frac{PL}{2} + \frac{M_w + M_e}{L}$$

$$T_w = -T_0 + \frac{M_w + M_e}{L} = -\frac{PL}{2} + \frac{M_w + M_e}{L}$$

Avec :

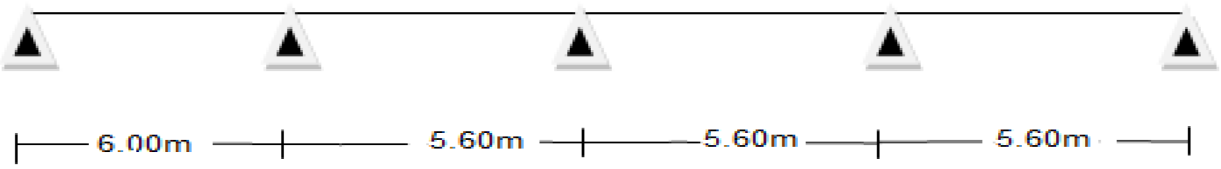
T_ω : effort tranchant à gauche de la travée.

T_e : effort tranchant à droite de la travée.

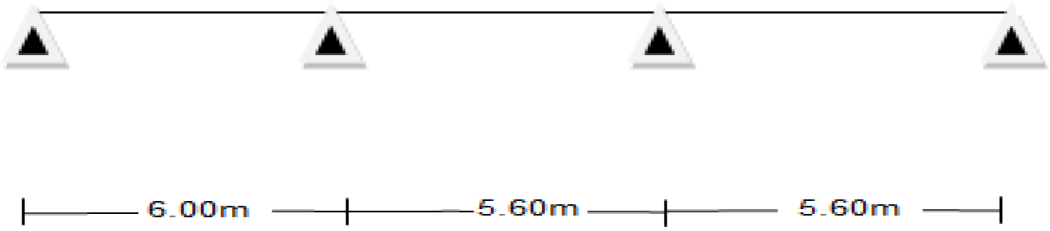
a) Calcul des poutrelles après le coulage de la table de compression

On a trois types des poutrelles à étudier :

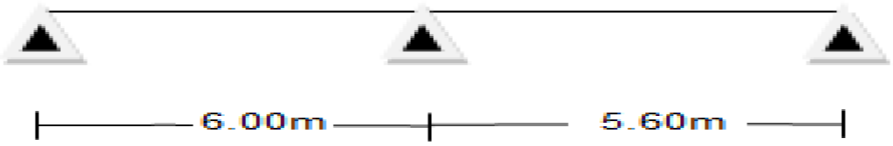
- ➢ **Premier type Les poutrelles à quatre travées**



- ➢ **Deuxième type les poutrelles à trois travées :**



- **troisième type les poutrelles à deux travées :**



Remarque :

Toutes les conditions de la méthode forfaitaire sont vérifiées dans tous les types des poutrelles donc, cette méthode est applicable. Les résultats sont résumés dans les diagrammes suivants :

b) Représentation des sollicitations

- **Les loucaux**
  - ✓ **Premier type Les poutrelles à quatre travées**

M (kN.m)

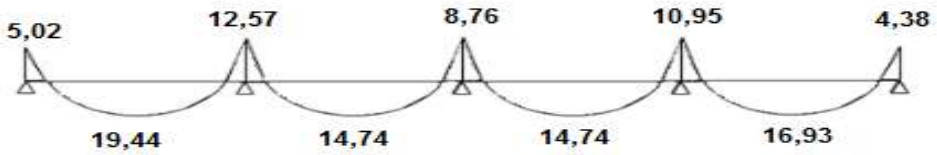


Figure III.4.Différents efforts dans la poutrelle à quatre travée (ELU)

M (kN.m)

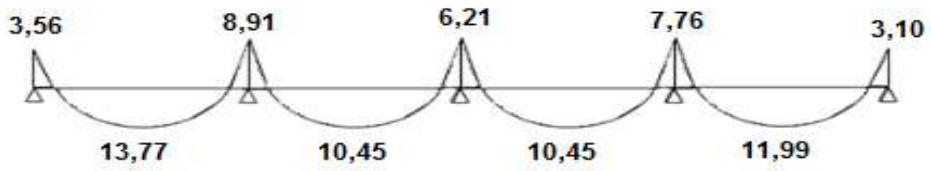


Figure III.5.Différents efforts dans la poutrelle à quatre (ELS)

T(kN)

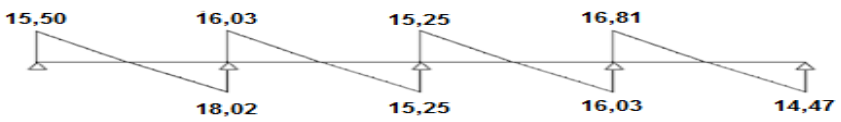


Figure III.6.Différents efforts tranchant dans la poutrelle à quatre travées (ELU)

- **Terrasse**
  - ✓ **troisième type les poutrelles à deux travées**

M (kN.m)

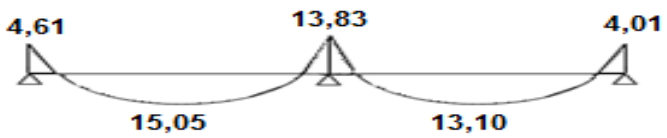


Figure III.7.Différents efforts dans la poutrelle à deux travée (ELU)

M (kN.m)

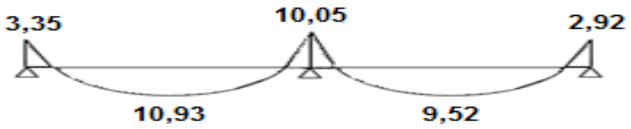


Figure III.8.Différents efforts dans la poutrelle à deux travée (ELS)

T(kN)

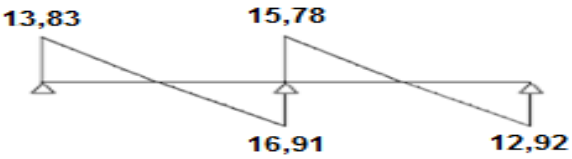


Figure III.9.Différents efforts tranchant dans la poutrelle à deux travée (ELU)

III.4.3.2. Ferraillage des poutrelles

$M_{t\,max}$= 19,44kN.m

$M_{a\,max}$= -13,83 kN.m

T_{max}= -18,02 kN

- **Position de l'axe neutre**

Le moment équilibré par la table : $M_0 = b \cdot h_0 \cdot \overline{\sigma}_{bc}\left(d - \frac{h_0}{2}\right)$

avec : b=65 cm ; h_0=4 cm ; σ_{bc}=14,2 MPa ; d=24 cm ; σ_s=435 MPa ; F_eE500 MPa;b_0=12 cm ;c= 2 cm

$$M_0 = 65 \cdot 4 \cdot 14{,}2\left(24 - \frac{4}{2}\right) \Rightarrow M_0 = 81{,}22 \text{ kN.m}$$

$M_0 > M_{t\ max}$, d'où l'axe neutre passe par la table de compression, donc le calcul se fait pour une section rectangulaire (b×h)=(65×26) cm² en flexion simple.

- **A L'ELU**
  - ✓ **Aux travée**

Tableau III.7.calcule de ferraillage des poutrelles aux travées

	$M_{travée}$ (kN.m)	$A_{calculé}$	$A_{choisis}$
Les locaux	19,44	1,9	3HA10=2,35

- **Conditions de non fragilité (CBA93)**

$$A = 2{,}35\ cm^2 > A_{min} = \frac{B}{1000} = 1{,}690\ cm^2$$

  - ✓ **Aux appuis**

Le moment en appui est négatif donc la zone tendue se trouve au niveau supérieur

Le ferraillage se fait pour une section rectangulaire (b_0×h) = (12×26) cm²

Tableau III.8.calcule de ferraillage des poutrelles aux appuis

	M_{appuis} (kN.m)	$A_{calculé}$	$A_{choisis}$ (cm²)
Terrasse	13,83	1,8	1HA10+1HA12=1,91

- **Conditions de non fragilité (CBA93)**

$$A = 1{,}91\ cm^2 > A_{min} = \frac{B}{1000} = 0{,}31 cm^2$$

Armatures transversales

- **Vérification de contrainte de cisaillement**

$V_{u\ max}$=16,91kN (Effort tranchant max)

$$\tau_u = \frac{V_{u\max}}{b_0 \cdot d} = \frac{16{,}91\times10^3}{120\times240} = 0{,}59\ \text{MPa}$$

La fissuration est peu nuisible.

$$\overline{\tau}_u = Min\left[\frac{0.2\, f_{c28}}{\gamma_b}; 5MPa\right] = 3{,}33MPa$$

Donc : τ_u =0,59MPa<3,33 MPa **(C.V)**

- **Espacement S_t**

$S_t \leq Min\begin{cases}0.9d \\ 40cm\end{cases}$ =(20,7 ; 40 cm) Donc: S_t=20cm .

- **Diamètre des armatures transversales ϕ_t**

$\phi_t \leq \text{Min}\left\{\frac{h}{35};\phi_l;\frac{b_0}{10}\right\}$ ={7,1;10;12}(mm)

On adopte $\phi_t \leq 7,1$, on prend : ϕ_t=6 mm $\Rightarrow \frac{\pi\phi_t^2}{4}$ =28,27 mm²

On adopte A_t=2 HA 6 =0.56 cm².

- **Vérification à l'ELS**

La fissuration et considéré comme peu nuisible donc on vérifier seulement la condition :

$\sigma_b < \overline{\sigma}_b$ Avec $\overline{\sigma}_b = 0,6\ f_{c28} = 15$ MPa

Tableau III.9.Vérification à l'E.L.S aux appuis

	A (cm²)	Mser (kN.m)	σ_b (MPa)	$\overline{\sigma_b}$ (MPa)	$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$
Travée	2,35	13,77	4,1	15	Oui
appuis	1,91	10,05	9,2	15	Oui

- **Vérification de la flèche**

Il n'est pas nécessaire de calculer la flèche, si les trois conditions suivantes sont vérifiées

$$\begin{cases}\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{25}{600} = 0,042 < 0,0625 & \textbf{(C.N.V)} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_a} \Rightarrow 0,042 < \frac{19,44}{10 \cdot 15,72} = 0,140 & \textbf{(C.N.V)} \\ \frac{A}{b_0 \cdot d} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow 0,0081 < \frac{4,2}{500} = 0,0084 & \textbf{(C.N.V)}\end{cases}$$

Puisque il y'a trois conditions, ne sont pas vérifiées, alors on doit calculer la flèche par le robot expert 2010 est déterminer les résultats suivants :

$f_{adm} = 0,5 + L / 1000$

Tableau III.10.vérification de la flèche

Poutrelle		Sollicitation à L'ELS	Armature principale		Flèche		Vérification
b(cm)	h(cm)	$M_{travé}$ (kN.m)	A_{s1} (cm²)	A_{s2} (cm²)	$[f]$ (mm)	$[f]adm$ (mm)	oui
12	26	13,77	2,35	1,91	10,1	11	

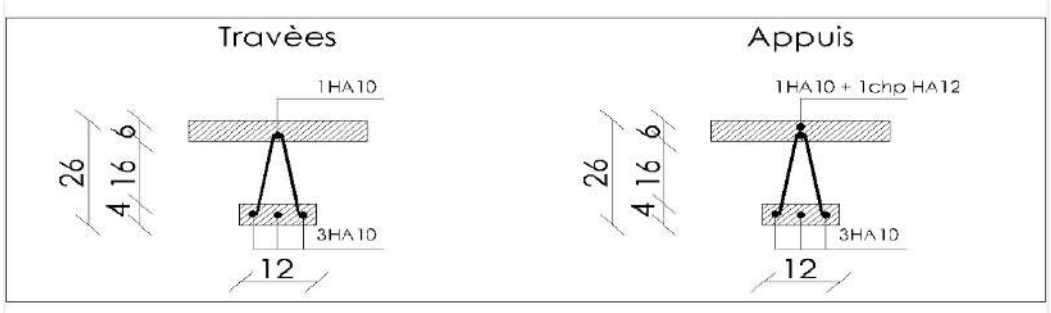


Figure III.10.ferraillage des poutrelles en travées et on appuis.

III.4.3.3. Ferraillage de la table de compression

Pour limiter le risque de fissuration de la dalle de compression par retrait du béton, ainsi que pour résister aux efforts appliquées sur la dalle; on prévoit un ferraillage an quadrillage.

D'après l'article [B.6.8.4.2.3]; le règlement CBA 93 exige que les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser :

- ✓ 20 cm : pour les armatures perpendiculaire aux nervures.
- ✓ 33 cm : pour les armatures parallèles aux nervures.

- On adopte un quadrillage carré de mailles **(15×15) cm²**

- **Armatures**

$$A_t \geq 0.02 \cdot L \cdot \frac{200}{f_e} = \frac{4L}{f_e} \quad ; \quad 50\ cm \leq L \leq 80\ cm \quad ; \quad L = 55\ cm$$

L : espacements entre axes des nervures (65 cm dans notre ouvrage)

At : Section d'armatures perpendiculaires aux nervures.

Donc: $A_t \geq \frac{4 \times 55}{520} = 0.42 cm^2$

On garde le même ferraillage pour les armatures parallèles aux nervures.

On choisit un treillis soudé : TLE520 ; f_e=520 MPa ; ϕ=5mm

III.5. LES ESCALIERS

On a deux types d'escalier droit à 3 volées avec 2 palier de repo et un escalier droit à 2 volées avec un coint tournant.

III.5.1. Premier type d'escalier

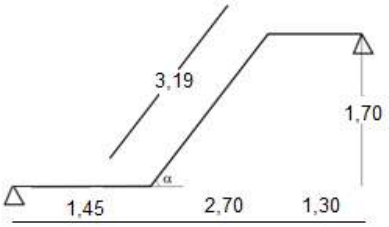


Figure III.11.Schéma statique de l'escalier

- **Résultats :**
  - ✓ Hauteur d'étage: 4,76 m
  - ✓ Hauteur de marche 17 cm
  - ✓ Giron 30 cm

III.5.1.1. Dimensionnement

✓ Angle d'inclinaison " α ": tg α = H / L

✓ Longueur de la paillasse : $L_0 = \frac{L}{\cos \alpha}$

✓ Épaisseur de la paillasse : $e = \frac{L\,tot}{35} \leq e \leq \frac{L\,tot}{30}$

On déduit les résultats dans le tableau suivant :

Tableau III.11.Résultats de dimensionnement

α (°)	L_0 (m)	L_{tot} (m)	N_{br} du marche	N_{br} du contre marche	Ep (cm)
32,19	3,19	5,94	9	10	18

III.5.1.2. Evaluation des charges et surcharges

➢ **Charges permanentes**

Tableau III.12.Evaluation des charges permanentes du palier de repos

N°	Composants	Epaisseur	PoidsvolumiquekN/m^3)	Poidssurfacique(kN/m²)
1	Carrelage	0,02	20	0,40
2	Mortier de pose	0,02	20	0,40
3	Poids propre du palier	0,18	25	4,50
4	Enduit en ciment	0,02	18	0,36
Charge permanente				**5,66**

Tableau III.13.Evaluation des charges permanentes de la paillasse

N°	Composants	Epaisseur (cm)	Poids volumique(kN/m^3)	Poids surfacique(kN/m²)
1	Carrelage	0,02	20	0,40
2	Mortier de pose	0,02	20	0,40
3	Poids propre de la paillasse	e / cos α	25	5,33
4	Poids des marches	0,17 / 2	25	2,13
5	Enduit en ciment	0,02	18	0,36
Charge Permanente				**8,62**

- **Charges d'exploitations**

Le palier = La paillasse: $Q = 2,5\ kN/m^2$

III.5.1.3. Détermination des sollicitations

Tableau III.14.Combinaison des charges de l'escalier

	G (kN/m^2)	Q (kN/m^2)	P_u (kN/m^2)	P_{ser} (kN/m^2)
Palier	5,66	2,50	11,39	8,16
paillasse	8,62	2,50	15,39	11,12

- **à l'ELU**

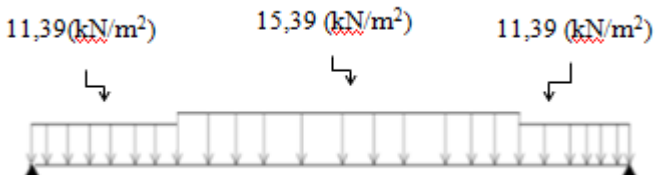


Figure III.11.distributions des charges à l'ELU

- **Diagrammes des sollicitations :**

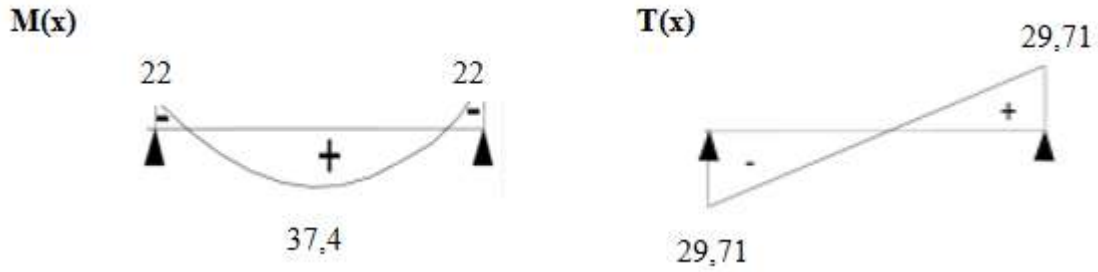


Figure III.12.Diagrammes du moment fléchissant et de l'effort tranchant à l'E.L.U

- **à l'E.L.S :**

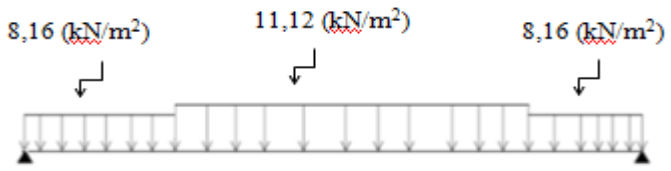


Figure III.13.distributions des charges à l'E.L.S

- **Diagrammes des sollicitations**



Figure III.14.Diagrammes du moment fléchissant et de l'effort tranchant à l'E.L.S

III.5.1.4. Calcul du ferraillage

- **à l'ELU**

Tableau III.15.Les armature longitudinales calculées

Escalier		Sollicitation à l'ELU		Section d'armatures calculées			
b (cm)	e (cm)	Mtravée (KN.m)	Mappui (KN.m)	A_{s1} (cm²)	$A_{s2\ travé}$ (cm²)	A'_{s1} (cm²)	$A'_{s2\ appui}$ (cm²)
100	18	37,4	-22	8,00	0,00	0,00	4,50

- **Armature longitudinales choisi en travées et en appui**

Tableau III.16.Les armatures longitudinales choisi

escalier			Section d'armature longitudinales choisi			
b	e	A_{min}	A_{s1} choisi (cm²)	A_{s2} choisi (cm²)	A'_{s1} choisi (cm²)	A'_{S2} choisi (cm²)
100	18	1,8	9HA14 =9,23	\	\	9HA14 =9,23

- **Calcule des armatures de répartition**

Tableau III.17.Les armatures de répartition

	$A_{rép}$ (cm²)	$A_{rép}$ choisi
En travée	$\frac{A}{4} = \frac{9,32}{4} = 2,30$	6 HA8 =3,01 (cm²)
En appui	$\frac{A}{4} = \frac{9,32}{4} = 2,30$	6 HA8 =3,01 (cm²)

- **Espacement**

Tableau III.18.Espacement des armatures

	Les armatures longitudinal	Les armatures de repartitions
En travée	esp=17 cm ≤min (3h=51 ; 33cm)	esp=18 cm ≤min (3h=51 ; 33cm)
En appui	esp=17cm ≤min (4h=68 ; 33cm)	esp=18 cm ≤min (4h=68 ; 33cm)

- **Vérification des contraintes normales à l'ELS**

Tableau III.19.Vérification des contraintes normales à l'ELS

Sollicitationà L'ELS		Contrainte en travée	Contrainte en appui	Contrainte admissible	Vérification
$M_{travé}$	M_{appui}	σ_b	σ_b	$[\sigma_b]$	Oui
29,33	-14,69	8,1	4	15	

- **Vérification des contraintes de cisaillement**

Tableau III.20.Vérification des contraintes de cisaillement

escalier		vérification à L'ELU			
b	e	T	τ_u	$[\tau_u]$	Vérification
100	18	29,71	0,19	3,33	oui

- **Vérification de la flèche à L'ELS**

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

Tableau III.21.Vérification de la flèche à L'ELS

Escalier		Sollicitation à L'ELS	Armature principale		Flèche		Vérification
b(cm)	h(cm)	$M_{travé}$ (kN.m)	A_{s1} (cm²)	A_{s2} (cm²)	$[f]_t$ (mm)	$[f]adm$ (mm)	oui
100	18	37,4	9,23	0,00	10	10,94	

III.5.1.5. Calcul de console (poutre palière)

Les consoles pour rôle de supporter le poids de l'escalier, elle sera calculée en flexion simple.

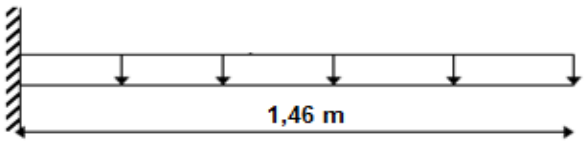


Figure III.15.consol d'escalier

III.5.1.5.1. Prédimensionnement

- ✓ $L/15 \leq h \leq L/10$ avec L = 1,46 m ⟶ $9,73 \leq h \leq 14,6$
- ✓ $0,3h \leq b \leq 0,7h$ on choix h = 14 cm ⟶ $4,2 \leq b \leq 9,8$

On choisi (b×h) = **(10×14) cm²**

- **Vérification des prescriptions du(RPA 99 Version 2003)**
  - ✓ b = 10 cm<20cm. (C.N.V)
  - ✓ h = 14 cm < 30cm (C.N.V)
  - ✓ h/b = 1,4 < 4 (C.N.V)

Donc on adopte les sections de console suivant : **(30x30) cm²**

III.5.1.5.2. Evaluation des charges

- ✓ Poids propre de la console : 0,25×0,30×25=1,875 kN/m
- ✓ Poids propre de double cloison : 2,52×3,06= 7,71 kN/m
- ✓ Réaction transmise : R_u=29,71 kN/ml (**E.L.U) ;** R_{ser}=19,8 kN/ml (**E.L.S)**

III.5.1.5.3. Calcul des sollicitations

- **E.L.U :** $P_u=1,35(G_{console}+G_{double\ cloison})+R_u / L= 33,29$ kN/m
- **E.L.S :** $P_s= (G_{console}+G_{double\ cloison})+ R_{ser} / L = 23,14$ kN/ml

III.5.1.5.4. Calcul des efforts

$M_a = \frac{-PL^2}{2}$; $T_u = P_u \times L$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III.22.Calcul des efforts

	M_a (kN.m)	T_u (kN)
E.L.U	-35,48	48,60
E.L.S	-24,66	-

III.5.1.5.5. Calcul du ferraillage

Béton: $f_{c\,28}$ = 25 MPa ; γ_b = 1.5 ; σ_{bc} = 14.2 MPa ; $f_{t\,28}$ = 2.1 MPa ;h = 30 cm; b = 25 cm; d = 27,5 cm **;Acier:** FeE400 . Fe = 400 MPa ; γ_s = 1.15 ; σ_s = 348 MPa.

Tableau III.23.Calcul des sections d'acier de la console

	M_u kN.m	**μ**	**β**	**A cm²**	**A' cm²**	**A_{min} cm²**	**A_{adopt} cm²**
A l'appui	35,48	0,132	0.929	3,99	0	0,75	**6HA12**

							6,78

- **Armatures transversales**
  - **Espacement S_t**

$S\tau \le Min[0.9d;40cm] = 24{,}75cm.$ Soit : $St = 15\ cm.$

  - **Diamétre des armature transversales $\Phi\tau$**

$\Phi\tau \le Min[h/35, \Phi_l; b/10] = Min[8{,}57mm;12mm;25mm] = 8{,}57mm.$ Soit : $\Phi\tau$ **=8mm**

  - **Vérification de contrainte de cisaillement**

T_u = 48,60 kN

$\tau_u = Tu/b_0.d = 0{,}71MPa$

$\bar{\tau}_u = \min[0{,}20 f_{c28}/\gamma_b; 5MPa] = 3{,}33MPa \Rightarrow \tau_u \le \bar{\tau}_u$ **(c.v)**

  - **Vérification à l'E.L.S**

Tableau III.24.Vérification à l'E.L.S .

Sollicitation à L'ELS	Contrainte en appui	Contrainte admissible	Vérification
M_{appui}	**σ_b**	**[σ_b]**	Oui
-24,66	8,3	15	

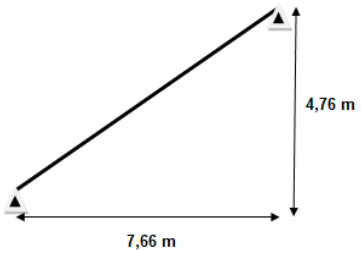
-Donc on adopte les sections calculées à l'E.L.U.

- **Vérification de la flèche**

Il n'est pas indispensable de procéder au calcul des flèches, puisque le mur de double cloison sont réalisées.

Donc, on garde les dimensions de la console **(bxh = 30*30).**

III.5.2. deuxième type d'escalier



- **Résultats**
  - ✓ Hauteur d'étage: 4.76 m
  - ✓ Hauteur de marche : 17 cm
  - ✓ Giron : 30 cm

Figure III.16.Schéma statique de l'escalier

III.5.2.1. Dimensionnement

✓ Angle d'inclinaison " α ": tg α = H / L

✓ Longueur de la paillasse : $L_0 = \frac{L}{\cos \alpha}$

✓ Épaisseur de la paillasse : $e = \frac{L\ tot}{35} \leq e \leq \frac{L\ tot}{30}$

On déduit les résultats dans le tableau suivant :

Tableau III.25.Résultats de dimensionnement

α (°)	L_0 (m)	L_{tot} (m)	Nbr du marche	Nbr du contre marche	Ep (cm)
38.43	7.66	7.66	27	28	25

III.5.2.2. Evaluation des charges et surcharges

➢ **Charges permanentes**

Tableau III.26.Evaluation des charges permanentes de la paillasse

N°	Composants	Epaisseur (cm)	Poids volumique (kN/m^3)	Poids surfacique (kN/m^2)
1	Carrelage	0.02	20	0.40
2	Mortier de pose	0.02	20	0.40
3	Poids propre de la paillasse	e / cos α	25	7,98
4	Poids des marches	0.17 / 2	25	2.13
5	Enduit en ciment	0.02	18	0.36
Charge Permanente				11,27

➢ **Charges d'exploitations**

La paillasse: $Q = 2,5\ kN/m^2$

III.5.2.3. Détermination des sollicitations

Tableau III.27.Combinaison des charges de l'escalier

	G (kN/m²)	Q (kN/m²)	Pu (kN/m²)	Pser (kN/m²)
paillasse	11.27	2,50	18.96	13.77

- **à l'ELU**

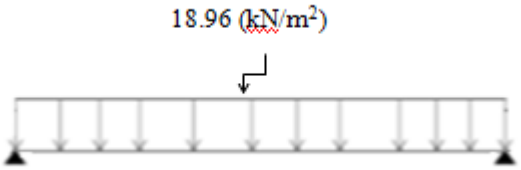


Figure III.17.distributions des charges à l'ELU

- **Diagrammes des sollicitations**

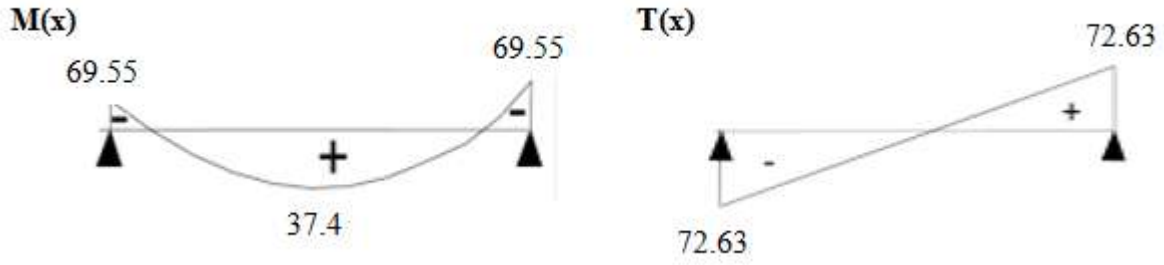


Figure III.18.Diagrammes du moment fléchissant et de l'effort tranchant à l'E.L.U

- **à l'E.L.S**

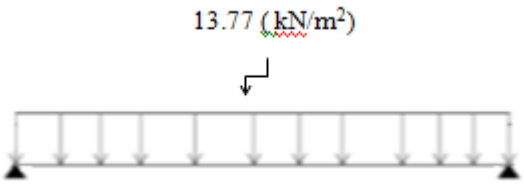


Figure III.19.distributions des charges à l'E.L.S

- **Diagrammes des sollicitations**



III.5.2.4. Calcul du ferraillage

- **à l'ELU**

Tableau III.28.Les armature longitudinales calculées

Figure III.20.Diagrammes du moment fléchissant et de l'effort tranchant à l'E.L.S

Escalier		Sollicitation à l'ELU		Section d'armatures calculées			
b (cm)	e (cm)	M travée (KN.m)	M appui (KN.m)	A_{s1} (cm²)	$A_{s2\ travé}$ (cm²)	A'_{s1} (cm²)	$A'_{s2\ appui}$ (cm²)
100	25	118.23	-69.55	16.6	0,00	0,00	9.4

- **Armature longitudinales choisi en travées et en appui**

Tableau III.29.Les armatures longitudinales choisi

escalier			Section d'armature longitudinales choisi			
b	e	A_{min}	A_{s1} choisi (cm²)	A_{s2} choisi (cm²)	A'_{s1} choisi (cm²)	A'_{S2} choisi (cm²)
100	25	2,5	8HA12 =9.01	8HA12=9.01	8HA12=9.01	8HA12=9.01

- **Calcule des armatures de répartition**

Tableau III.30.Les armatures de répartition

	$A_{rép}$ (cm²)	$A_{rép}$ choisi
En travée	$\frac{A}{4} = \frac{9.05}{4} = 2.26$	6 HA8 =3,01 (cm²)
En appui	$\frac{A}{4} = \frac{9.05}{4} = 2.26$	6 HA8 =3,01 (cm²)

- **Espacement**

Tableau III.31.Espacement des armatures

	Les armatures longitudinales	Les armatures de répartitions
En travée	esp=12 cm ≤min (3h=25cm ; 33cm)	esp=18 cm ≤min (3h=51 ; 33cm)
En appui	esp=15cm ≤min (4h=100cm ; 33cm)	esp=18 cm ≤min (4h=68 ; 33cm)

- **Vérification des contraintes normales à l'ELS**

Tableau III.32.Vérification des contraintes normales à l'ELS

Sollicitationà L'ELS		Contrainte en travée	Contrainte en appui	Contrainte admissible	Vérification
$\mathbf{M_{travé}}$	$\mathbf{M_{appui}}$	$\boldsymbol{\sigma_b}$	$\boldsymbol{\sigma_b}$	$\boldsymbol{[\sigma_b]}$	Oui
85,85	-50,5	11,1	6,6	15	

- **Vérification des contraintes de cisaillement**

Tableau III.33.Vérification des contraintes de cisaillement

escalier		vérification à L'ELU			
b	e	T	τ_u	$[\tau_u]$	Vérification
100	25	72.63	0.32	3,33	oui

- **Vérification de la flèche à L'ELS**

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

Tableau III.34.Vérification de la flèche à L'ELS

Escalier		Sollicitation à L'ELS	Armature principale		Flèche		Vérification
b(cm)	h(cm)	$M_{travé}$ (kN.m)	A_{s1} (cm²)	A_{s2} (cm²)	$[f]_t$ (mm)	$[f]adm$ (mm)	oui
100	25	85.85	7.92	7.92	12.2	12.66	

III.6. LES DALLES PLEINES

III.6.1. Méthode de calcul

On va utiliser la méthode des lignes de rupture qui ne concerne que l'état limite ultime, elle est basée sur le mécanisme des fissures.

Cette méthode est plus puissante que la méthode forfaitaire et considère les matériaux à leur état limite élastoplastique.

On prévoit des fissures suivant le type de charge et les conditions d'appuis. Les hypothèses de calcul sont :

-Les lignes de rupture divisent la dalle en plusieurs régions rigides.

-Les lignes de rupture sont des lignes droites qui terminent toujours sur le poteau de la dalle.

-Ces lignes sont entre deux régions rigides et doivent passer par l'intersection des axes de rotation de ces régions.

-L'axe de rotation se trouve toujours le long du support.

III.6.2. Principe de calcul

Le calcul se base sur le principe du travail virtuel qui égalise le travail externe au travail interne.

- **travail externe**

Il est fonction de la charge, les dimensions du panneau de la dalle, te de la flèche maximale.

$T_{ext} = P \cdot f$ (cas d'une charge concentrée).

$T_{ext} = \iint q \cdot y \cdot ds = q \cdot S \cdot f$ (cas d'une charge répartie).

Avec:

- ✓ P : Charge totale
- ✓ S : Surface de répartition de la charge.
- ✓ f : flèche du centre de gravité de S.

- **Travail interne**

Il est fonction du moment interne, de la largeur de la ligne de rupture et de l'angle de rotation de la région rigide de rupture.

$T_{int} = M \cdot L \cdot \theta$.

Avec :

- ✓ M : Moment de flexion.
- ✓ L : Projection de la ligne de rupture sur l'axe de rotation.
- ✓ θ: *Angle de rotation.*

III.6.2.1. Premier type Dalle pleine de RDC encastrée sur ses quatre côtés

On va étudier un panneau de dalle rectangulaire, supporte une charge uniformément répartie.

- ✓ $M_x = M_y = M$
- ✓ $M_{ax} = M_{ay} = 0.5\ M$

- **Charge répartie**

$$\sum T_{ext} = P_G . L_x \left[\frac{1}{2} L_y - \frac{1}{3} y\right] f \qquad \Rightarrow \sum T_{ext} = 9{,}55 f . P_G$$

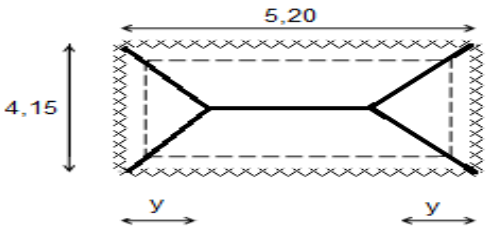


Figure III.21.Dalle pleine RDC

$$\sum T_{int} = 2 \cdot \left(\frac{L_x}{y} + \frac{L_y}{L_x} \right) M \cdot f \qquad \Rightarrow \sum T_{int} = 17{,}6.M.f$$

Donc, on obtient :

Mtu= 0,543 Pu

Mts= 0,543 Ps

D'où alors :

$$P_u = 1{,}35(6{,}57) + 1{,}5(2{,}5) \qquad \Rightarrow P_u = 12{,}62 \text{ kN.m}$$

$$P_{ser} = 6{,}57 + 2{,}5 \qquad \Rightarrow P_{ser} = 9{,}07 \text{ kN.m}$$

Mt_u= 6,86 KN.m

Mt_{ser}= 4,93 KN.m

- **Ferraillage de la dalle pleine de parking à l'ELU**

$$\begin{cases} M_t = M_u = 6{,}86 kN.m \\ M_a = 0.5 M_u = 3{,}43 kN.m \end{cases}$$

- **Les armatures principales**

Tableau III.35.Les armature longitudinales calculées

Dalle pleine		Sollicitation à l'ELU		Section d'armatures calculées			
b (cm)	e (cm)	M travée (KN.m)	M appui (KN.m)	A_{s1} (cm²)	$A_{s2\ travé}$ (cm²)	A'_{s1} (cm²)	$A'_{s2\ appui}$ (cm²)
100	15	6,86	3,43	1,8	0,00	0,00	1,8

- **Armature longitudinales choisi en travées et en appui**

Tableau III.36.Les armature longitudinales choisi

Dalle pleine			Section d'armature longitudinales choisi			
b	e	A_{min}	A_{s1} choisi (cm²)	A_{s2} choisi (cm²)	A'_{s1} choisi (cm²)	A'_{S2} choisi (cm²)
100	15	1,5	6HA10 =4,71	0	0	6HA10=4,71

NB : $Lx/Ly = 0{,}79 \rightarrow$ la dalle travaille suivant les deux directions, donc on adopte le même ferraillage pour les deux sens.

- **Condition de non fragilité**

$$A_{min} = \frac{B}{1000} = \frac{15 \times 100}{1000} = 1{,}50 \text{ cm}^2$$

Donc : $A = 4{,}71 > A_{min} = 1.50\ cm^2$ **(C. V)**

- **Espacement**

$S_T = 14.5 < S_{min} = \min [\ 3h = 45\ ;\ 33cm\ ]$

- **Vérification des contraintes normales à l'ELS**

Tableau III.37.Vérification des contraintes normales à l'ELS

Sollicitation à L'ELS		Contrainte en travée	Contrainte en appui	Contrainte admissible	Vérification
$M_{travé}$	M_{appui}	σ_b	σ_b	$[\sigma_b]$	Oui
4,93	2,46	1,3	0,6	15	

- **Vérification des contraintes de cisaillement**

$$V_x = \frac{PL_x \cdot L_y}{2L_y + L_x} = 14.74KN\ ; \qquad V_y = \frac{PL_x \cdot L_y}{3Ly} = 13.75KN$$

$$\overline{\tau_u} = 0.07 f_{cj} / \gamma_b \longrightarrow \boxed{\tau_u \leq \overline{\tau_u}} \qquad (C.V)$$

Tableau III.38.Vérification des contraintes de cisaillement

Dalle plein		vérification à L'ELU			
b	e	T	τ_u	$[\tau_u]$	Vérification
100	15	14.74	0,12	3,33	oui

- **Vérification de la flèche**

Le calcul de la flèche n'est pas nécessaire si les trois conditions ci-dessous sont vérifiées:

✓ $\frac{h}{L_x} \geq \frac{1}{20}\frac{M_t}{M_0} \Rightarrow \frac{15}{415} = 0.04 > \frac{2{,}26}{20 \times 5{,}16} = 0.02$ **(C.V)**

✓ $\frac{h}{L_x} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow 0.030 < 0.062$ **(C.N.V)**

✓ $\frac{A}{b.d} \leq \frac{2}{f_e} \Rightarrow \frac{3{,}14}{100 \times 12{,}5} = 0.0025 \leq \frac{2}{400} = 0.0050$ **(C.V)**

- Puisque la deuxième condition n'est pas vérifiée, on doit calculer la flèche.

$$[f]adm = \frac{L}{1000} + 0.5\ cm\ si\ \ L > 5.0m$$

Tableau III.39.Vérification de la flèche à L'ELS

Dalle plein		Sollicitation à L'ELS	Armature principale		Flèche		Vérification
b(cm)	h(cm)	$M_{travé}$ (kN.m)	A_{s1} (cm²)	A_{s2} (cm²)	$[f]_t$ (mm)	$[f]adm$ (mm)	oui
100	15	4,93	1,8	1,8	1,2	10,2	

III.6.2.2. Deuxième type de Dalle pleine de balcon encastrée sur ses trois côtés

On va étudier un panneau de dalle rectangulaire, supporte une charge uniformément répartie.

- ✓ $M_x = M_y = M$;
- ✓ $M_{ax} = M_{ay} = 0.5\ M$

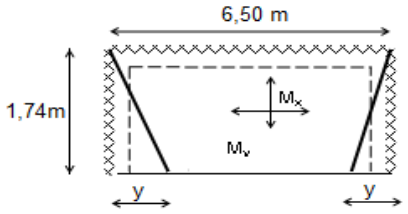


Figure III.22.Dalle pleine de balcon

- ➢ **Charge répartie**

$\sum T_{ext} = P.F\ (-0,29y+3,26)$

$\sum T_{int} = (2,61 / y\ +3,23)\ M.F$

Donc, on obtient :

$Mt_u = 0,53\ P_u$

$Mt_s = 0,53\ P_s$

D'où alors :

Pu=14,12 KN.m

Pser = 10,07 KN.m

Mtu= 0,53 (14,12)=7,48 KN.m

Mtser= 0,53(10,07)=5,34 KN.m

- ➢ **Ferraillage de la dalle pleine de balcon à l'ELU**

$$\begin{cases} M_t = M_u = 7,48kN.m \\ M_a = 0.5M_u = 3,74kN.m \end{cases}$$

- ➢ **Les armatures principales**

Tableau III.40.Les armature longitudinales calculées

Dalle pleine		Sollicitation à l'ELU		Section d'armatures calculées			
b (cm)	e (cm)	M travée (KN.m)	M appui (KN.m)	A_{s1} (cm²)	$A_{s2\ travé}$ (cm²)	A'_{s1} (cm²)	$A'_{s2\ appui}$ (cm²)
100	15	7,48	3,74	1,8	0,00	0,00	1,8

- ➢ **Armature longitudinales choisi en travées et en appui**

Tableau III.41.Les armature longitudinales choisi

Dalle pleine			Section d'armature longitudinales choisi			
b	e	A_{min}	A_{s1} choisi (cm²)	A_{s2} choisi (cm²)	A'_{s1} choisi (cm²)	A'_{S2} choisi (cm²)
100	15	1,5	6HA10 =4,71	0	0	6HA10=4,71

NB: $\frac{Lx}{Ly} = 0{,}26 \rightarrow$ la dalle travaille suivant les deux directions, donc on adopte le même ferraillage pour les deux sens.

- **Condition de non fragilité**

$$A_{min} = \frac{B}{1000} = \frac{15 \times 100}{1000} = 1.50\ cm^2$$

Donc : $A = 4{,}71 > A_{min} = 1.50\ cm^2$ (C.V)

- **Espacement**

$S_T = 14.5 < S_{min} = \min [\ 3h = 45\ ;\ 33cm\ ]$

- **Vérification des contraintes normales à l'ELS**

Tableau III.42.Vérification des contraintes normales à l'ELS

Sollicitation à L'ELS		Contrainte en travée	Contrainte en appui	Contrainte admissible	Vérification
$\mathbf{M_{travé}}$	$\mathbf{M_{appui}}$	$\boldsymbol{\sigma_b}$	$\boldsymbol{\sigma_b}$	$\boldsymbol{[\sigma_b]}$	Oui
5,34	2,67	1,4	0,7	15	

- **Vérification des contraintes de cisaillement**

$$V_x = \frac{PL_x \cdot L_y}{2L_y + L_x} = 9{,}97\ KN\ ; \qquad V_y = \frac{PL_x \cdot L_y}{3Ly} = 8{,}19\ KN$$

$\overline{\tau_u} = 0.07 f_{cj} / \gamma_b = 1{,}67 MPa \longrightarrow \boxed{\tau_u \leq \overline{\tau_u}}$ (C.V)

Tableau III.43.Vérification des contraintes de cisaillement

DALLE PLEIN		vérification à L'ELU			
b	e	T	τ_u	$[\tau_u]$	Vérification
100	15	9,97	0,08	3,33	oui

- **Vérification de la flèche**

Le calcul de la flèche n'est pas nécessaire si les deux conditions ci-dessous sont vérifiées:

✓ $\frac{h}{L_x} \geq \frac{1}{20}\frac{M_t}{M_0} \Rightarrow \frac{15}{174} = 0.09 > \frac{7,48}{20 \times 5,34} = 0.07$ **(C.V)**

✓ $\frac{A}{b.d} \leq \frac{2}{f_e} \Rightarrow \frac{3,14}{100 \times 12,5} = 0.0025 < \frac{2}{400} = 0.0050$ **(C.V)**

- Il n'est pas indispensable de procéder au calcul des flèches, puisque les conditions précédentes sont réalisées.

III.7. LA DALLE MACHINE

III.7.1. Prédimensionnement

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

Nous avons deux conditions à vérifier :

✓ **Résistance à la flexion**

$$\frac{L}{50} \leq e \leq \frac{L}{40} \Rightarrow \frac{260}{50} \leq e \leq \frac{260}{40} \Rightarrow 5,2cm \leq e \leq 6,5cm$$

✓ **Condition de l'E.N.A**

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

III.7.2. Détermination des charges permanentes et charges d'exploitation

➢ **Charge permanente**

Tableau III.44.charge permanente

N°	composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m^3)	Poids surfacique (kN/m^2)
1	Gravier roulé	0.05	20	1.00
2	Etanchéité multicouche	0.02	6	0.12
3	Papier kraft	-	-	0.05
4	Forme de pente	0.10	22	2.20
5	Film polyane	-	-	0.01
6	Pare vapeur	0.01	6	0.06
7	Dalle pleine	0,25	-	6,25
8	Enduit en ciment	0.02	10	0.36
Charge Permanente G				**10.05**

III.7.3. Poids de la machine supportée

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

Tableau III.45.Les charges concentrées

P (kg)								
P1	P2	P3	P4	P5	P6	P7	P8	P9
8400	3200	200	600	800	1250	750	1100	1000

$$q = \frac{\sum P_i}{S} = 3024{,}47 kg/m^2 = 30{,}24 kN/m^2$$

$G_{tot} = 10.05 + 30{,}24 = 40{,}29\ KN/m^2$

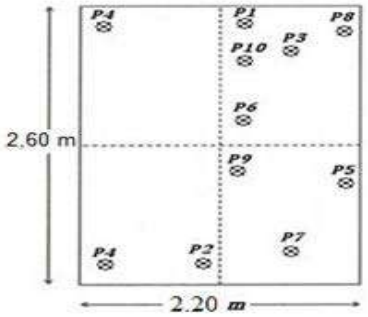


Figure III.23.Déférentes charges agissantes sur la dalle

III.7.4. La charge d'exploitation

L'ENA exige une charge d'exploitation plus importante que celle d'une terrasse inaccessible de l'ordre de : $Q=5kN/m^2$

Tableau III.46.Détermination des chargements de la dalle

G (kN/m^2)	Q (kN/m^2)	P_U (kN/m^2)	P_{Ser} (kN/m^2)
40,29	5	61,89	45,29

III.7.5. Méthode de calcul

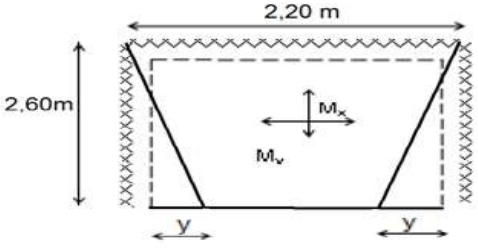
Il existe deux méthodes pour le calcul des dalles pleines :

- ✓ la méthode forfaitaire : utilisable aux formes géométriques simples et régulière sous chargement modéré.
- ✓ 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.

On va étudier un panneau de dalle rectangulaire, supporte une charge concentre :

Donc, on obtient :



$$M_t = M = 0{,}133.q_u = 0{,}133 \times (61{,}89) = 8{,}23 KN.m$$

$$M_a = 0.5.M = 0.5 \times 8{,}23 = 4{,}115\ KN.m$$

Figure III.24.la Dalle machine

III.7.5.1. Calcul du ferraillage

- **Les armatures principales**

Tableau III.47.Les armature longitudinales calculées

Dalle pleine		Sollicitation à l'ELU		Section d'armatures calculées			
b (cm)	**e (cm)**	**M travée (KN.m)**	**M appui (KN.m)**	**A_{s1} (cm^2)**	**$A_{s2\ travé}$ (cm^2)**	**A'_{s1} (cm^2)**	**$A'_{s2\ appui}$ (cm^2)**
100	25	8,23	4,115	2.7	0,00	0,00	2.7

- **Armature longitudinales choisi en travées et en appui**

Tableau III.48.Les armature longitudinales choisi

Dalle pleine			Section d'armature longitudinales choisi			
b	**e**	**A_{min}**	**A_{s1} choisi (cm^2)**	**A_{s2} choisi (cm^2)**	**A'_{s1} choisi (cm^2)**	**A'_{S2} choisi (cm^2)**
100	25	2.5	6HA10 =4,71	0	0	6HA10=4,71

NB: Lx/Ly=0,85 → la dalle travaille suivant les deux directions, donc on adopte le même ferraillage pour les deux sens.

- **Condition de non fragilité**

$$A_{min} = \frac{B}{1000} = \frac{25 \times 100}{1000} = 2{,}50\ cm^2$$

Donc : $A = 4{,}71 > A_{min} = 2{,}50\ cm^2$ **(C.V)**

- **Condition d'espacement**

$\overline{S}_t = \text{Min}[2h = 50\ cm\ ,\ 22\ cm] = 22\ cm$ → On prend : S = 25 cm

- **Vérification de l'effort tranchant**

Suivant Lx: $\tau_{ux} = \frac{V_{ux}}{b_0 \cdot d_x} \le \overline{\tau}_u = \frac{0.07\ f_{c28}}{\gamma_b}$ $\qquad V_{ux} = \frac{P_u \cdot L_x \cdot L_y}{2.L_y + L_x} = 47{,}82 KN$

$$\tau_{ux} = \frac{47{,}82 \times 10^3}{1000 \times 225} = 0.212 MPa < \overline{\tau}_u = 1.16\ MPa \ \text{(C.V)}$$

Suivant Ly: $\tau_{uy} = \frac{V_{uy}}{b_0 \cdot d_y} \le \overline{\tau}_u = 1.16 MPa$ $\qquad V_{uy} = \frac{P_u \cdot L_x \cdot L_y}{3 L_y} = 45{,}36 KN$

$$\tau_u = \frac{45{,}36 \times 10^3}{1000 \times 225} = 0.201\,\text{MPa} < \overline{\tau}_u = 1.16\,\text{MPa} \ \text{(C.V)}$$

III.7.5.2. Vérification à l'E.L.S

$$\text{Béton} : \sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0{,}6 f_{c28} = 15MPa$$

Acier : La fissuration est considérée comme non préjudiciable.

Tableau III.49.Calcul de moment en service

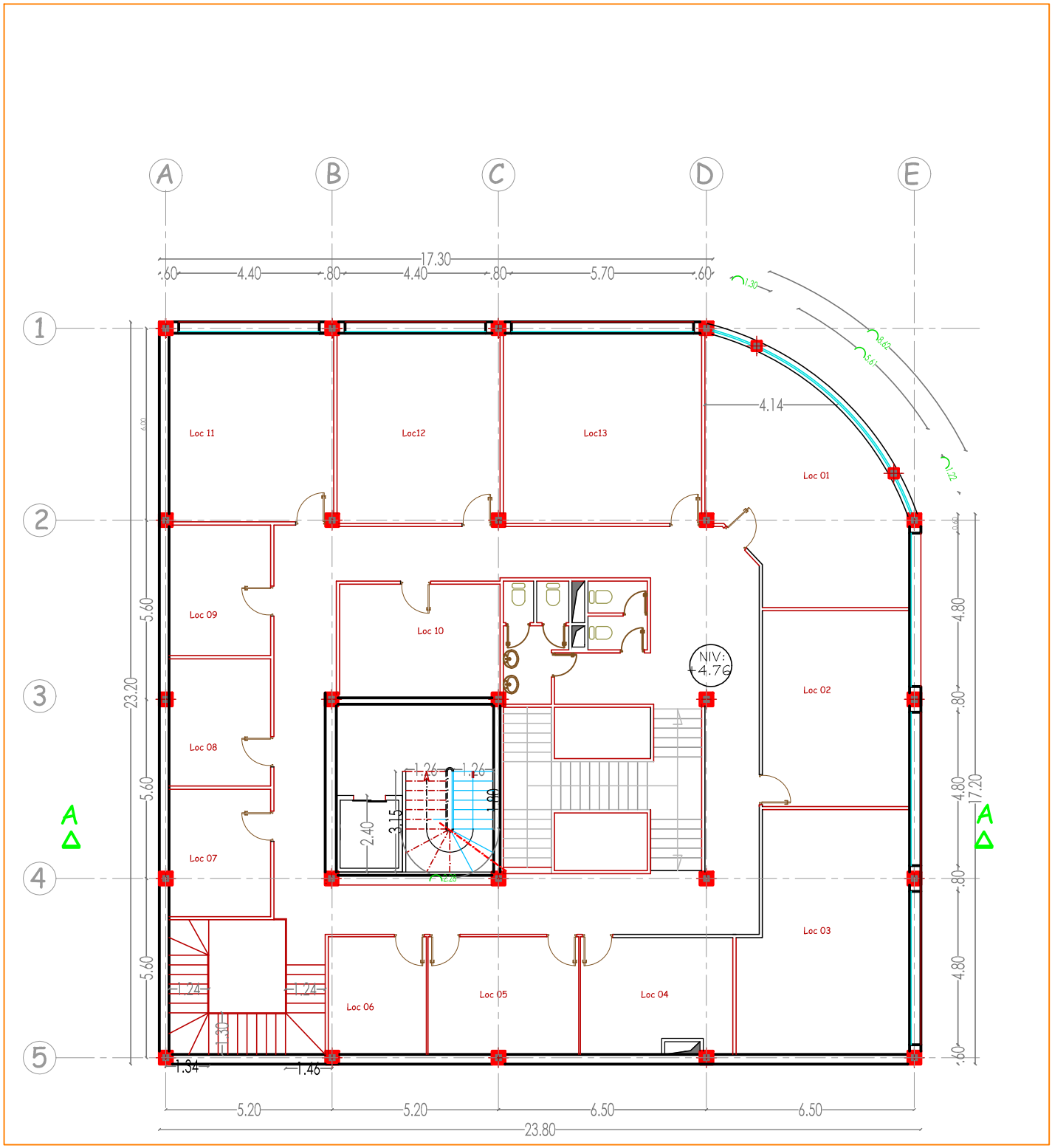
		M_{ser} (KN.m)
Sens x	travée	0,133*q_{ser}=0,133x45,29=6,02
	appuis	0,5*M_t=0,5*6,02=3,01
Sens y	travée	0,133*q_{ser}=0,133x45,29=6,02
	appuis	0,5*M_t=0,5*6,02=3,01

III.7.5.3. Vérification de la flèche

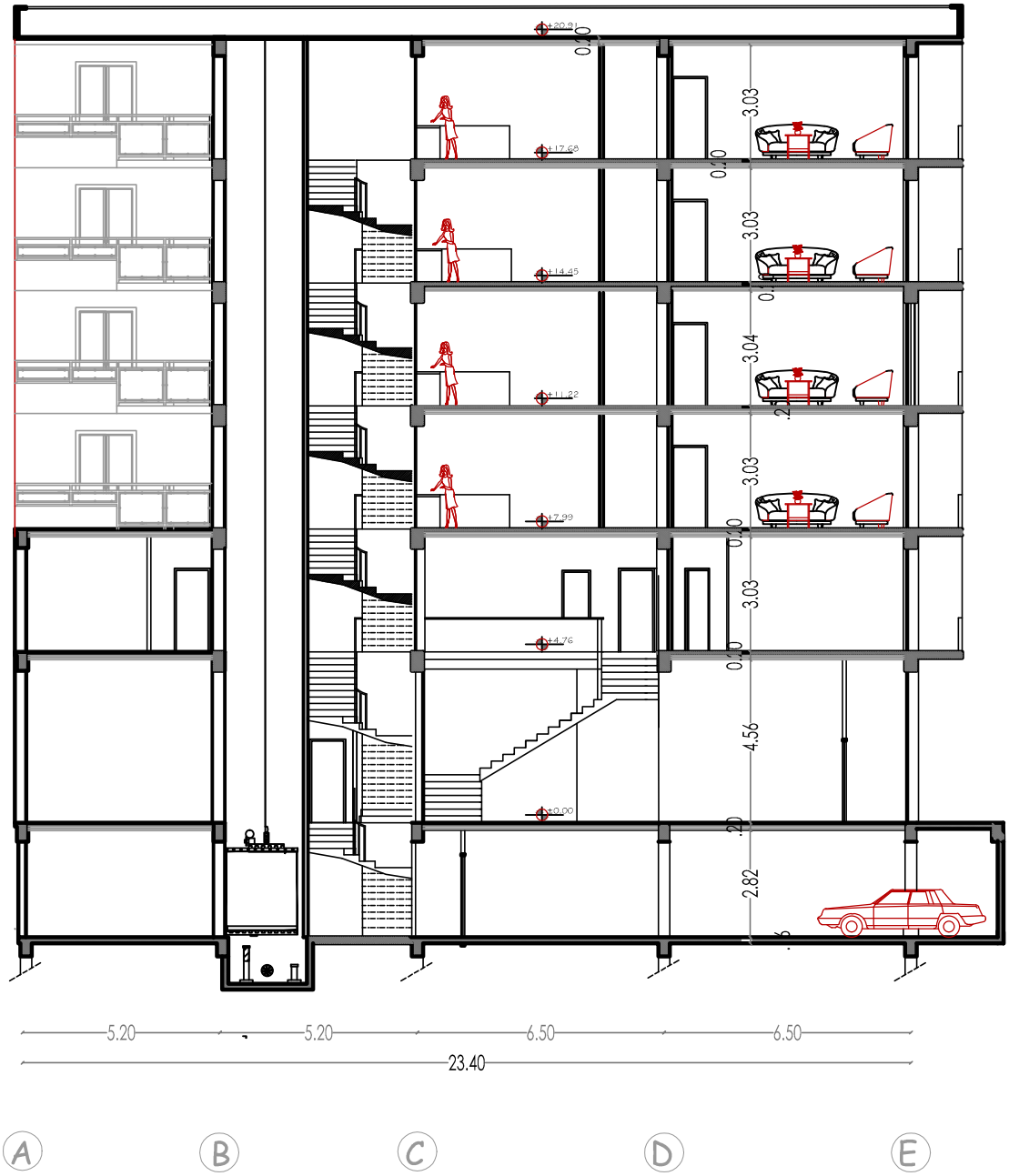
Il n'est pas nécessaire de faire la vérification de la flèche, si les trois conditions citées ci-dessous sont vérifiées simultanément :

$$\begin{cases} * \dfrac{h}{L_x} \geq \dfrac{M_t}{20 M_x} \\ * \dfrac{h}{L_x} \geq \dfrac{1}{27} \grave{a} \dfrac{1}{35} \\ * \dfrac{A_s}{bd} \leq \dfrac{2}{fe} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 0{,}113 > 0{,}10 \text{.....} \textit{vérifiée} \\ 0{,}113 > 0{,}028 \grave{a} 0{,}037 \text{.....} \textit{vérifiée.} \\ 2{,}09.10^{-3} < 5.10^{-3} \text{.....} \textit{vérifiée} \end{cases}$$

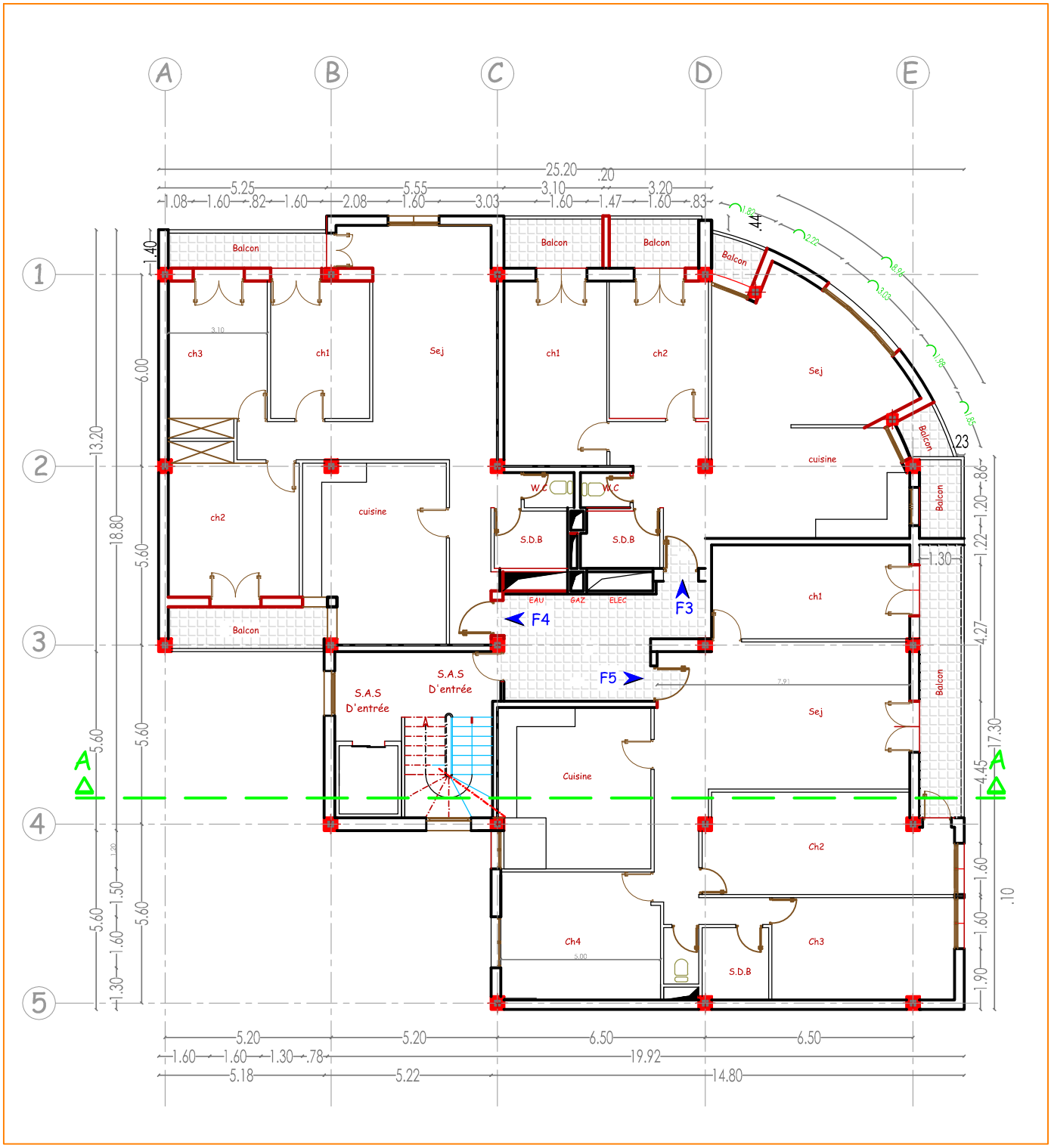
Les trois conditions sont vérifiées donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.



PLAN 1 ér ETAGE


+20.91
+17.68
+14.45
+11.22
+7.99
+4.76
±0.00
0.10
3.03
3.03
0.10
3.04
2.70
3.03
0.10
3.03
0.40
4.56
2.70
2.82
5.20
5.20
6.50
6.50
23.40
A
B
C
D
E

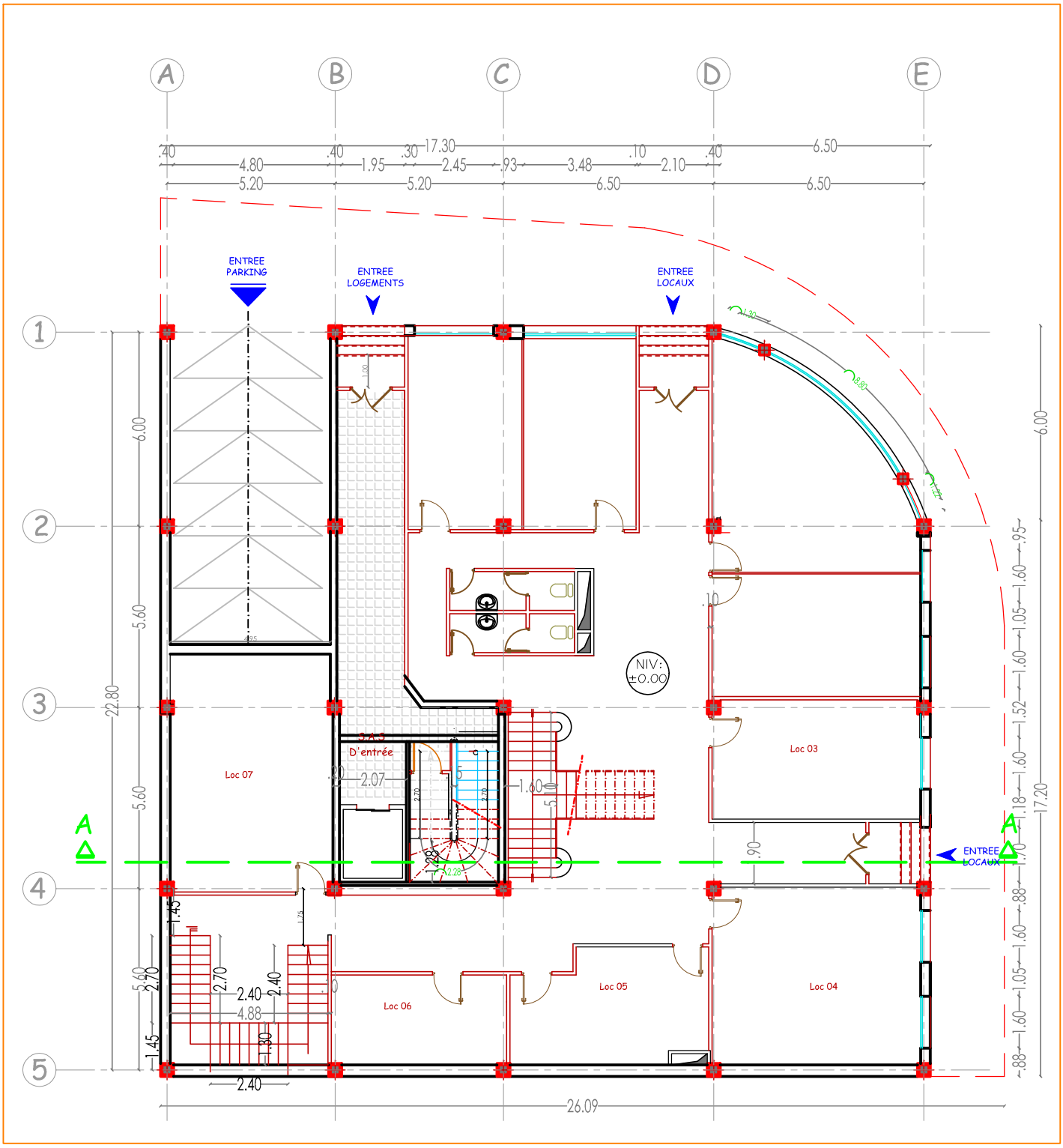
COUPE A-A



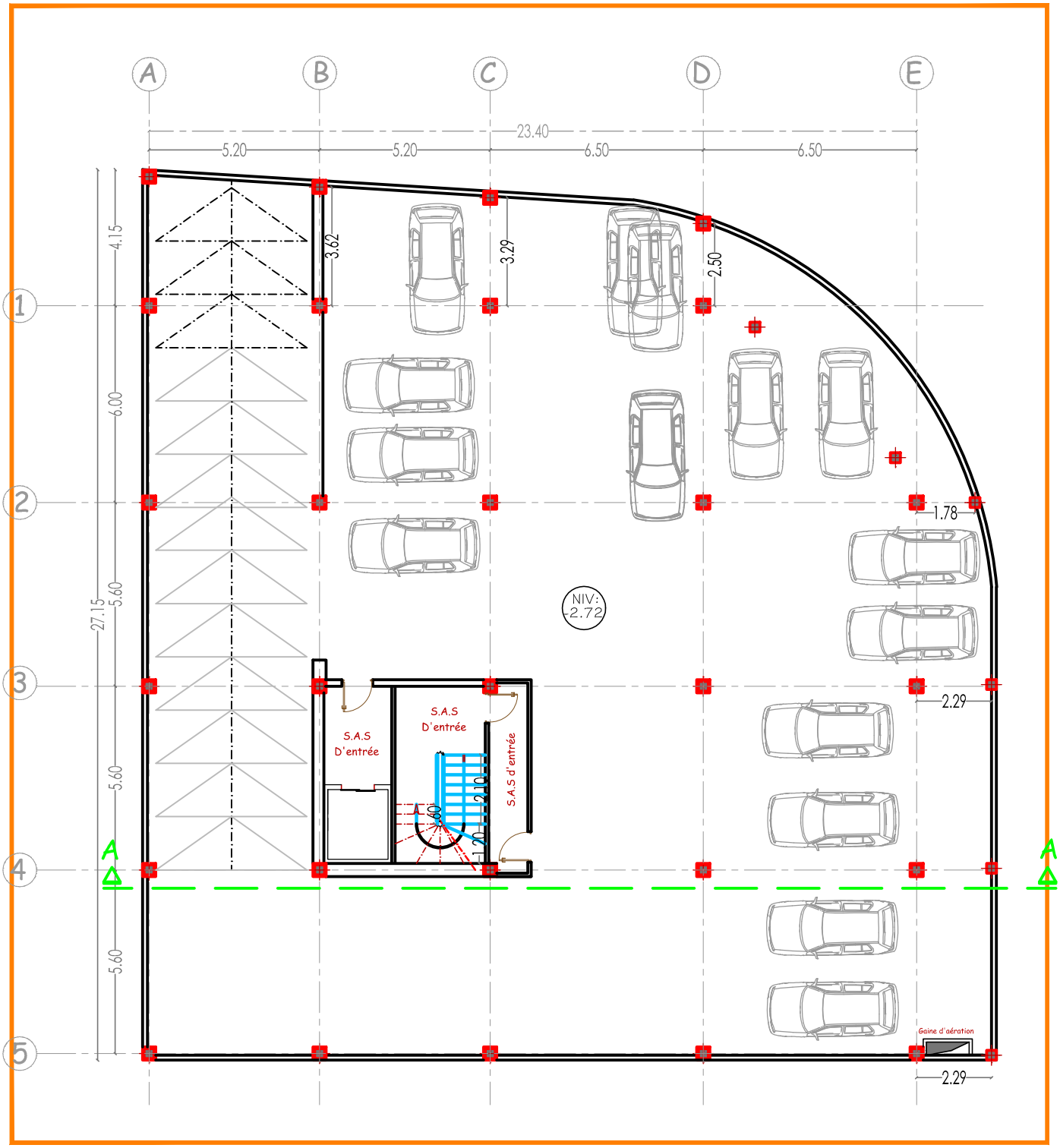
ETAGE COURANT



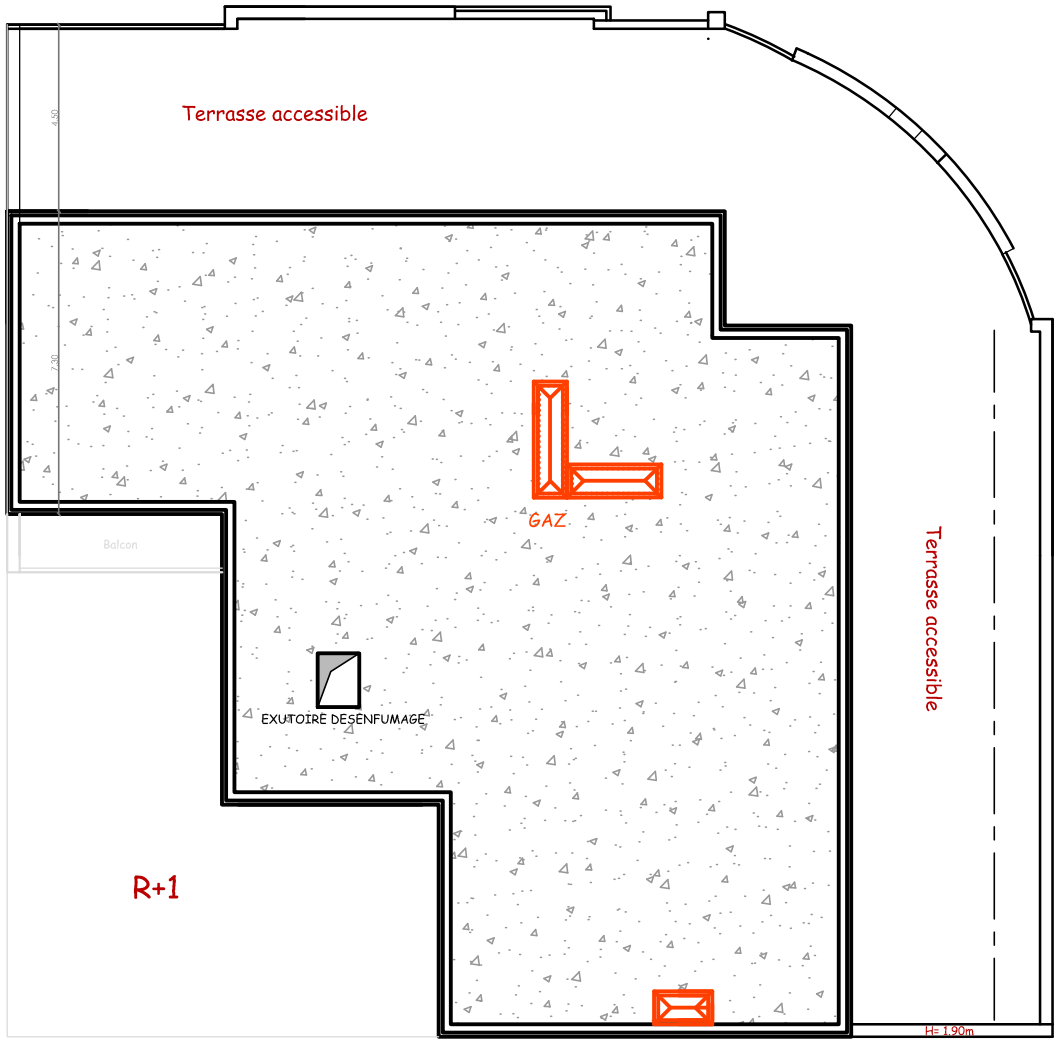
FACADE PRINCIPALE


A
B
C
D
E
1
2
3
4
5
ENTREE PARKING
ENTREE LOGEMENTS
ENTREE LOCAUX
NIV: ±0.00
SAS D'entrée
Loc 07
Loc 06
Loc 05
Loc 04
Loc 03
ENTREE LOCAUX
.40
4.80
5.20
.40
1.95
.30
17.30
2.45
.93
3.48
.10
2.10
.40
6.50
6.50
6.50
6.00
5.60
5.60
22.80
6.00
17.20
2.07
1.60
2.40
2.40
4.88
2.70
2.70
1.45
1.30
2.40
26.09

PLAN RDC



PLAN SOUS-SOL



PLAN DE TERRASSE

CHAPITRE IV : ETUDE DYNAMIQUE

IV.1. INTRODUCTION

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

IV.2. CARACTERISTIQUE DYNAMIQUE DE LA STRUCTURE

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

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

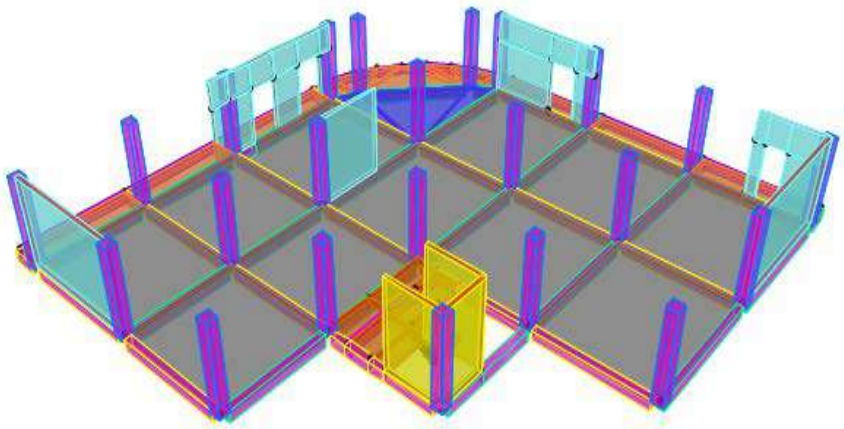


Figure IV.1.Disposition des voiles.

IV.2.1. Centre de masse

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

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

Avec :

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

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

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

IV.2.2. Centre de torsion

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

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

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

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

Avec :

I_x, I_y : Les inerties suivant les axes x et y respectivement de chaque élément de Contreventement (poteau, voile).

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

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

Avec :

X_i, Y_i:Coordonnées du centre de torsion des éléments de contreventement par rapport au repère global choisi.

X_R, Y_R:Coordonnées du centre de torsion du niveau par rapport au repère global choisi.

On va récapituler les résultats du centre de masse et centre de torsion dans le tableau ci-dessous :

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

Niveau (m)	centre de Masse			centre de torsion			
	Poids (kN)	X_G (m)	Y_G (m)	X_R (m)	Y_R (m)	$\sum I_x\ (m^4)$	$\sum I_y (m^4)$
2,72	7926,541	13,049	12,155	9,967	14,596	1,372E+005	9,774E+004
7,48	6465,909	11,781	11,772	11,440	14,278	1,372E+005	9,774E+004
10,71	7191,699	12,181	12,009	11,854	14,341	1,372E+005	9,774E+004
13,94	6206,360	13,109	12,939	11,989	14,241	1,372E+005	9,774E+004
17,17	6163,068	13,115	12,940	12,109	14,203	1,372E+005	9,774E+004
20,40	6139,353	13,124	12,948	12,251	14,242	1,372E+005	9,774E+004
23,63	5630,315	13,175	12,991	12,422	14,352	1,372E+005	9,774E+004

IV.2.3. Excentricité

IV.2.3.1. Excentricité théorique

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

IV.2.3.2. Excentricité accidentelle

(Art. 4.2.7 : RPA 99 VERSION 2003)

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

- ✓ 5% de la plus grande dimension du bâtiment à ce niveau (cette excentricité doit être prise en considération de part et d'autre du centre de torsion).
- ✓ Excentricité théorique résultant des plans . $Ex = 0{,}05.Lx$; $Ey = 0{,}05.Ly$

IV.2.3.3. Excentricité totale

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

Tableau IV.2.Calcul de l'excentricité totale

Etage	X_R (m)	Y_R (m)	X_G (m)	Y_G (m)	E_x (m)	E_y (m)
Sous sols	9,967	14,596	13,049	12,155	3,127	2,441
RDC	11,440	14,278	11,781	11,772	0,341	2,506
1er	11,854	14,341	12,181	12,009	0,327	2,332
2ème	11,989	14,241	13,109	12,939	1,120	1,302
3ème	12,109	14,203	13,115	12,940	1,006	1,263
4ème	12,251	14,242	13,124	12,948	0,873	1,294
5ème	12,422	14,352	13,175	12,991	0,753	1,361

Tableau IV.3.Excentricité suivant les deux directions.

Niveau (m)	*Excentricité suivant X*			*Excentricité suivant Y*		
	E_X(m)	E_{adm} (m) 15 %.Lx	$E_X \leq E_{adm}$	E_Y(m)	E_{adm} (m) 15 %.Ly	$E_Y \leq E_{adm}$
2,72	3,127	3,88	Oui	2,441	4,04	Oui
7,48	0,341	3,51	Oui	2,506	3,42	Oui
10,71	0,327	3,75	Oui	2,332	3,63	Oui
13,94	1,120	3,75	Oui	1,302	3,63	Oui
17,17	1,006	3,75	Oui	1,263	3,63	Oui
20,40	0,873	3,75	Oui	1,294	3,63	Oui
23,63	0,753	3,75	Oui	1,361	3,63	Oui

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

- ✓ Régularité en plan :.(Art.3.5.1. a: RPA 99 VERSION 2003).
- ✓ Régularité en élévation :(Art.3.5.1.b: RPA 99 VERSION 2003).

IV.3. CHOIX DE LA METHODE DE CALCUL

IV.3.1. Introduction

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

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

Pour notre projet, les conditions d'application de la méthode statique équivalente ne sont pas toutes vérifiées (Forme irrégulière, Zone IIb, Groupe d'usage 2, mais la hauteur de notre

bâtiment dépasse 17m), Donc on doit faire le calcul dynamique avec la méthode d'analyse modale spectrale.

Le calcul se fait par le logiciel d'analyse « SAP2000.v20.2.0 ».

IV.3.2. Méthode dynamique modale spectrale (RPA2003 « Art 4.3.3 »)

IV.3.2.1. Principe de la méthode

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

IV.3.2.2. Modélisation

Le modèle choisi dans la modélisation sur le "SAP2000.v20.2.0 " est le diaphragme rigide, la théorie du plancher rigide. Suite à la concentration de la masse son mouvement est donné par le mouvement du plancher.

IV.3.2.3. Le spectre de réponse de calcul

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

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

Avec :

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

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

(Zone II_b, groupe d'usage 2)⇒A=0.2

IV.3.2.3.2. Facteur de correction d'amortissement η

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \quad , \quad \xi = 7 \quad \Rightarrow \quad \eta = 0.88$$

IV.3.2.3.3. Coefficient de comportement R

Le système est constitué de voiles uniquement ou de voiles et de portiques. Dans ce dernier 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; Donc : R=3,5.

Tableau IV.4.Distribution des sollicitations suivant X.

Niveau (m)	Sollicitation dues aux charges verticales		Sollicitation dues aux charges horizontales			
	$N_{z\,(poteaux)}$ (%)	$N_{z\,(voiles)}$ (%)	$T_{x\,(poteaux)}$ (%)	$T_{x\,(poteaux)}$	$T_{x\,(voiles)}$ (%)	$T_{x\,(voiles)}$
2.72	79,80	20,20	6,13	300,89	93,87	4607,59
7.48	78,37	21,63	7,51	354,88	92,49	4370,56
10.71	78,12	21,88	9,29	435,95	90,71	4256,77
13.94	78,40	21,60	10,82	426,26	89,18	3513,35
17.17	78,03	21,97	12,00	437,52	88,00	3181,17
20.40	76,83	23,17	12,75	328,69	87,25	2249,31
23.63	72,77	27,23	18,13	306,77	81,87	1385 ,33

Tableau IV.5.Distribution des sollicitations suivant Y.

Niveau (m)	Sollicitation dues aux charges verticales		Sollicitation dues aux charges horizontales			
	$N_{z\,(poteaux)}$ (%)	$N_{z\,(voiles)}$ (%)	$T_{y\,(poteaux)}$ (%)	$T_{y\,(poteaux)}$	$T_{y\,(voiles)}$ (%)	$T_{y\,(voiles)}$
2.72	80,55	19,45	4,42	217,74	95,58	4712,74
7.48	79,80	20,20	6,09	272,70	93,91	4205,63
10.71	77,66	22,34	9,71	386,49	90,29	3593,42
13.94	78,46	21,54	10,33	398,53	89,67	3457,44
17.17	78,32	21,68	13,26	446,06	86,74	2916,10
20.40	86,00	24,00	18,70	477,56	81,30	2075,88
23.63	77,25	22,75	24,04	353,25	75,96	1116,03

IV.3.2.3.4. Facteur de qualité Q

La valeur de Q est déterminée par la formule suivante : $Q = 1 + \sum_1^6 P_q$

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

Tableau IV.6.Facteur de qualité.

Critère (q)	*Suivant X*		*Suivant X*	
	Observé	***Valeur***	***Observé***	***Valeur***
Conditions minimales sur les files de contreventement	Oui	0	Oui	0
Redondance en plan	Oui	0	Oui	0
Régularité en plan	Non	0 ,05	Non	0,05
Régularité en élévation	Non	0.05	Non	0.05
Contrôle de la qualité des matériaux	Non	0,05	Non	0,05
Contrôle de la qualité de l'exécution	Oui	0	Oui	0
Totale	0,15		0,15	
Q	1,15		1,15	

IV.3.3. Résultats de l'analyse dynamique

IV.3.3.1. Analyse modale

IV.3.3.1.1. Comportement modal

Tableau IV.7.Le comportement des trois modes

Modes	Ux (%)	Uy (%)	Rz (%)	Cas
01	2,35	63,67	0,02	Translation suivant Y
02	63,25	2,02	2,09	Translation suivant X
03	1,58	0,44	62,98	Rotation autour de l’axe Z

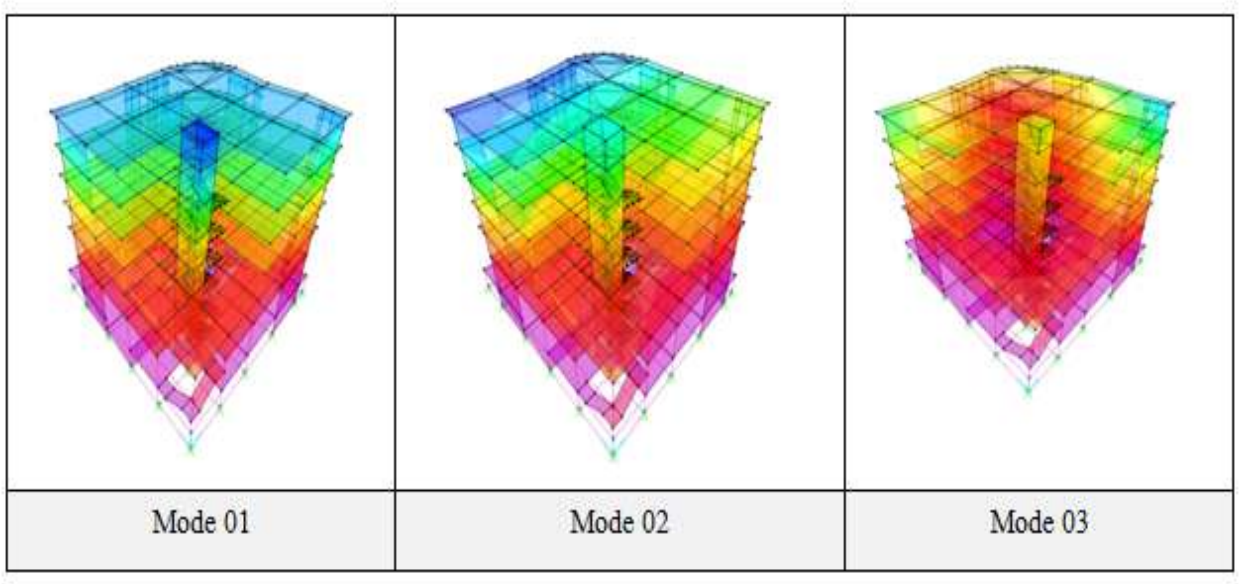


Figure IV.2.Le comportement des trois premiers modes.

IV.3.3.1.2. Participation massique (dissipation d'énergie)

Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que : La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure d'après: [1] ►► [Art4.3.4.a] ◄◄

Tableau IV.8.Coefficient de participation massique

Modes	Périodes (S)	Cumul des masses modales effectives (%)		
		Sens x	Sens y	R(z)
1	0,481	2,346	63,671	0,02
2	0,425	65,592	65,690	2,108
3	0,302	67,171	66,131	65,084
4	0,140	67,359	66,504	65,086
-	-	-	-	-
-	-	-	-	-
40	0,054	88,126	89,517	85,237
41	0,053	**90,155**	89,677	85,265
42	0,053	90,299	89,677	85,265
-	-	-	-	-
-	-	-	-	-
54	0,048	90,971	89,946	85,297
55	0,047	91,005	**90,034**	85,297
56	0,047	91,020	90,041	85,301
-	-	-	-	-
-	-	-	-	-
86	0,036	93,274	92,023	89,687
87	0,036	93,348	92,098	89,987
88	0,036	93,441	93,700	**90,292**

La structure a dissipé moins de 90% de l'énergie stockée au 88 mode avec un temps égale

T=6,33sec.

IV.3.3.2. Analyse statique et dynamique

IV.3.3.2.1. Stabilité de la structure :

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

La résultante des forces sismique à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la

méthode statique équivalente V pour une valeur de période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée, Donc, il faut vérifier que : $\frac{V_t}{V} \geq 80\%$

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

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

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

Avec :

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

D : Facteur d'amplification dynamique moyen

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

T_2: Période caractéristique. (Site 2) ⇒ $T_2 = 0{,}4\ sec$

η: Facteur de correction d'amortissement.

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

T : Période fondamentale suivant les deux directions.

$$T = \frac{0{,}09 h_n}{\sqrt{L_x}} \Rightarrow T_x = 0{,}418\ sec \quad , \quad T_y = 0.432\ sec$$

$$D_x = 2{,}14 \quad , \quad D_y = 2{,}09$$

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

Q : Facteur de qualité. $Q_x = Q_y = 1.15$

W : Poids total de la structure

$W = \sum_{i=1}^{n} W_i$, $W_i = W_{G\,i} + \beta W_{Q\,i}$, $\beta = 0.2$ ⇒ $W =$ 50279,50 kN

Tableau IV.9.Les valeurs de la force sismique

A	D_x	D_y	Q_x	Q_y	R	W(kN)	V_x(kN)	V_y(kN)
0,2	2,14	2,09	1,15	1,15	3,5	50279,50	7070,73	6905,53

Tableau IV.10.Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul.

	$V(kN)$	$V_t(kN)$	Vt/V	$Vt/V \geq 0.8$
Sens X	7070,73	5702,23	0,81	CV
Sens Y	6905,53	5708,44	0,80	CV

b) Vérification de la stabilité au renversement

Le moment de renversement égale à :

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

Avec :

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

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

Le moment de stabilité égale à :

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

Avec :

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

W_i: La masse du plancher de chaque niveau.

- Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur

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

$$F_t = \begin{cases} 0.07\ T\ V_t \leq 0.25V_t & Si: T \geq 0.7\ sec \\ 0 & Si: T < 0.7\ sec \end{cases}$$

On a: $T_x = 0{,}418\ sec \quad , \quad T_y = 0.409\ sec \Rightarrow \quad F_t = 0$

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

Tableau IV.11.Valeurs des moments de stabilité et de renversement.

$h_i(m)$	$W_i(kN)$	$W_i h_i$	$F_{ix}(kN)$	$F_{iy}(kN)$	$M_{Rxi}(kN.m)$	$M_{Ryi}(kN.m$	$M_{Sxi}(kN.m)$	$M_{Syi}(kN.m)$
2,72	7926,54	21560,19	205,73	205,96	559,60	560,21	103433,42	96347,09
7,48	6465,90	48364,93	461,51	462,02	3452,13	3455,89	76174,77	76116,57
10,71	7191,69	77023,00	734,98	735,78	7871,63	7880,20	87601,98	86365,01
13,94	6206,36	86516,66	825,57	826,47	11508,46	11521,00	81359,17	80304,09
17,17	6163,06	105819,74	1009,77	1010,87	17337,71	17356,60	80828,53	79750,00
20,40	6139,35	125242,74	1195,11	1196,41	24380,22	24406,77	80572,83	79492,30
23,63	5630,31	133044,23	1269,55	1270,94	29999,54	30032,21	74179,33	73143,36
Somme		597571,48	5702,23	5708,44	95105,30	95212,88	584150,03	571518,42

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

$$\frac{M_S}{M_R} \geq 1{,}5$$

$$\frac{M_{Sx}}{M_{Ry}} = \frac{584150{,}03}{95212{,}88} = 6{,}13 > 1.5 \quad (C.V)$$

$$\frac{M_{Sy}}{M_{Rx}} = \frac{571518{,}42}{95109{,}30} = 6.01 > 1.5 \quad (C.V)$$

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

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

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

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

Avec :

δ_{ek} : Déplacement dû au force sismique.

R : Coefficient de comportement.

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

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

Selon l'article (5.10 de l'RPA 2003), le déplacement horizontal relatif d'un étage par rapport aux autres qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser le déplacement admissible Δ_{adm}

$\Delta_{adm} = 0.01h_e$ Avec h_e : La hauteur d'étage k.

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

Niveau	$h_e(m)$	$\delta_{ek}(cm)$	$\delta_k(cm)$	$\Delta_k(cm)$	$\Delta_{adm}(cm)$	$\Delta_k \leq \Delta_{adm}$	εx ‰	[ε] ‰
23,63	3,23	1,3	4,55	0,7	3,23	oui	1,52	3,5
20,4	3,23	1,1	3,85	0,77	3,23	oui	1,67	3,5
17,17	3,23	0,88	3,08	0,8	3,23	oui	1,73	3,5
13,94	3,23	0,65	2,28	0,77	3,23	oui	1,67	3,5
10,71	3,23	0,43	1,51	0,67	3,23	oui	1,45	3,5
7,48	4,76	0,24	0,84	0,63	4,76	oui	0,93	3,5
2,72	2,72	0,06	0,21	0,21	2,72	oui	0,54	3,5

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

Niveau	$h_e(m)$	$\delta_{ek}(cm)$	$\delta_k(cm)$	$\Delta_k(cm)$	$\Delta_{adm}(cm)$	Δ_k≤Δ_adm	εy ‰	[ε] ‰
23,63	3,23	1,59	5,57	0,98	3,23	oui	2,12	3,5
20,4	3,23	1,31	4,59	0,98	3,23	oui	2,12	3,5
17,17	3,23	1,03	3,61	0,95	3,23	oui	2,06	3,5
13,94	3,23	0,76	2,66	0,91	3.23	oui	1,97	3,5
10,71	3,23	0,5	1,75	0,8	3.23	oui	1,73	3,5
7,48	4,76	0,27	0,95	0,77	4,76	oui	1,13	3,5
2,72	2,72	0,05	0,18	0,18	2,72	oui	0,46	3,5

d) Vérification de l'effet P-Δ

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

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

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

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

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

h_k : Hauteur de l'étage " k ".

Si $0.10<\theta_K \leq 0.20$, Les effets P-W peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du1° ordre par le facteur $\frac{1}{(1-\theta_K)}$

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

Tableau IV.14.Vérification de l'effet P-Δ suivant les deux directions

Niveau m	$\mathbf{P_k}$kN	$\mathbf{\Delta_{kx}}$cm	$\mathbf{\Delta_{ky}}$cm	$\mathbf{V_{kx}}$kN	$\mathbf{V_{ky}}$ kN	$\mathbf{h_k}$ cm	$\boldsymbol{\theta_{kx}}$	$\boldsymbol{\theta_{ky}}$	**θ≤0.1**
23,63	5630,31	0,7	0,98	1269,62	1271,34	323	0,0096	0,0134	CV
20,4	6139,35	0,77	0,98	1195,17	1196,47	323	0,0122	0,0156	CV
17,17	6163,07	0,8	0,95	1009,82	1010,92	323	0,0151	0,0179	CV
13,94	6206,36	0,77	0,91	825,61	826,51	323	0,0179	0,0212	CV
10,71	7191,7	0,67	0,8	735,02	735,82	323	0,0203	0,0242	CV
7,48	6465,91	0,63	0,77	461,54	462,04	476	0,0185	0,0226	CV
2,72	7915,52	0,21	0,18	205,46	205,68	272	0,0297	0,0255	CV

IV.3.3.2.2. Résistance des éléments

a) Vérification de cisaillement des éléments

- **Les poutres** (CBA93 Art. A.5.1.2.1.1)

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

$$\tau = \frac{V_u}{b_0 . d}$$

$\bar{\tau} = \boldsymbol{min}\left(\frac{\mathbf{0,2}\times \boldsymbol{fc28}}{\boldsymbol{\gamma b}}; 5 \text{ MPA}\right)$ Fissuration peu nuisible.

$\bar{\tau} = \boldsymbol{min}\left(\frac{\mathbf{0,15}\times \boldsymbol{fc28}}{\boldsymbol{\gamma b}}; 4\ MPA\right)$ Fissuration préjudiciable, ou très préjudiciable.

Tableau IV.15.Vérification de cisaillement des poutres.

Eléments	Section(cm²)	V_u(kN)	Combinaison	τ(MPa)	Type de fissurations	$\bar{\tau}$(MPa)	$\tau \leq \bar{\tau}$
Poutres principales	30X45	244,01	ELU	1,914	Fissuration préjudiciable	2.50	CV
Poutres secondaires	30X40	131,20	ACC	1,166	Fissuration préjudiciable	3.26	CV
Longrines	30X35	43,34	ACC	0,445	Fissuration préjudiciable	4,35	CV
Chainage	30X30	62.22	ACC	0,754	Fissuration préjudiciable	3,26	CV
Poutres paliers	30X40	86,91	ACC	0,773	Fissuration peu nuisible	4,35	CV
Poutres noyer	30X40	30,08	ELU	0,267	Fissuration peu nuisible	3,33	CV

- **Les voiles** (RPA2003 Art 7.7.2)

Pour les voiles, la vérification de la résistance au cisaillement se fait avec la valeur de l'effort tranchant trouvé à la base du voile majoré de 40%.

La contrainte de cisaillement est égale :

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

Avec :

V_u: L'effort tranchant.

b : l'épaisseur de voile.

d = 1.9*L.

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

Tableau IV.16.Vérification de cisaillement des voiles.

Direction	Voile	b	L	$\|V_u\|$	Combinaison	τ(MPa)	$\bar{\tau}$(MPa)	$\tau \leq \bar{\tau}$
Suivant x	Périphérique	20	650	1227.25	$G+Q+V_{tx}$	1.049	5	CV
	1	20	650	1753.19	$G+Q+V_{tx}$	1.498	5	CV
	2	20	100	279.08	$G+Q+V_{tx}$	1,550	5	CV
	3	20	650	1922.44	$G+Q+V_{tx}$	1,642	5	CV
	4	20	220	418.99	$G+Q+V_{tx}$	1.058	5	CV
	5	20	350	620.64	$G+Q+V_{tx}$	0.985	5	CV
Suivant y	Périphérique	20	560	1057.72	$0.8G+V_{ty}$	1.049	5	CV
	7	20	300	665.38	$G+Q+V_{ty}$	1.232	5	CV
	8	20	560	1574.68	$G+Q+V_{ty}$	1.562	5	CV
	9	20	260	381.96	$G+Q+V_{ty}$	0.816	5	CV
	10	20	260	352.74	$G+Q+V_{ty}$	0.754	5	CV
	11	20	600	986.11	$G+Q+V_{ty}$	0.913	5	CV

- **les poteaux**

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

On doit vérifier que :

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

N_d: Effort normal réduit.

B_c: Section brute du béton.

Tableau IV.17.Vérification de l'effort normal réduit.

Niveau	b(cm)	h(cm)	N_d(kN)	$B_c(cm^2)$	combinaison	ν	$\nu \leq 0.3$
5éme	50	50	386,07	230400	G+Q-Vtx	0,067	CV
4éme	50	50	764,34	230400	G+Q-Vtx	0,133	CV
3éme	55	55	1140,16	280900	G+Q-Vtx	0,162	CV
2éme	55	55	1537,33	280900	G+Q-Vtx	0,219	CV
1^{ier}	60	60	1954,01	336400	G+Q-Vtx	0,232	CV
RDC	60	60	2397,49	336400	G+Q-Vtx	0,285	CV
sous-sol	65	65	2790,15	396900	G+Q-Vtx	0,281	CV

IV.4. CONCLUSION

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

Tableau IV.18.Dimensions finales des éléments.

Eléments		Section
Poutres principales		30x45
Poutres secondaires		30x40
Poutre palier		30x40
Poutre Chainage		30x30
Longrines		30x35
Voile de contreventement		20xL
Poteaux	**4éme , 5éme étage**	50x50
	2émé, 3éme étage	55x55
	RDC, 1er	60x60
	sous-sol	65x65

CHAPITRE V : CACUL DES ELEMENTS RESISTANTS

V.1. INTRODUCTION

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

- **Combinaisons données par le CBA93**
  - ✓ ELS (situation durable) :G + Q
  - ✓ ELU : 1.35G + 1.5Q
  - ✓ ELU (situation accidentelle) : G+Q±E
- **Combinaisons données par le RPA99 version2003**
  - ✓ G+Q±E
  - ✓ 0.8G±E

V.2. FERRAILLAGE DES POUTRES

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

V.2.1. Ferraillage longitudinal des poutres

L'acier choisi pour le ferraillage longitudinal est de type barres à haut adhérence$F_e E400$.

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

Elément	(bxh)	M_t (kN.m)	Combinaison	A_{S1} (cm^2)	M_a (kN.m)	Combinaison	A_{S2} (cm^2)
Poutres porteuse	30x45	70,45	ELU	6,10	-152,49	ELU	11,60
Poutres Non porteuse	30x40	38,77	ELU	3,62	-101,83	ACC	8,60
Poutre chainage	30x30	28,18	ELU	3,10	-48,48	ACC	5,50

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

Elément	Section choisie					
	$A_{S1}(cm^2)$	$A_{s2}(cm^2)$	$A_{S1}(cm^2)$	A_{s2}	A'_{s1}	$A'_{s2}(cm^2)$
Poutres porteuse	9,11	12,19	3HA16+2HA14	3HA16+4HA14	3HA16=6,03	3HA16=6,03
Poutres Non porteuse	4,62	9,24	3HA14	3HA14+3HA14	3HA14=4,62	3HA14=4,62
Poutre chainage	3,39	3,39	3HA12	3HA12	3HA12=3,39	3HA12=3,39

V.2.2. Vérification

V.2.2.1. Les contraintes à l'ELS

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

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

Elément	Sollicitation à l'ELS		Contraintes en travées			Contraintes en appuis			Contraintes admissibles		Verification
	$M_{t\,ser}$ (kN.m)	$M_{a\,ser}$ (kN.m)	σ_b (MPa)	σ_s (MPa)	σ_s' (MPa)	σ_b (MPa)	σ_s (MPa)	σ_s' (MPa)	$\overline{\sigma_b}$ (MPa)	$\overline{\sigma_s}$ (MPa)	
Poutre porteuse	55,47	-118,83	5,6	161,3	63,6	8,6	161,3	107,8	15	201,63	CV
Poutre Non porteuse	8,59	-68,02	0,5	7,0	7,0	7,8	165	94,3	15	201,63	CV
Poutre chainage	20,71	-33,61	4	123,8	43,6	6,5	161,3	70,7	15	201,63	CV

- **Section minimale**

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

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

- **Section maximale** RPA2003 (Art. 7.5.2.1)

$A_{max} = 4\%\ b.h\ (cm^2)$en zone courante

$A_{Rmax} = 6\%\ b.h\ (cm^2)$en zone de recouvrementen

Tableau V.4.Vérification de section d'armatures des poutres

Elément	A_t (cm^2)	A_a (cm^2)	A_{min} (cm^2)	A_{max} (cm^2)	A_{Rmax} (cm^2)	A_{tmin} (cm^2)	Vérification
Poutre Porteuse	15,14	18,22	6,75	54	81	1,35	cv
Poutre non Porteuse	4,62	9,24	6	48	72	1,2	cv
Poutres chainages	6,78	6,78	4,5	36	54	0,9	cv

V.2.2.2. De la flèche

Il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche si les 3 inégalités suivantes sont vérifiées :

$$\frac{h}{L} \quad , \quad \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \quad , \quad \frac{A}{b.d} \leq \frac{4.2}{f_e}$$

$$\text{Avec: } M_t = k * M_0$$

k : Est un coefficient rédacteur($0.75 \leq k \leq 0.85$), on prend : k=0.8

Tableau V.5.Vérification préliminaire de la flèche des poutres.

Elément	1ér condition			2éme condition			3éme condition		
	$\frac{h}{L}$	$\frac{1}{16}$	$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$	$\frac{h}{L}$	$\frac{M_t}{10M_0}$	$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0}$	$\frac{A}{b_0 d}$	$\frac{4.2}{f_e}$	$\frac{A}{b_0 d} \leq \frac{4.2}{f_e}$
Poutre porteuse	0,07	0,06	CV	0.07	0,08	CV	0,014	0,0105	CNV
Poutre non porteuse	0,15	0,06	CV	0,15	0,08	CV	0,005	0,0105	CV
Poutre chainage	0,05	0,06	CNV	0,05	0,08	CV	0,016	0,0105	CNV

Les conditions ne sont pas toutes vérifiées pour les poutres porteuses, et les poutres chinages donc on doit faire le calcul de la flèche en suivant :

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

élément	L (m)	A (cm^2)	$M_{ser}(kN.m)$	$\Delta f(mm)$	$\bar{f}(mm)$	$\Delta f \leq \bar{f}$
Poutre porteuse	6,50	15,14	-55,47	2,20	11,5	CV
Poutre chainage	5,60	13,56	-20,71	2,8	10,6	CV

V.2.2.3. Les contraintes de cisaillement à l'ELU

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

Tableau V.7.Vérification des contraintes de cisaillement.

Elément	Section	$V_{max}(kN)$	Combinaison	τ (MPa)	$\bar{\tau}$ (MPa)	$\tau \leq \bar{\tau}$
Poutres porteuse	30x45	125,80	$1,35G + 1,5Q$	0,987	3,33	CV
Poutres non porteuse	30x40	61,44	$G+Q-E_{dy}$	0,546	4,35	CV
Poutre chainage	30x30	62,60	$G+Q+E_{dy}$	0,76	2,50	CV

V.2.3. Ferraillage transversal des poutres

L'acier choisi pour le ferraillage transversal est de type barres à haut adhérence $F_e E400$.

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

Ajouter la article.

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

$$Selon\ le\ RPA2003\ article\ 7.5.2.2: \begin{cases} S_t \leq \dfrac{A_t}{0.003 \times b} \\ S_t \leq Min\left[\dfrac{h}{4}, 12\emptyset_{l,}, 30cm\right] & Zone\ nodale \\ S' \leq \dfrac{h}{2} & Zone\ courante \end{cases}$$

Tableau V.8.La section d'armatures transversales.

Elément	τ_u(MPa)	$S_{calculée}$(cm)			$S_{adoptée}$(cm)		A_{tmin} (cm²)	$A_{t\ choisie}$ (cm²)
		CBA	RPA		S(ZN) (cm)	S′(ZC) (cm)		
			ZN	ZC				
Poutres porteuses	1,91	38,25	11,25	22,5	10	15	1,35	4Ø8 = 2,01
Poutres non porteuses	1,15	33,75	10	20	10	15	1,2	4Ø8 = 2,01
Poutres chinages	0,76	24,75	7,5	15	10	15	0,9	4Ø8 = 2,01

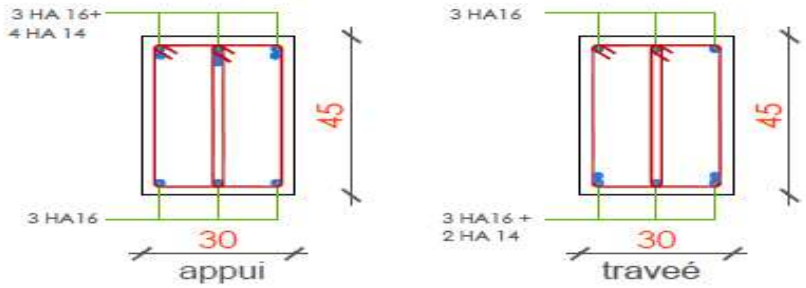


Figure V.1.Dessin de ferraillage des poutres porteuses.

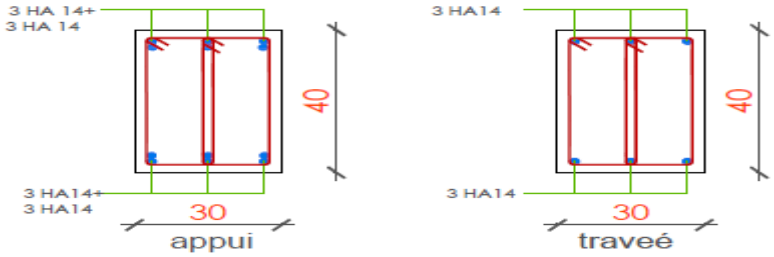


Figure V.2.Dessin de ferraillage des poutres non porteuses

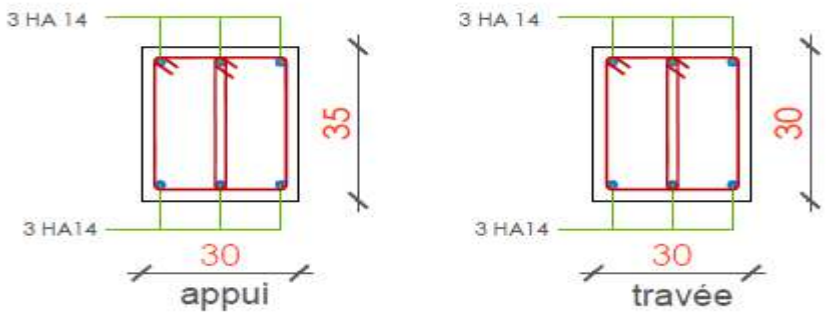


Figure V.3.Dessin de ferraillage des poutres chainages.

V.3. FERRAILLAGE DES POTEAUX

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

V.3.1. Armatures longitudinales

V.3.1.1. Recommandations selon les règlements

- **Selon le CBA93**

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

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

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

✓ Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.

Leur pourcentage est limité en zone II_b par :

$$0.8\% \leq \frac{A_l}{b * h} \leq 3\% \quad \text{(Zone courante)}$$

$$0.8\% \leq \frac{A_l}{b * h} \leq 6\% \quad \text{(Zone de recouvrement)}$$

✓ Le diamètre minimum est de 12 mm.

✓ La longueur minimale des recouvrements est de : 40 Ø en zone II_b

✓ La distance maximale entre deux barres voisines sur une même face ne doit pas dépasser : 25cm en zone II_b.

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

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

h_e : la hauteur d'étage.

V.3.1.2. Sollicitations extrêmes pour le ferraillage

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

- ✓ $N_{max}\ et\ M_{correspondant}$
- ✓ $M_{max}\ et\ N_{correspendent}$
- ✓ $N_{min}\ et\ M_{correspendent}$

Tableau V.9.La section d'armatures des poteaux.

Section	cas	combinaison	Etat	N(KN)	M	A	A min
65x65	Nmax-> Mcorr	1.35G+1.5Q	SEC	-3648,6	-5,8	3,3	38,03
	Mmax -> Ncorr	G+Q-Edx	SEC	-2746,7	-129,5		
	Nmin -> Mcorr	0,8G+Edx	SPC	433,1	92,9		
60x60	Nmax -> Mcorr	1.35G+1.5Q	SEC	-2505,2	-38,3	3	32,40
	Mmax -> Ncorr	G+Q-Edx	SPC	-2343,6	-107,8		
	Nmin -> Mcorr	0.8G+Edx	SPC	492,2	69,8		
60x60	Nmax -> Mcorr	1.35G+1.5Q	SEC	-2604,7	10,4	1,7	32,40
	Mmax -> Ncorr	G+Q-Edx	SEC	-2001,4	-162,9		
	Nmin -> Mcorr	0.8G+Edx	SPC	367,9	163,2		
55x55	Nmax -> Mcorr	1.35G+1.5Q	SEC	-1551,1	1,7	2,8	27,20
	Mmax -> Ncorr	G+Q-Edx	SEC	-1110,1	-187,1		
	Nmin -> Mcorr	0.8G+Edx	SPC	152,1	175,4		
55x55	Nmax -> Mcorr	1.35G+1.5Q	SEC	-2074,1	-2,7	2,8	27,20
	Mmax -> Ncorr	G+Q-Edx	SEC	-1556,1	-179,8		
	Nmin -> Mcorr	0.8G+Edx	SPC	261,2	157,1		
50x50	Nmax -> Mcorr	1.35G+1.5Q	SEC	-1551,1	1,7	2,8	22,50
	Mmax -> Ncorr	G+Q-Edx	SEC	-1110,1	-187,1		
	Nmin -> Mcorr	0.8G+Edx	SPC	152,1	175,4		
50x50	Nmax -> Mcorr	1.35G+1.5Q	SEC	-1029,5	-0,33	2,5	22,50
	Mmax -> Ncorr	G+Q-Edx	SEC	-693,9	-138,1		
	Nmin -> Mcorr	0.8G+Edx	SPC	65,1	129,6		

V.3.1.3. Vérification des contraintes à l'ELS

Tableau V.10.Vérification des contraintes à l'ELS.

section	cas	combinaison	N(KN)	M(KN.m)	Type de fissuration	σ_b	σ_s	$\overline{\sigma_b}$	$\overline{\sigma_s}$	verification
65x65	Nmax-> Mcorr	G+Q	-377,7	-1,5	Peu nuisible	0,9	/	15	/	cv
	Mmax-> Ncorr	G+Q	-242,8	-95,6	Préjudiciable	**5.5**	83,7		201,6	cv
	Nmin-> Mcorr	G+Q	-86,3	52,7	Préjudiciable	3	135,9		201,6	cv
60x60	Nmax-> Mcorr	G+Q	-752,7	-2,7	Préjudiciable	2,1	31,2	15	201,6	cv
	Mmax-> Ncorr	G+Q	-373,1	-51,4	Peu nuisible	3.6	/		/	cv
	Nmin-> Mcorr	G+Q	-217,9	30,2	Préjudiciable	1,6	21,5		201,6	cv
60x60	Nmax-> Mcorr	G+Q	-1133,2	-3,8	Peu nuisible	3,2	/	15	/	cv
	Mmax-> Ncorr	G+Q	-567,1	-63,1	Préjudiciable	3,4	45,8		201,6	cv
	Nmin-> Mcorr	G+Q	-349,6	40,2	Préjudiciable	2,2	29,5		201,6	cv
55x55	Nmax-> Mcorr	G+Q	-1514,6	-2,8	Peu nuisible	5	/	15	/	cv
	Mmax-> Ncorr	G+Q	-763,5	-61,8	Peu nuisible	4	/		/	cv
	Nmin-> Mcorr	G+Q	-485,9	37,5	Préjudiciable	3	41,6		201,6	cv
55x55	Nmax-> Mcorr	G+Q	-1901,7	-8,7	Peu nuisible	6.6	/	15	/	cv
	Mmax-> Ncorr	G+Q	-725,2	-65,1	Peu nuisible	4,7	/		/	cv
	Nmin-> Mcorr	G+Q	-156,3	76,6	Préjudiciable	2,4	38		201,6	cv
50x50	Nmax-> Mcorr	G+Q	-1825,6	-27,5	Peu nuisible	8,5	/	15	/	cv
	Mmax-> Ncorr	G+Q	-1411,2	-76,4	Peu nuisible	4,8	/		/	cv
	Nmin-> Mcorr	G+Q	-319,1	18,9	Préjudiciable	2,3	30,7		201,6	cv
50x50	Nmax-> Mcorr	G+Q	-2656,9	-4,3	Peu nuisible	10	/	15	/	cv
	Mmax-> Ncorr	G+Q	-1747,2	-87,9	Peu nuisible	5,1	/		/	cv
	Nmin-> Mcorr	G+Q	-582,1	56,3	Préjudiciable	6,2	80,8		201,6	cv

V.3.2. Armatures transversales

- **Selon le CBA93 [Art A.5.1.2.3]**

Les armatures transversales doivent entourer les barres longitudinales, leurs Φt est

Donnée par la relation suivante :

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

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 :

$$St \leq \text{Min}\,[0.9d\ ;\ 40cm]. \quad \text{Et} \quad \frac{A_t \times f_e}{b_0 \times S_t} \geq 0.4\ \text{Mpa} \quad \text{et } S_t \leq \frac{0.9 \times A_t \times \frac{f_e}{\gamma_s}}{b_0(\tau_u - 0.3 \times f_{t28} \times K)}$$

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

- ✓ At: Section d'armatures transversales.
- ✓ b:Largeur de la section droite.
- ✓ h:Hauteur de la section droite.
- ✓ St: Espacement des armatures transversales.

On prend: f_e=235 MPa.

On a: $\emptyset_l$min = 1,2 cm.

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

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

T_u : Effort tranchant.

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

2.50 Si : $\lambda \geq 5$

3.75 Si : $\lambda < 5$

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

t : est l'espacement des armatures transversales

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

$\emptyset_l$: Diamètre minimal des armatures longitudinales.

h_1 : Hauteur totale de la section brute.

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

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

$$0.8\% \geq \frac{A_t}{tb_1} \geq 0.3\% \qquad si : \quad 5 \geq \lambda \geq 3$$

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

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

Tableau V.11.Vérifications des contraintes de cisaillement dans les poteaux

Section	Combinaison	V_u (KN)	λ	ρ_d	τ_u (MPa) RPA	τ_u(MPa) CBA	$\bar{\tau}u$(MPa)	$\tau_u \leq \bar{\tau}u$
50x50	G+Q+Edx	207,63	15,81	0,075	1,875	0,874	4,34	CV
55x55	G+Q+Edx	226,11	14,37	0,075	1,875	0,783	4,34	CV
60x60	G+Q+Edx	209,86	13,17	0,075	1,875	0,608	4,34	CV
65x65	G+Q+Edy	241,41	10,14	0,075	1,875	0,069	3,26	CV

Tableau V.12.La section d'armatures transversales des poteaux.

Section	Vu kN	A_t cm^2	λg	ρ_a	St cal (cm)	Zone	St finale (cm)
50x50	207,63	2,01	4,56	3,75	5,16	courante	15
						nodale	10
55x55	226,11	2,01	4,15	3,75	5,21	courante	15
						nodale	10
60x60	209,86	2,01	3,80	3,75	6,13	courante	15
						nodale	10
65x65	241,41	2,01	2,93	3,75	5,77	courante	15
						nodale	10

V.3.3. les armatures verticale des poteaux

Tableau V.13.les armatures verticale des poteaux

Niveau	section	A_{min}	$A_{adopté}$	$A_{adopté} \geq A_{min}$
5ème	**50x50**	22,50	12HA16=24,13cm²	oui
4ème	**50x50**	22,50	12HA16=24,13cm²	oui
3ème	**55x55**	27,20	4HA20+8HA16=28,65 cm²	oui
2ème	**55x55**	27,20	4HA20+8HA16=28,65 cm²	oui
1er	**60x60**	32,40	12HA20=37,70 cm²	oui
RDC	**60x60**	32,40	12HA20=37,70 cm²	oui
S. sols	**65x65**	38,03	4HA25+8HA20=44,77 cm²	oui

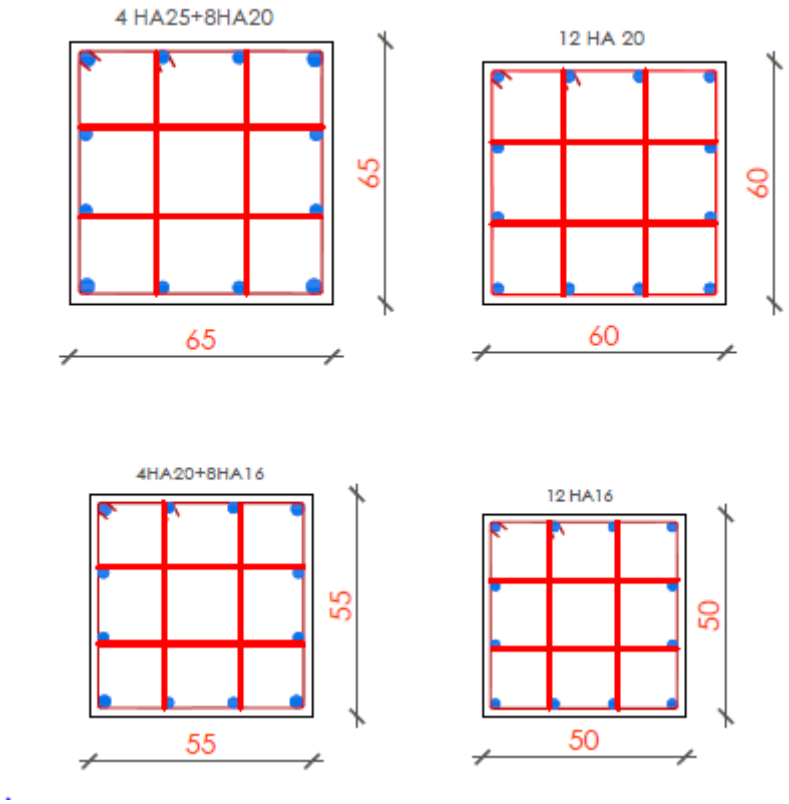


Figure V.1.Dessin de ferraillage des Poteaux.

V.4. FERRAILLAGE DES VOILES

Le ferraillage des voiles sera calculé 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 tranchants ainsi que des moments fléchissant.

Dans notre projet, on a des voiles pleins et des voiles avec ouvertures.

Le ferraillage des voiles pleins sera calculé en flexion composée en suivant la méthode des contraintes.

V.4.1. Ferraillage des trumeaux

V.4.1.1. Calcul d'armatures verticales

- **Exposé de la méthode des contraintes**

$$\sigma_t = \frac{N}{a*L} - 6\frac{M}{a*L^2} \quad ; \quad \sigma_c = \frac{N}{a*L} + 6\frac{M}{a*L^2} \quad ; \quad L_t = \frac{|\sigma_1|*L}{|\sigma_1|+|\sigma_2|}$$

$$N_t = \frac{|\sigma_1|*L_t}{2}*a \quad ; \quad A_v = \frac{N_t}{\sigma_s} \quad ; \quad \sigma_s = \frac{F_e}{\gamma_s}$$

Avec :

σ_t: Contrainte de traction.

σ_c: Contrainte de compression.

L_t: La longueur tendue.

N_t: L'effort résultant de traction de la partie tendue.

A_v : La quantité d'armatures verticales nécessaire dans la partie tendue.

- **Section minimales et maximales**

- **Selon le RPA2003 Art 7.7.4.1**

$A_v = 0.2\%B_t$ B_t: La section horizontale tendue de voile.

$A_v = 0.15\%B$ B: La section globale de voile.

$A_v = 0.1\%B_c$ B_c: La section horizontale courante.

- **Selon le CBA93 Art B.6.4**

$$0.1\% \leq \frac{2 * A_v}{a * B_t} \leq 0.5\% \qquad \Rightarrow \qquad A_v \geq 0.1\%B_t$$

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

Tableau V.14.La section calculée d'armatures verticales des voiles pleins (Suivant x).

Niveau	Voile	L (m)	N (kN)	M (kN. m)	Comb	σ_t (MPa)	σ_c (MPa)	L_t (m)	état	N_t (kN)
S-S 1 + RDC	**Voile 1**	6,50	-667,17	1136,04	0,8G+Ed_x	1,32	-0,29	1,18	S.P.C	34,69
	Voile 2	2,20	457,57	-926.64	0,8G-Ed_x	6.78	-4.70	0.90	S.P.C	423,3
	Voile 3	3,50	745,21	-877,41	0,8G-Ed_x	3,21	-1,08	0,88	S.P.C	85,73
	Voile 4	1,00	363,34	29,03	G+Q+Ed_x	-2,69	-0,95	1	S.E.T	363,34
1ier + 2émé + 3éme	**Voile 1**	6,50	985,10	-933,77	0.8G-Ed_x	8,03	-3,55	0,67	S.P.C	239,38
	Voile 2	2,20	223.55	-501.14	0.8G-Ed_x	3.61	-2.60	0.92	S.P.C	239.05
	Voile 3	3,50	-819,72	232,46	0.8G+Ed_x	1,74	0,60	0	S.E.C	0
	Voile 4	1,00	-336,88	-51,56	0.8G-Ed_x	-0,35	-3,45	1	S.E.T	379,99
4émé + 5éme	**Voile 1**	6,50	-324,54	-136,96	G+Q-Ed_x	1,59	-0,11	0,14	S.P.C	1,61
	Voile 2	2,20	76,65	46,67	0.8G-Ed_x	-0,12	0,46	0,44	S.P.C	5,04
	Voile 3	3,50	177.34	-288.03	0.8G-Ed_x	0.96	-0.45	1.12	S.P.C	50.69
	Voile 4	1,00	-49,36	-46,62	0.8G-Ed_x	1,15	-1,65	0,59	S.P.T	96,79

Tableau V.15.La section choisie d'armatures verticales des voiles pleins (Suivant x).

Niveau	Voile	A_v (cm²)	$A_{t\,min}$ (cm²)	S_t (cm)	$A_{v\,calculé}$ (cm²)	$A_{v\,totale}$ (cm²)
S-S 1 + RDC	Voile 1	0,87	4,73	20	25,99	2x(30HA10)=47,12
	Voile 2	10,59	3,60	20	21,98	2x(11HA12)=24,88
	Voile 3	2,39	3,53	20	8,25	2x(15HA10)=23,56
	Voile4	9,08	4	20	9,08	2x(5HA12)=11,31
1ier + 2émé + 3éme	Voile1	5,98	2,70	20	11,59	2x(30HA10)=47,12
	Voile2	5,98	3.68	20	13,66	2x(11HA10)=17,28
	Voile3	0	2,69	20	10,90	2x(15HA10)=23,56
	Voile4	9,5	4	20	8,42	2x(5HA12)=11,31
4émé + 5éme	Voile1	0,04	0,58	20	11,59	2x(30HA8)=30,16
	Voile2	0.13	1.75	20	2,91	2x(11HA8)=11,06
	Voile3	1.27	4.49	20	5,05	2x(15HA8)=15,08
	Voile4	2,42	2,35	20	4,10	2x(5HA10)=7,85

Tableau V.16.La section calculé d'armatures verticales des voiles avec ouverture (suivant x)

Niveau	Voile	L (m)	N (kN)	M (kN. m)	Comb.	σ_t (MPa)	σ_c (MPa)	L_t (m)	etat	N_t (kN)
S-S 1 + RDC + 1ier	Voile 5	6,5	1778,64	-1024,15	$G+Q-Ed_x$	2,10	0,64	0	S.E.C	0
2émé + 3éme	Voile 5	3,56	318	778,07	$G+Q-Ed_x$	-1,40	2,29	1,35	S.P.C	188,12
4émé + 5éme	Voile 5	3,56	212,16	-608.67	$0,8G+Ed_x$	1,74	-1,14	1,41	S.P.C	161,35

Tableau V.17.La section choisi d'armatures verticales des voiles avec ouverture (suivant x)

Niveau	Voile	A_v (cm²)	$A_{t\,min}$ (cm²)	S_t (cm)	$A_{v\,calculé}$ (cm²)	$A_{v\,totale}$ (cm²)
S-S 1 + RDC + 1ier	Voile5	0	19,50	20	19, 50	2x(30HA10)=47,12
2émé + 3éme	Voile5	4,70	5,39	20	11,13	2x(15HA10)=23,56
4émé + 5éme	Voile5	4,03	5,65	20	9,53	2x(15HA8)=15,08

Tableau V.18.La section calculée d'armatures verticales des voiles pleins (Suivant y).

Niveau	Voile	L (m)	N (kN)	M (kN. m)	Comb.	σ_t (MPa)	σ_c (MPa)	L_t (m)	état	N_t (kN)
S-S 1 + RDC	Voile 1	6,00	-1455,76	1425,59	$0.8G+Ed_y$	-2,40	-0,03	6	S.E.T	1456,76
	Voile 2	2,6	561,05	1374,1	$0.8G-Ed_y$	-5,02	7,18	1,07	S.P.C	537,04
	Voile 3	2,6	561,05	1374,1	$0.8G-Ed_y$	-5,02	7,18	1,07	S.P.C	537,04
1ier + 2émé + 3éme	Voile 1	6.00	-757,75	873,54	$G+Q+Ed_y$	-1,36	0,10	5,60	S.P.T	761,59
	Voile 2	2,6	423,85	836,31	$0.8G-Ed_y$	-2,90	4,53	1,01	S.P.C	293,83
	Voile 3	2,6	423,85	836,31	$0.8G-Ed_y$	-2,90	4,53	1,01	S.P.C	293,83
4émé + 5éme	Voile 1	6.00	-310,97	-317,64	$0.8G-Ed_y$	0,01	-0,52	5,94	S.P.T	331,01
	Voile 2	2,6	145,27	361,22	$0.8G-Ed_y$	-1,32	1,88	1,07	S.P.C	142,09
	Voile 3	2,6	145,27	361,22	$0.8G-Ed_y$	-1,32	1,88	1,07	S.P.C	142,09

Tableau V.19.La section choisie d'armatures verticales des voiles pleins (Suivant y).

Niveau	Voile	A_v (cm²)	$A_{t\,min}$ (cm²)	S_t (cm)	$A_{v\,calculé}$ (cm²)	$A_{v\,totale}$ (cm²)
S-S 1 + RDC	Voile1	36,42	24	20	36,42	2x(27HA10)=42,41
	Voile2	13,43	4,28	20	27,78	2x(13HA12)=29,41
	Voile3	13,43	4,28	20	27,28	2x(13HA12)=29,41
1ier + 2émé + 3éme	Voile1	19,04	22,41	20	20,51	2x(27HA10)=42,41
	Voile2	7,35	4,06	20	15,84	2x(13HA10)=20,42
	Voile3	7,35	4,06	20	15,84	2x(13HA10)=20,42
4émé + 5éme	Voile1	7,78	23.57	20	23,80	2x(27HA8)=27,14
	Voile2	3,55	4,29	20	9,49	2x(13HA8)=13,07
	Voile3	3,55	4,29	20	9,49	2x(13HA8)=13,07

Tableau V.20.La section calculé d'armatures verticales des voiles avec ouverture (suivant y)

Niveau	Voile	L (m)	N (kN)	M (kN. m)	Comb.	σ_t (MPa)	σ_c (MPa)	L_t (m)	état	N_t (kN)
S-S 1 + RDC + 1ier	Voile 4	3	-555,01	469,73	$0.8G+Ed_y$	-2,49	0,64	2,39	S.P.T	594,34
	Voile 5	5,6	1197,52	-884,89	$G+Q-Ed_y$	1,92	0,22	0	S.E.C	0
2émé + 3éme	Voile 4	1,5	199,67	427,68	$0.8G-Ed_y$	-5,04	6,37	0,66	S.P.C	333,67
	Voile 5	3,16	742,93	496,78	$G+Q-Ed_y$	-1,07	3,42	0,75	S.P.C	80,33
4émé + 5éme	Voile 4	1,5	41,04	200,75	$0.8G-Ed_y$	-2,54	2,81	0,71	S.P.C	180,75
	Voile 5	3,16	413,67	796,53	$0.8G-Ed_y$	-1,74	3,05	1,15	S.P.C	199,55

Tableau V.21.La section choisi d'armatures verticales des voiles avec ouverture (suivant y)

Niveau	Voile	A_v (cm^2)	$A_{t\,min}$ (cm^2)	S_t (cm)	$A_{v\,calculé}$ (cm^2)	$A_{v\,totale}$ (cm^2)
S-S 1 + RDC + 1ier	**Voile4**	14,86	9,54	20	18,65	2x(12HA12)=27,14
	Voile5	0	16,80	20	16,80	2x(25HA10)=39,27
2émé + 3éme	**Voile4**	8,34	2,65	20	17,03	2x(8HA12)=18,10
	Voile5	2,01	3,01	20	9,33	2x(14HA10)=21,99
4émé + 5éme	**Voile4**	4,52	2,85	20	9,19	2x(8HA10)=12,57
	Voile5	4,99	4,59	20	11,71	2x(14HA8)=14,07

V.4.1.2. Vérification des contraintes à l'ELS

A l'état limite de service (ELS), il y a que les contraintes de compression (voile entièrement comprimé), donc il suffit de vérifier la contrainte limite du béton($\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$).

Tableau V.22.Vérification des contraintes des voiles (Suivant x).

Voile	Etage	N (kN)	M (kN.m)	σ_b (MPa)	$\overline{\sigma_b}$ (MPa)	Vérification
Voile 1	**RDC**	-667,17	1136,04	1,96	15	CV
	2éme	343.12	-933,77	1,48	15	CV
	4éme	-324,54	-136,96	0,88	15	CV
Voile 2	**RDC**	985,10	-926.64	2,59	15	CV
	2éme	223.55	-501.14	1,96	15	CV
	4éme	76,65	46,67	1,47	15	CV
Voile 3	**RDC**	745,21	-877,41	3,84	15	CV
	2éme	918.84	232,46	2,21	15	CV
	4éme	177.34	-288.03	1,15	15	CV
Voile 4	**RDC**	379,79	27,90	3,55	15	CV
	2éme	-402.54	-51,56	3,67	15	CV
	4éme	-548.53	-46,62	3,14	15	CV
Voile 5	**RDC**	1778.64	-1024,15	2,56	15	CV
	2éme	318	778,07	3,05	15	CV
	4éme	212.16	-608.67	1,91	15	CV

Tableau V.23.Vérification des contraintes des voiles (Suivant y).

Voile	Etage	N (kN)	M (kN. m)	σ_b (MPa)	$\overline{\sigma_b}$ (MPa)	Vérification
Voile1	**RDC**	-1455,76	1425,59	2,01	15	CV
	2éme	-757,75	873,54	1,92	15	CV
	4éme	-310,97	-317,64	1,08	15	CV
Voile 2	**RDC**	24,48	1374,1	2,73	15	CV
	2éme	423,85	836,31	2,18	15	CV
	4éme	145,27	361,22	0,72	15	CV
Voile 3	**RDC**	24,48	1374,1	2,73	15	CV
	2éme	423,85	836,31	2,18	15	CV
	4éme	145,27	361,22	0,72	15	CV
Voile 4	**RDC**	-555,01	469,73	2,56	15	CV
	2éme	199,67	427,68	1,65	15	CV
	4éme	41,04	200,75	1,16	15	CV
Voile 5	**RDC**	1197,52	-884,89	2,96	15	CV
	2éme	1197,52	-884,89	2,61	15	CV
	4éme	413,67	796,53	1,46	15	CV

V.4.1.3. Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU

$$\tau = \frac{V_u}{b * d} \leq \bar{\tau} \quad , \quad V_u = 1.4 * T$$

Tableau V.24.Vérification des contraintes de cisaillement des voiles (Suivant x)

Voile	Etage	d (cm)	b_0 (cm)	T (kN)	τ (MPa)	Type de fissuration	$\overline{\tau}$ (MPa)	$\tau \leq \overline{\tau}$
Voile 1	**RDC**	650	20	689,65	1,59	Préjudiciable	3,26	CV
	2éme			525,48	1,44	Préjudiciable	3,26	CV
	4éme			325,18	0,88	Préjudiciable	3,26	CV
Voile 2	**RDC**	220	20	229,54	0,58	Préjudiciable	3,26	CV
	2éme			336,69	0,92	Préjudiciable	3,26	CV
	4éme			242,52	0,61	Préjudiciable	3,26	CV
Voile 3	**RDC**	350	20	622,33	0,98	Peu nuisible	4,35	CV
	2éme			386,04	0,61	Peu nuisible	4,35	CV
	4éme			253,43	0,40	Peu nuisible	4,35	CV
Voile 4	**RDC**	100	20	281,85	1,56	Préjudiciable	3.26	CV
	2éme			339,66	1,89	Préjudiciable	3.26	CV
	4éme			307,92	1,71	Préjudiciable	3.26	CV
Voile 5	**RDC**	650	20	871,43	2,18	Préjudiciable	3.26	CV
	2éme	160	20	653,64	2,78	Préjudiciable	3.26	CV
	4éme			524,65	1,82	Préjudiciable	3.26	CV

Tableau V.25.Vérification des contraintes de cisaillement des voiles (Suivant y)

Voile	Etage	d (cm)	b_0 (cm)	T (kN)	τ (MPa)	Type de fissuration	$\bar{\tau}$ (MPa)	$\tau \leq \bar{\tau}$
Voile 1	**RDC**	600	20	796,13	1,75	Préjudiciable	3,26	CV
	2éme			620,35	1,56	Préjudiciable	3,26	CV
	4éme			307,77	0,92	Préjudiciable	3,26	CV
Voile 2	**RDC**	260	20	370,51	0,79	Peu nuisible	4,35	CV
	2éme			273,81	0,58	Peu nuisible	4,35	CV
	4éme			243,97	0,52	Peu nuisible	4,35	CV
Voile 3	**RDC**	260	20	370,51	0,79	Peu nuisible	4,35	CV
	2éme			273,81	0,58	Peu nuisible	4,35	CV
	4éme			243,97	0,52	Peu nuisible	4,35	CV
Voile 4	**RDC**	300	20	654,76	1,21	Préjudiciable	3,26	CV
	2éme	150	20	328,80	1,22	Préjudiciable	3,26	CV
	4éme			236,42	0,87	Préjudiciable	3,26	CV
Voile 5	**RDC**	560	20	720,64	1,80	Préjudiciable	3,26	CV
	2éme	316	20	519,88	1,92	Préjudiciable	3,26	CV
	4éme			430,88	1,12	Préjudiciable	3,26	CV

V.4.1.4. 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).

$$S_t = \frac{0.9 * A_t * \frac{f_{et}}{\gamma_s}}{a * \left(\tau_u - (0.3 * f_{t28} * K)\right)} \quad , \quad K = 1 + \left(3 * \frac{N_u}{B * f_{t28}}\right)$$

- **Selon le CBA93**

$$\emptyset_h \leq Min\left[\frac{h}{35}; \frac{a}{10}\ ; \emptyset_v\right]$$

- ✓ $\emptyset_h$: Diamètre d'armatures horizontales.
- ✓ $\emptyset_v$: Diamètre d'armatures verticales.

$$S_h \leq Min[0.9d; 40cm] \quad , \quad S_h \leq \frac{A_h f_e}{0.4 * a} \quad , \quad S_h \leq \frac{0.9 f_e}{\gamma_s a \tau_b}$$

- **Selon le RPA2003**

$$\emptyset_h \leq \frac{a}{10} \quad , \quad S_h = \frac{A_h h}{0.003} \quad , \quad S_h \leq Min[1.5a\ ; 30cm]$$

Tableau V.26.La section d'armatures horizontales des voiles (Suivant x).

Voile	h(cm)	S (cm²)	N_u(kN)	$S_{t\,ch}$(cm)	A_h (cm²)	$A_{h\,ch}$(cm²)
Voile 1	2,27	6,5x0,20	620.92	15	47.10	2x(23HA12)= 52.02
	4,31	6,5x0,20	241.97	20	47.10	2x(22HA12)= 49.74
	2,78	6,5x0,20	357.77	15	43.96	2x(20HA12)= 45.22
	2,78	6,5x0,20	299.04	20	10.72	2x(14HA8)= 14.07
Voile 2	2,27	2.2x0.20	593.73	15	9.04	2x(15HA8)= 23.55
	4,31	2.2x0.20	494.60	15	22.60	2x(29HA8)= 29.14
	2,78	2.2x0.20	254.22	15	17.79	2x(22HA8)= 19.09
	2,78	2.2x0.20	87.70	20	10.72	2x(14HA8)= 14.07
Voile 3	2,27	3.5x0.20	977.62	15	25.12	2x(15HA12)= 33.91
	4,31	3.5x0.20	980.28	20	25.12	2x(22HA10)= 34.54
	2,78	3.5x0.20	902.83	20	24.07	2x(16HA10)= 25.12
	2,78	3.5x0.20	174.26	20	15.41	2x(14HA10)= 21.98
Voile 4	2,27	1x0.20	1086.11	15	22.79	2x(15HA10)= 23.55
	4,31	1x0.20	921.52	20	20.81	2x(22HA8)= 22.11
	2,78	1x0.20	548.43	15	17.30	2x(19HA8)= 19.09
	2,78	1x0.20	163.45	20	11.63	2x(14HA8)= 14.07
Voile 5	2,27	6.5x0.20	1899.96	10	47.10	2x(23HA12)= 52.00
	4,31	6.5x0.20	1778.25	15	47.10	2x(31HA10)= 48.67
	2,78	6.5x0.20	1563.88	15	47.01	2x(21HA12)= 47.18
	2,78	6.5x0.20	212.14	15	11.39	2x(19HA8)= 19.09

Tableau V.27.La section d'armatures horizontales des voiles (Suivant y).

Voile	h(cm)	S (cm²)	N_u(kN)	$S_{t\,ch}$(cm)	A_h (cm²)	$A_{h\,ch}$(cm²)
Voile 1	2.27	6.5x0.20	1491.79	10	41.87	2x(22HA12)= 49.74
	4.31	6.5x0.20	1368.66	15	43.71	2x(29HA10)= 45.53
	2.78	6.5x0.20	1119.75	15	43.96	2x(20HA12)= 45.22
	2.78	6.5x0.20	489.95	15	27.46	2x(19HA10)= 29.83
Voile 2	2.27	2.6x0.20	19.88	15	18.84	2x(29HA10)= 23.55
	4.31	2.6x0.20	324.38	15	18.84	2x(29HA10)= 29.14
	2.78	2.6x0.20	422.35	15	18.84	2x(15HA8)= 19.09
	2.78	2.6x0.20	75.15	15	18.84	2x(15HA8)= 19.09
Voile 3	2.27	2.6x0.20	19.88	15	18.84	2x(29HA10)= 23.55
	4.31	2.6x0.20	324.38	15	18.84	2x(29HA10)= 29.14
	2.78	2.6x0.20	422.35	15	18.84	2x(15HA8)= 19.09
	2.78	2.6x0.20	75.15	15	18.84	2x(15HA8)= 19.09
Voile 4	2.27	3x0.20	67.30	15	21.21	2x(15HA10)= 23.55
	4.31	3x0.20	192.10	15	16.75	2x(29HA8)= 29.14
	2.78	3x0.20	358.23	10	21.98	2x(28HA8)= 21.13
	2.78	3x0.20	41.14	15	8.34	2x(19HA8)= 19.09
Voile 5	2.27	5.6x0.20	1140.07	10	40.82	2x(23HA12)= 52.00
	4.31	5.6x0.20	1030.11	15	53.38	2x(29HA12)= 65.56
	2.78	5.6x0.20	901.57	15	38.73	2x(19HA12)= 42.96
	2.78	5.6x0.20	413.60	20	14.74	2x(14HA10)= 21.98

V.4.1.5. Armatures transversales

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

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

- **Autre recommandations : (CBA93 et RPA2003) :**

✓ Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

✓ La longueur minimale de recouvrement égale à $40\emptyset_{\min}$ en zone II_b.

V.4.2. Ferraillage des linteaux

Dans le calcul des linteaux, on a deux cas :

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

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

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

V.4.2.1. Ferraillage des linteaux en flexion simple ($\tau_b \leq 0.06 f_{c28}$)

- **On devra disposer**

✓ Des aciers longitudinauxA_l.

✓ Des aciers transversauxA_t.

✓ Des aciers en partie courante (aciers de peau) A_c.

➢ **Aciers longitudinaux**

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

➢ **Aciers transversaux**

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

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

- **Linteau long**

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

✓ S : Espacement des cours d'armatures transversales.

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

✓ $Z = h - 2d'$

✓ $\bar{V} = 1.4 V_u$

- **Linteau court**

$$S \leq \frac{A_t * f_e * l}{\bar{V} + (A_t * f_e)}$$

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

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

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

V.4.2.2. Ferraillage des linteaux en Traction / Compression ($\tau_b \geq 0.06 f_{c28}$)

- **Aciers diagonales**

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

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

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

- **Ferraillage minimal :RPA2003 « Art 7.7.3.3 »**

- **Armatures longitudinales**

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

- **Armatures transversales**

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

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

s : Espacement entre les cadres

- **Armatures de peau**

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

Les résultats de calcul sont dans les tableaux suivants :

- **Ferraillage des linteaux en Traction**

Tableau V.28.Détermination des sollicitations.

L (m)	h (m)	V (KN)	τ_b (MPa)	0.06 f_{c28} (MPa)	Cas
1,50	1,03	742,3	5,61	1,50	$\tau_b \geq 0.06\ fc28$ (MPa) ⇒Traction/Compression

- **Armatures diagonales**

Tableau V.29.Ferraillages des armatures diagonales.

V (KN)	α	A_D (cm^2)	$A_{D\ choisi}$ (cm^2)
742,3	34,05 °	16,17	12HA14 = 18,46

- **Ferraillages minimales**

Tableau V.30.Ferraillages minimales

Armatures longitudinales		Armatures transversales		Armatures de peau	
$A_l ; A_l' \geq 0.15\%b.h$	$A_{l\ chois}$	$A_t \geq 0.25\%b.S$	$A_{t\ chois}$	$A_c \geq 0.2\%b.h$	$A_{c\ chois}$
3,09cm^2	4HA12	0,75 cm^2	2HA12	4,12 cm^2	12HA10

- **Ferraillage des linteaux en Flexion simple**

Tableau V.31.Détermination des sollicitations.

L (m)	**h (m)**	**V (KN)**	τ_b (MPa)	**0.06 f_{c28} (MPa)**	**Cas**
1,50	1,03	196,3	1,48	1,5	$\tau_b \leq 0.06\ fc28$ (MPa) ⇒Flexion simple

- **Armatures longitudinales :**

Tableau V.32.Ferraillages des armatures longitudinales.

M_u (KN.m)	Z (m)	$A_{l\ min}$ (cm^2)	$A_{l\ choisi}$ (cm^2)
1,42	0,98	0,05	4HA8=2,01

- **Armatures transversales :**

$\lambda = 1,45$; A_t = 2HA10 = 1,57 cm^2 ; $S_{calucé}$ = 45,83 cm ; $S_{choisie}$ = 15 cm

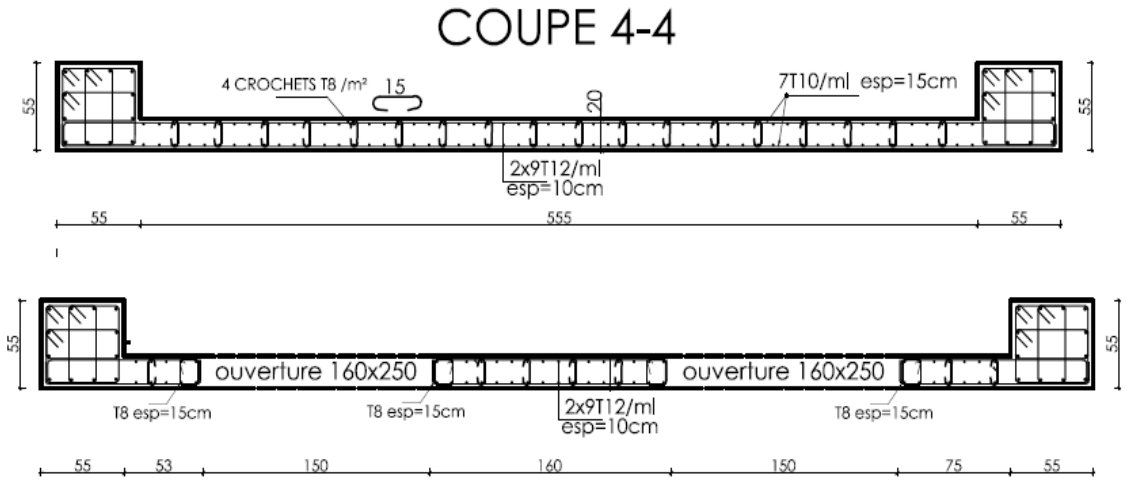


Figure V.2.FERAILLAGE DES VOILES PLEINS ET AVEC OUVERTURE

CHAPITRE VI : CALCUL DES FONDATIONS

VI.1. INTRODUCTION

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

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

Les fondations doivent assurer deux fonctions essentielles :

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

VI.2. TYPES DE FONDATIONS

Les fondations peuvent être classées en 3 types :

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

VI.3. CRACTERISTIQUES DU SOL

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

Les caractéristiques mécaniques du sol sont déterminées dans le rapport du sol donné par le laboratoire « BEN ABDI AHMED – BET STABILITE DES SITES MECANIQUE DES SOLE ET GEOTECHNIQUE ».

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

D'après le rapport géotechnique on a : $\overline{\sigma_{sol}} = 2.5\ bar$

La profondeur (l'ancrage) de la fondation dépend de la valeur de la résistance du sol ainsi que les caractéristiques mécaniques de sol.

Les résultats du rapport géotechnique nous exige de poser nos fondations avec un ancrage de :

$$D = 1.50\ m$$

Les caractéristiques mécaniques de ce sol sont :

$$\gamma_h = 18{,}2\ kN/m^3 \quad , \quad \varphi = 25° \quad , \quad C = 0{,}5\ bar$$

Pour ne pas perdre laitance du béton (ciment + eau), les fondations doivent être posées sur une plateforme dure, pour cela, on pose sur le sol une couche de gros-béton (béton de propreté) de 10cm d'épaisseur, cette couche se compose de (tout-venant (TVO) + ciment + eau).

VI.4. CHOIX DU TYPE DE FONDATIONS

Le choix du type de fondation dépend de :

- ✓ Type d'ouvrage à construire.
- ✓ La nature et homogénéité du bon sol.
- ✓ La capacité portante du terrain de fondation.
- ✓ La raison économique.
- ✓ La facilité de réalisation.
- ✓ La distance entre axes des poteaux.

VI.4.1. Semelle isolée sous poteau

- ➢ **Méthode de calcul**

VI.4.1.1. Répartition trapézoïdales

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

$$\sigma_1 = \frac{N}{A * B}\left(1 - \frac{6e_{0b}}{B}\right) \quad , \quad \sigma_2 = \frac{N}{A * B}\left(1 + \frac{6e_{0b}}{B}\right)$$

On appelle contrainte moyenne σ_m, la contrainte située à une distance B/4 de la contrainte maximaleσ_2.

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_2 + \sigma_1}{4} = \frac{N}{A * B}\left(1 + \frac{3 * e_{0b}}{B}\right)$$

Cette contrainte moyenne doit être toujours inférieure ou égale à la contrainte admissible du sol $\overline{\sigma_{sol}}$.

$$\sigma_m \leq \overline{\sigma_{sol}} \quad \Rightarrow \quad \frac{N}{A * B}\left(1 + \frac{3 * e_{0b}}{B}\right) \leq \overline{\sigma_{sol}}$$

Si on remplace A par $A = \left(\frac{a}{b}\right)B$ $\Rightarrow$ $\frac{N}{\left(\frac{a}{b}\right) * B^2}\left(1 + \frac{3 * e_{0b}}{B}\right) \leq \overline{\sigma_{sol}}$

Il faut resoudre : $\left[\left(\frac{a}{b}\right)\overline{\sigma_{sol}}\right]B^3 - N * B - (3 * e_{0b} * N) \geq 0$

Remarque :

Suivant la direction A, il faut vérifier la deuxième inégalité :

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

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

La hauteur« h »égale :$h = d + c$

La hauteur « e » du patin doit être suffisante pour que le bétonnage de la semelle puisse se faire de manière homogène et pour que les crochets d'ancrage des armatures soient bien enrobés, on prendra :

$$e \geq 6\emptyset + 6$$

Données : $\overline{\sigma_{sol}} = 2{,}50bar = 0{,}25MPa \quad , \quad a = b = 65cm \quad , \quad c = 3cm$

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

Semelle	$N(kN)$	$M_x(kN.m)$	$M_y(kN.m)$	$A(m)$	$B(m)$	$h(cm)$	$A_{ch}(m)$	$B_{ch}(m)$	*d(cm)*	$h_{ch}(cm)$
S1	2664,86	-13,04	-14,75	3,26	3,26	74	3,50	3,50	0	75
S2	1435,33	-93,35	-34,27	2,40	2,40	54	2,70	2,70	0	60
S3	827,21	-0,08	-1,73	1,82	1,82	37	2	2	0	40

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

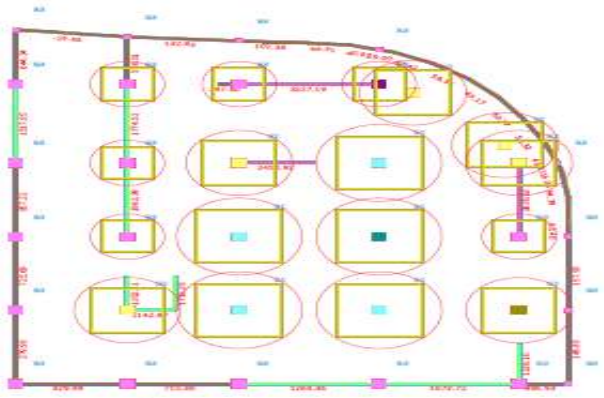


Figure VI.1.chevauchement des bulbes de pression sous la semelle

$l \geq \frac{1{,}5}{2}(A + A')$

Le schéma Figure suivant présenté les interférences entre les bulbes de pression (chevauchement) dans la figure suivant :

.

Il y a un risque de chevauchement entre les bulles de pression des semelles suivant (l'axe x),ce qui nous oblige de passer aux semelles filantes.

VI.4.2. Semelle filante (continue)

On a deux cas des semelles filantes :

- ✓ Semelle filante sous un voile

- ✓ Semelle filante sous plusieurs poteaux

VI.4.2.1. Dimensionnement des semelles

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

- ✓ Limitation des contraintes du sol et des tassements différentiels sous semelles.
- ✓ Transmission correcte des efforts par bielles obliques de compression du béton.
- ✓ Bon enrobage des armatures (e ≥ 3cm).
- ✓ Non poinçonnement.

Le calcul de la largeur "B" de la semelle se fait sur la base de l'inéquation d'équilibre statique.

$$\sigma \leq \overline{\sigma_{sol}} \implies \sigma = \frac{\sum N_{ser}}{S} \implies B \geq \frac{\sum N_{ser}}{L * \overline{\sigma_{sol}}} \implies S=B*L \implies h \geq \frac{B_{ch}-b}{4} + c$$

L=d_G+$\sum l_i$+d_D

d_G: débord gauche de la semelle isolée

d_D: débord droite de la semelle isolée

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

semelle	L (m)	N (Kn)	$\overline{\sigma_{sol}}$ (bars)	B_{cal} (cm)	$B_{adopté}$ (cm)	$h_{calculé}$ (cm)	$h_{adopté}$ (cm)
S.F1	28,00	6163,22	2,50	0,85	1,60	11,75	55
	29,25	6186,78		0,82		11,75	
	17,50	7130,39		1,43		26,75	
S.F2	5,80	2664,86		1,84	2,60	39,25	
	8,80	5538,60		2,17		51,75	

VI.4.2.2. Vérification des contraintes sous la semelle à l'ELS

On doit vérifier :

$$\sigma_{ser} = \frac{\sum N_{ser} + P_{semelle} + P_{amorces\ poteaux} + P_{amorces\ voile} + P_{remblai}}{B_{adopté} \times L} \leq \overline{\sigma_{sol}}$$

$\sum N_{ser}$=$\sum N_{ser\,(poteaux\,)} + \sum N_{ser\,(voiles\,)}$

$S_{semelle} = B_{adopté} \times L$

Tableau VI.3.Vérification des contraintes sous la semelle filante à l'ELS.

semelle	$\sum N_{ser}$ (KN)	$P_{semelle}$ (KN)	$P_{a.poteaux}$ (KN)	$P_{a.voile}$ (KN)	$P_{remblai}$ (KN)	$S_{semelle}$ (m^2)	σ_{ser} (bar)	$\overline{\sigma_{sol}}$ (bar)	$\sigma \leq \overline{\sigma_{sol}}$
S.F1	5953.22	210	2.64	6.19	25.48	44,8	2.21	2.50	CV
	5967.4	219.38	2.64	6.50	26.62	47,20	2.13		CV
	6255.39	280	1.58	4.86	25.90	28,00	2.35		CV
S.F2	2664.86	121.80	2.64	1.29	11.08	70,2	2.30		CV
	6557.47	371.80	1.06	2.11	20.82	23,66	2.26		CV

VI.4.2.3. Vérification de la stabilité au renversement « RPA 2003 Art 10.1.5 »

Quel que soit le type de fondation (superficielles ou profondes), on doit vérifier que l'excentrement de la résultante des forces verticales gravitaires et des forces sismiques reste à l'intérieur de la moitié centrale de la base des éléments de fondation résistant au renversement ($e_0 = \frac{M_s}{N_s} \leq \frac{B}{4}$).

Tableau VI.4.Vérification de la stabilité au renversement.

semelle	N_{ser} (kN/ml)	M_{ser} (kN.m)	e_0 (cm)	B(m)	$\frac{B}{4}$ (cm)	$e_0 \leq \frac{B}{4}$
S.F1	134,34	10,31	7,70	1,60	40	CV
	319,52	28,60	8,95			
	827,13	22,74	2,70			
S.F2	1889,94	30,74	1,60	2,10	52,5	
	799,54	15,53	1,94	2,60	65	

VI.4.2.4. Vérification du chevauchement entre les semelles filantes

Tableau VI.5.Vérification du chevauchement entre les semelles filantes.

semelles	**L(m)**	**B(m)**	**B'(m)**	$\frac{B + B'}{2}$	$L > \frac{B+B'}{2}$
S.F1	3,90	1,60	1,60	1,60	CV
	3,35	1,60	2,10	1,85	CV
	4,40	2,10	2,10	2,10	CV
S.F2	4,40	2,10	3,95	3,02	CV
	3,40	2,60	2,60	2,60	CV

D'après ces résultats, on remarque qu'il n'y a pas de chevauchement entre les semelles.

VI.4.2.5. Dimensionnement de la poutre de libage pour la semelle sous plusieurs poteaux

Pour faire la liaison de continuité entre les poteaux, la semelle à elle seule ne suffit pas car elle risque de se déformer dans la zone à mi-travée (entre les poteaux), pour cela la fondation continue sera composée de deux éléments :

- ✓ La semelle continue.
- ✓ La poutre de libage.

La poutre de libage va reprendre toutes les charges verticales et les moments de flexion. Il aura généralement la même largeur b du poteau, sa hauteur hp sera déterminée par la théorie des poutres posées sur sol élastique qui prévoir l'inégalité suivante à vérifier, pour assurer une répartition uniforme des contraintes sous la semelle :

$$L_{max} \leq \frac{\pi}{2} l_e \quad ; \quad l_e = \sqrt{\frac{4.E.I}{k.b}} \qquad \Rightarrow \qquad h_p \geq \sqrt[3]{\frac{0{,}5.k.L_{max}{}^4}{E}}$$

E : Module d'élasticité du béton (E =32164.19MPa).

L : La plus grande travée dans la fille.

K : raideur du sol (K = 4 kg/cm3).

I : Moment d'inertie de la poutre de libage I = $\frac{b.h_p{}^3}{12}$.

hp : la hauteur de la poutre de libage.

Tableau VI.6.Dimensionnement de la poutre de libage.

Poutre	L_{max} (m)	K (Mpa)	E (Mpa)	B (cm)	$H_{calculé}$ (cm)	H_{choisi} (cm)
S.F2	5,80	4	32164.20	65	88,95	90

Donc la section de la poutre de libage : (65x90) cm²

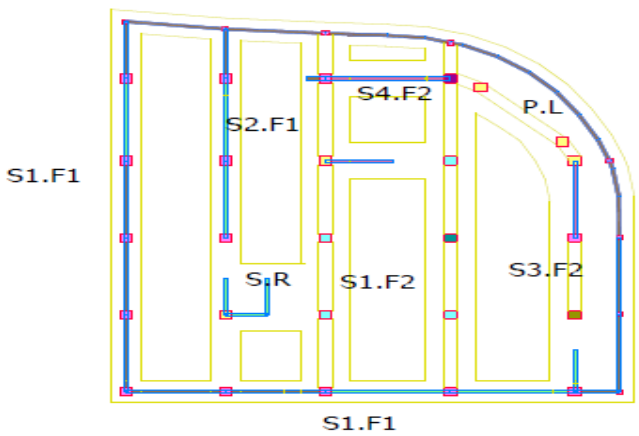


Figure VI.2.Les dimensions final des semelles filantes.

VI.4.2.5.1. Calcul de Ferraillage

a) Sous un voile

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

$$A_b = N_u \times \left(1 + \frac{3 \times e_0}{B}\right) \times \frac{(B-b)}{8 \times d_b \times \sigma_s}$$

Tout au long du mur, on prévoit des armatures de répartition tel que :

$$A_a = A_{rép} = \frac{A_b * B_{adopt\ é}}{4}$$

Tableau VI.7.Vérification l'excentricité des semelles filantes sous voiles

semelle	N_u (kN/ml)	M_u (kN.m)	$e_0 = \frac{M_u}{N_u}$ (cm)	$\frac{B}{6}$ (cm)	$e_0 \leq \frac{B}{6}$
S.F2	3720,94	7,34	0,19	16,66	Diagramme trapézoïdal

Tableau VI.8.Ferraillages des semelles filantes sous un voile.

semelle	N_u (kN/ml)	M_u (kN.m)	B (m)	$A_{b.calculée}$ (cm^2)	$A_{b.adoptée}$ (cm^2)	S_t (cm)	$A_{a.rép\ calculé}$ (cm^2)	$A_{a.rép}$ (cm^2)	S_t (cm)
S.F2	3720,94	7,34	1,6	6,72	7 HA 12=7,92	15	3,16	8HA12=9,05	15

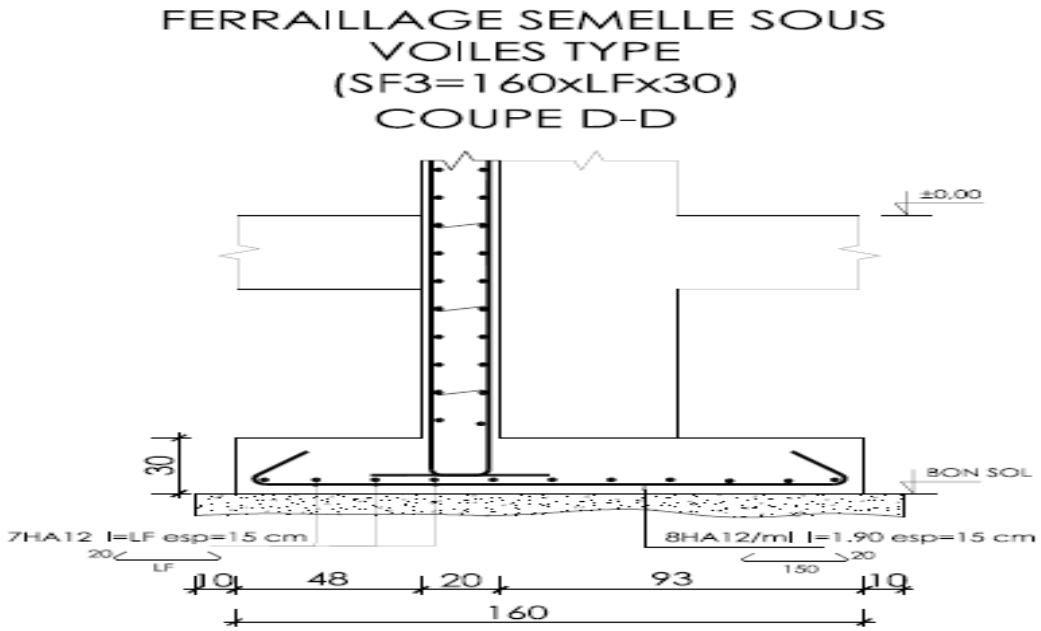


Figure VI.3.SEMELLE FILANTE SOUS VOILE

b) Sous plusieurs poteaux

Le calcul de ferraillage se divisera en deux parties, transversalement pour la semelle, et longitudinalement pour la poutre de libage.

- **Transversalement**

Dans le calcul de ferraillage la semelle sera considérée comme isolée ayant pour effort normal N le maximum entre les efforts des poteaux liés à cette semelle filante, ainsi que le moment M_b parallèle à la dimension transversale B.

La dimension longitudinale A sera prise comme la distance entre les poteaux de part et d'autre :

$$A = \frac{l_i + l_{i+1}}{2} + b$$

Une fois A déterminée, en fonction des valeurs $N\ et\ M_b$, on déterminera la quantité de ferraillage (A_b) parallèle a B et les armatures de répartition $A_{rép}$ parallèle a A

Tableau VI.9.Vérification l'excentricité des semelles filantes sous un poteau.

semelle	N_u (kN/ml)	M_u (kN.m)	$e_0 = \frac{M_u}{N_u}$ (cm)	$\frac{B}{6}$ (cm)	$e_0 \leq \frac{B}{6}$
S.F2	3605,24	23,11	0,64	35	Diagramme trapézoïdal

Le calcul de ferraillage est fait par la méthode des bielles à l'ELU.

- **Armatures principales**

Tableau VI.10.Ferraillages des armatures principales de la semelle.

semelle	N_u (kN/ml)	M_u (kN.m)	A (m)	B (m)	$A_{b.calcul\ ée}$ (cm^2)	$A_{b.calcul\ ée/ml}$ (cm^2)	$A_{b.adopt\ ée\ /ml}$ (cm^2)	S_t (cm)
S.F2	3605,24	23,11	5,60	2,10	48,90	8.73	8HA12=9,05	15

- **Armature de répartitions**

$A_{a,rép} = (9.05 \times 2.10)/4 = 4{,}75\ cm^2 \quad \Rightarrow \quad A_{a,rép} = 8HA12 = 9{,}05\ cm^2$

Espacement de 15 cm

- **Longitudinalement**

La poutre de libage est considérée comme une poutre continue mais renversée soumise à une charge uniformément répartie q cette charge sera déterminée par la formule suivante:

$$q_u = \sigma_u * B_{adopt\ é}$$

$$q_{ser} = \sigma_{ser} * B_{adopt\ é}$$

$$\sigma_u = \frac{\sum N_{ser} + 1.35 * (P_{semelle} + P_{amorces\ poteaux} + P_{amorces\ voile} + P_{remblai})}{B_{adopt\ é} * L}$$

Tableau VI.11.Détermination des valeurs de (q) de la poutre de libage.

P.libge	L (m)	$\sum N_u$ (KN)	$P_{semelle}$ (KN)	$P_{a.poteaux}$ (KN)	$P_{remblai}$ (KN)	$P_{P.libage}$ (KN)	σ_u (MPa)	σ_{ser} (MPa)	q_u (KN/ml)	q_{ser} (KN/ml)
S.F2	5.8	3425.28	203.58	0.71	18.01	57.26	2.46	1.84	638.67	458.33

- Détermination des moments de la poutre de libage:

Tableau VI.12.Détermination des sollicitations de la poutre de libage.

ELU			ELS	
M_a (kN.m)	M_t (kN.m)	T(kN)	M_a (kN.m)	M_t (kN.m)
-1371.14	910.10	1708.44	-983.78	653.12

VI.4.2.6. Calcul des armatures longitudinales

Tableau VI.13.Calcul des armatures longitudinales de la poutre de libage à L'ELU.

P.libag		M_u (kN.m)	A(cm^2)	A'(cm^2)	$A_{adoptée}$ (cm^2)
S.F2	Travée	910.10	25.50	0,00	6HA16+14Chp HA16=25.50
	Appuis	-1371.14	39.40	0,00	6HA16+8Chp HA16=39.40

VI.4.2.7. Vérification des contraintes à l'ELS

Pour une fissuration préjudiciable: $\overline{\sigma_b}$=15MPa $\overline{\sigma_b}$=201,63MPa

Tableau VI.14.Vérifications des armatures longitudinales de la poutre de libage à l'ELS.

P.libage		M_{ser} (kN.m)	A_{s1} (cm^2)	A_{s2} (cm^2)	σ_b (MPa)	σ_s (MPa)	$\sigma_s{}'$ (MPa)	$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$	$\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$
S.F2	Travée	653.12	25.50	12.06	5.9	201.63	79.0	CV	CV
	Appuis	-983.78	12.06	39.40	7.7	201,63	104.7		

VI.4.2.8. Vérification du cisaillement de la poutre de libage CBA 91 Art.5.2.4.2

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

$\bar{\tau} = \left(\frac{0{,}15 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 4\ \text{MPa}\right) = 2{,}5\ \text{MPa}$ fissuration préjudiciable

$\tau = \frac{883{,}69 \times 10}{500 \times 870} = 2{,}031\ \text{MPa} < \bar{\tau} = 2{,}5\ \text{MPa}$ vérifiée.

- **Armatures transversales**

Les valeurs des sections d'armatures transversales($\mathbf{A_t}$), ainsi que leurs espacements($\mathbf{S_t}$) sont résumes dans les tableaux suivants :

Tableau VI.15.Calcul des armatures transversales de la poutre de libage

P.libag	T (kN)	τ (MPa)	RPA 99 V 2003			$S_{t.adoptée}$		$A_{t.adoptée}$ (cm^2)
			S_{ZN} (cm)	S_{ZC} (cm)	A_t (cm^2)	S_{ZN} (cm)	S_{ZC} (cm)	
S.F2	1708.44	2,028	19,2	55	4.032	10	20	6HA10=4.71

VI.4.2.9. Armatures de peau selon CBA93 A.7.3

Puisque la poutre de libage à une hauteur de 90 cm le CBA93 exige en plus les armatures longitudinales, des armatures de peau d'au moins de 3cm²/ml posées parallèlement à la fibre moyenne de la poutre A_p=3×1,1=3,3c m^2 , donc on adopte 4HA12=4,52 cm^2.

VI.4.3. Radier partiel

Le radier partiel fonction comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les murs et les poteaux de l'ossature et qui est soumis à la réaction du sol diminuée du poids propre du radier.
Les étapes de calcul le radier :

- ✓ Pré dimensionnement du radier.
- ✓ Vérification des contraintes sous la semelle à l'ELS
- ✓ Vérification de poinçonnement à l'ELU ou ACC
- ✓ Calcul des nervures.
- ✓ 4-1 Pré dimensionnement.
- ✓ 4-2 vérification de cisaillement à l'ELU
- ✓ 4-3 Ferraillage des nervures.
- ✓ 5-ferraillage de radier à l'ELU ou ACC

VI.4.3.1. Dimensionnement initial à l'ELS

$h_r \geq \frac{l_{i\,max}}{20} = \frac{3,60}{20} = 18\ cm$ On adopte : $h_r = 35\ cm.$

Sb=Lx* Ly =2.6*2.2=5.72m^2

$$S \geq \frac{\sum N_{ser}}{\overline{\sigma_{sol}}} \quad \Rightarrow \quad S \geq \frac{5011.06 * 10^3}{0.25 * 10^6} = 20.04\ m^2$$

VI.4.3.2. Verification des contraintes à l'ELS

$$\sigma = \frac{N_{ser} + P_{remblai}}{S_{ch}} \leq \overline{\sigma_{sol}}$$

$N_{SER} = \sum N_{ser}$ (voiles +poteaux)

$P_{radier} = S_{ch} * h_r * \rho_{béton}$

On faire les vérifications dans le tableau suivant :

Tableau VI.16.vérification de contrainte à l'ELS

N_{SER} (KN)	P_{radier} (kN)	Debord d (cm)	S_{ch} (m^2)	σ (bar)	$\overline{\sigma_{sol}}$ (bar)	vérifications
5011.06	175.35	80	23,03	2,25	2,50	CV

VI.4.3.3. Vérification de poinçonnement à l'ELU

$$N_u \leq N_{limiet} = 0.045 U_c * h_r \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec:

$U_c = [(a+b)+2h)] * 2 \quad \Rightarrow \quad U_c = [(65+65)+(2*35)] * 2 = 400cm$

$N_u = N_{u\,max} = 1521.64\ kN$

$$N_{limite} = 0.045 * 4000 * 350 * \frac{25}{1.5} = 1050\ KN$$

$$N_u = 1243.46\ kN \leq N_{limite} = 1050\ kN \qquad \text{C.N.V}$$

On doit prévoir des nervures dans un seul direction pour :

- ✓ Eviter le risque de poinçonnement.
- ✓ Rigidifier le radier dans les deux directions .
- ✓ Assurer une répartition uniforme des contraintes sous le radier.
- ✓ Assurer un tassement uniforme de radier.
- ✓ C'est une solution économique

VI.4.4. Calcul des nervures

VI.4.4.1. Pré dimensionnement

$$h_n \geq \frac{l_{i\,max}}{10} \qquad \Rightarrow \qquad \frac{490}{10} = 49\ cm$$

On adopte : $h_n = 50\ cm$.

VI.4.4.2. Vérification de poinçonnement à l'ELU

$$N_u \leq N_{limiet} = 0.045 U_c * h_r \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$U_c = [(a+b)+2h)] * 2 \quad \Rightarrow \quad U_c = [(65+65)+(2*50)] * 2 = 460cm$

$N_u = N_{u\,max} = 1521.64\ kN$

$$N_{limite} = 0.045 * 4600 * 500 * \frac{25}{1.5} = 1725\ KN$$

$$N_u = 1521{,}64\ kN \leq N_{limite} = 1725\ kN \qquad \text{C.V}$$

- **Evaluation des charges**

$$F_u = \frac{\sum N_u + 1.35P_{infrastructure}}{S_{ch}} = \frac{7550.63 + 1.35(518.95)}{23.03} = 327.86 kN/m^2$$

$$F_{ser} = \frac{\sum N_{ser} + P_{infrastructure}}{S_{ch}} = \frac{5530.0154 + 518.95}{23.03} = 240.12\ kN/m^2$$

- **Evaluation des charges**

$$\tau_{max} = \frac{|T_{max}|}{b.d} \leq \bar{\tau}_{adm} = Min\left[\frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b}; 4\ MPa\right]$$

$$\tau_{max} = \frac{78.30 * 10^3}{78.30 * 10^3} = 0.35 MPa \leq \bar{\tau}_{adm} = 2.5\ MPa \quad \text{CV}$$

VI.4.4.3. Ferraillage des nervures

VI.4.4.3.1. Armatures longitudinales

Le calcul de ferraillage des nervurer se fait comme une poutre renversée (flexion simple)

Tableau VI.17.La section d'armatures longitudinales des nervures

Elément	(bxh)		*Armatures en travées*			*Armatures aux appui*		
		$\boldsymbol{M_t}$ $(\boldsymbol{kN.m})$	$\boldsymbol{A_{St}}$ $(\boldsymbol{cm^2})$	$\boldsymbol{A_{min}}$	$\boldsymbol{A_{St\ ch}}$ $(\boldsymbol{cm^2})$	$\boldsymbol{M_a}$ $(\boldsymbol{kN.m})$	$\boldsymbol{A_{Sa}}$ $(\boldsymbol{cm^2})$	$\boldsymbol{A_{Sa\ ch}}$ $(\boldsymbol{cm^2})$
Nervures	45x50	45,74	2,8	11,25	8HA14 $= 12{,}32$	-80,82	5,1	8HA14 $= 12{,}32$

Avec : A_{min} =0.5% b*h

VI.4.4.4. Vérification des contraintes à l'ELS

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

Elément	Sollicitation à l'ELS		Contraintes en travées			Contraintes en appuis			Contraintes admissibles		Verification
	$\mathbf{M_{t\ ser}}$ $(\mathbf{kN.m})$	$\mathbf{M_{a\ ser}}$ $(\mathbf{kN.m})$	$\boldsymbol{\sigma_b}$ $(\mathbf{MPa})$	$\boldsymbol{\sigma_s}$ $(\mathbf{MPa})$	$\boldsymbol{\sigma_s'}$ $(\mathbf{MPa})$	$\boldsymbol{\sigma_b}$ $(\mathbf{MPa})$	$\boldsymbol{\sigma_s}$ $(\mathbf{MPa})$	$\boldsymbol{\sigma_s'}$ $(\mathbf{MPa})$	$\overline{\boldsymbol{\sigma_b}}$ $(\mathbf{MPa})$	$\overline{\boldsymbol{\sigma_s}}$ $(\mathbf{MPa})$	
Nervures	27.86	-49.75	1.3	17.2	17.2	3.7	169.1	41.1	15	201.63	CV

VI.4.4.4.1. Armatures transversales

Tableau VI.19.La section d'armatures transversales des nervures

Elément	RPA 99 V 2003		$S_{adopt\ée}$ (cm)		$A_{t\ choisie}$ (cm^2)
	Tu(MPa)	τ_u (MPa)	**S(ZN) (cm)**	**S′(ZC) (cm)**	**$A_{t\ choisie}$** (cm^2)
Nervures	98,29	0,46	10	15	4HA8=2,01

VI.4.4.5. Ferraillage de radier

Les panneaux du radier travaillent comme des dalles pleines encastrées dans les quatre côtés, chaque panneaux travaille en flexion simple + effort tranchant (utilise logiciel ETAPS), le calcul se fait pour une bande de 1m (b=100cm ; h =h_{radier}).

VI.4.4.5.1. Vérification de cisaillement à l'ELU

$$\tau_{max} = \frac{T_{max}}{b.d} \leq \bar{\tau}_{adm} = Min\left[\frac{0.07 f_{c28}}{\gamma_b}; 4\ MPa\right]$$

$$\tau_{max} = \frac{1151.47 * 10^3}{(1000 * 320)} = 3.59\ MPa \leq \bar{\tau}_{adm} = 1.167\ MPa$$ Condition non vérifée.

Remarque : il faut augmenter la hauteur de radier à 50 cm.

$$\rho = \frac{l_{ix}}{l_{iy}} = \frac{8.00}{10.0} = 0.8$$

VI.4.4.5.2. Ferraillage du radier à l'ELU

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

$$F_u = 258.40\ kN/m^2 \quad , \quad F_{ser} = 189.5\ kN/m^2$$

Tableau VI.20.La section d'armatures de radie

Direction	Dimension		Armatures en travées				Armatures aux appuis			
	b (**cm**)	**e** (**cm**)	$\mathbf{M_t}$ (**kN.m**)	$\mathbf{A_{t\ cal}}$ ($\mathbf{cm^2}$)	$\mathbf{A_{t\ ch}}$ ($\mathbf{cm^2}$)	$\mathbf{S_t}$ (**cm**)	$\mathbf{M_a}$ (**kN.m**)	$\mathbf{A_{a\ cal}}$ ($\mathbf{cm^2}$)	$\mathbf{A_{a\ ch}}$ ($\mathbf{cm^2}$)	$\mathbf{S_t}$ (**cm**)
Suivant X	100	50	51.48	5.2	10HA12 =11.31	10	-226.28	14.4	10HA12+10chapHA10 =19.16	10
Suivant Y	100	50	80.43	5.2	10HA12 =11.31	10	-335.67	21.8	10HA12+10chapHA12 =22.62	10

VI.4.4.5.3. Vérification des contraintes à l'ELS

$$\overline{\sigma_b} = 15MPa \quad , \quad \overline{\sigma_s} = 201.63MPa$$

Tableau VI.21.Vérification des contraintes à l'ELS.

Direction	*Contraintes en travées*					*Contraintes aux appuis*					
	M_t $(kN.m)$	A_{ch} (cm^2)	σ_b (MPa)	σ_s (MPa)	σ_s' (MPa)	M_a $(kN.m)$	$A_{a\,cal}$ (cm^2)	σ_b (MPa)	σ_s (MPa)	σ_s' (MPa)	$\sigma \leq \bar{\sigma}$
Suivant X	37.65	11.31	0.4	5.4	5.4	-190.37	19.16	2.7	110.8	35.5	CV
Suivant Y	60.21	11.31	0.6	8.6	8.6	-282.23	22.62	3.8	140.4	50.3	CV

VI.4.4.5.4. Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU

$$\tau_{max} = \frac{T_{max}}{b.d} \leq \bar{\tau}_{adm} = Min\left[\frac{0.07 f_{c28}}{\gamma_b}; 4\ MPa\right]$$

$$\tau_{max} = \frac{511.88 * 10^3}{(1000 * 470)} = 1.09\ MPa \leq \bar{\tau}_{adm} = 1.167\ MPa$$ Condition vérifée.

VI.5. VOILES PERIPHERIQUES

VI.5.1. Evaluation des charges

Tableau VI.22.Evaluation des charges (la poussée des terres).

γ_{sol} (kN/m^3)	φ°	K_γ	h_e (m)	P_u (kN/ml)	P_{ser} (kN/ml)
18,2	20	0,49	2,32	32,40	24,01

VI.5.2. Détermination des efforts

Le voile est soumis à une charge triangulaire qu'on assimilera en charge uniformément repartie, il est considéré comme un panneau encastré dans ses quatre cotés. La détermination des efforts sera faite par la méthode des lignes de rupture.

- ✓ $M_x = M_y = M$
- ✓ $M_{ax} = M_{ay} = 0.5\ M$

➢ **Charge répartie**

$$\sum T_{ext} = P_G . L_x \left[\frac{1}{2} L_y - \frac{1}{3} y\right] f \qquad \Rightarrow \sum T_{ext} = 5{,}34 f . P_G$$

$$\sum T_{int} = 2 \cdot \left(\frac{L_x}{y} + \frac{L_y}{L_x}\right) M \cdot f \qquad \Rightarrow \sum T_{int} = 7{,}22 . M . f$$

Donc, on obtient :

- ✓ Mtu= 0,73 Pu
- ✓ Mts= 0,73 Ps

$$T_{max} = \frac{P_u \times l_x \times l_y}{(2 \times l_y) + l_x}$$

$$travail\ externe = travail\ interne \Rightarrow y = 2{,}86m \Rightarrow \begin{cases} M_u = 0{,}73P_u = 23.65\ kN.m \\ M_{ser} = 0{,}73P_{ser} = 17.52\ kN.m \\ T_u = 0{,}98P_u = 31{,}89\ kN \end{cases}$$

VI.5.3. Ferraillage (à l'ELU)

Il sera fait pour une bande d'un mètre de largeur.

VI.5.3.1. Armatures

Section minimal : $A_{min} = A_{s1}+A_{s2} = B/1000 = 2$ cm²/ml.

Tableau VI.23.Armatures suivant l'axe (X) et l'axe (Y).

	sens (X-X)		sens (Y-Y)	
	A_{s1} (cm²/ml)	A_{s2} (cm²/ml)	A_{s1} (cm²/ml)	A_{s2} (cm²/ml)
calculée	5,30	5,30	5,30	5,30
choisie	5HA12=5,65	5HA12=5,65	5HA12=5,65	5HA12=5,65

VI.5.3.2. Espacement

Tableau VI.24Espacement des armatures suivant l'axe (X) et l'axe (Y).

	sens (X-X) [cm]	sens (Y-Y) [cm]
calculé	100/5=20	100/5=20
choisi	20	20
admissible	max(3h,33 cm) =33	max(3h,33 cm) =33

VI.5.3.3. Vérifications

Type de fissuration : préjudiciable.

Contraintes de calcul : $\tau_u = V_u/(b_0 x d)$.

Contraintes admissibles : $\begin{cases} \sigma_{b_adm} = 0{,}6f_{c28} \\ \sigma_{s_adm} = \min(2fe/3\ ;\ 110\sqrt{f_{t28} x \eta}) \\ \tau_{adm} = 0{,}07f_{c28}/\gamma_b \end{cases}$

Tableau VI.25.Vérification des contraintes normales (à l'ELS) et de cisaillement (à l'ELU).

σ_b (MPa)	σ_{b_adm} (MPa)	σ_s (MPa)	σ_s' (MPa)	σ_{s_adm} (MPa)	τ_u (MPa)	τ_{adm} (MPa)
5,13	15	32,9	201,63	201,63	0,44	1,17

VI.6. LONGRINES

VI.6.1. Ferraillage (à l'ELU)

$$F=\frac{N}{\alpha} \geq 20 \text{ kN } \textbf{[1]}$$

$$\text{Avec : } \begin{cases} \text{Zone sismique : IIb} \\ \text{Site : S2} \end{cases} \Rightarrow \boldsymbol{\alpha = 12\ [1]}$$

VI.6.1.1. Armatures longitudinales

Tableau VI.26.Armatures longitudinales.

section (cm^2)	N_u (kN)	F (kN)	A_{cal} (cm^2)	A_{ch} (cm^2)	A_{min} (cm^2)
30x35	3648.65	304.05	8.74	6HA14= 9.24	1.05

VI.6.1.2. Armatures transversales

Tableau VI.27.Armatures transversales.

section (cm^2)	$S_{t(nodale)}$ (cm)	$S_{t(courante)}$ (cm)	A_{t_ch} (cm^2)	A_{min} (cm^2)
30x35	10	15	4HA8=2,01	0,9

VI.6.1.3. Vérifications

Tableau VI.28.Vérification des contraintes normales (à l'ELS) et de cisaillement (à l'ELU).

N_{ser} (kN)	F (kN)	A_{ch} (cm^2)	σ_s (MPa)	$\overline{\sigma_s}$ (MPa)	τ_u (MPa)	τ_{adm} (MPa)
2656.91	221.41	9.24	192,99	201,63	0.17	2,5

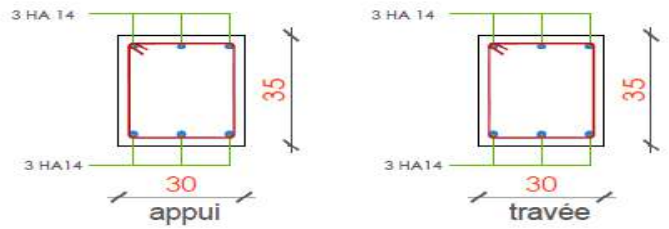


Figure VI.5.Dessin de ferraillage de longrine

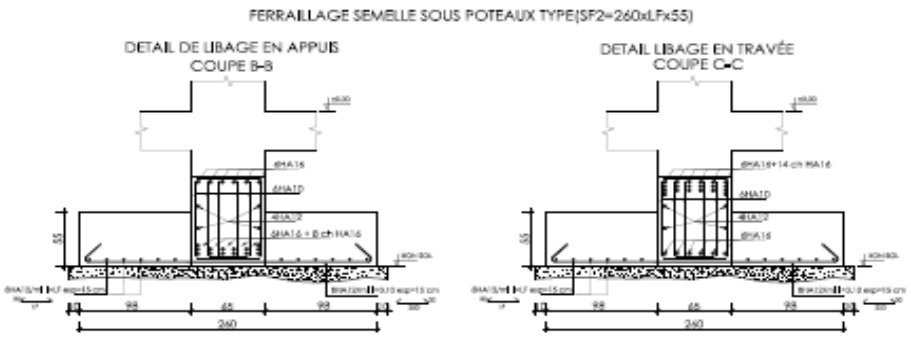


Figure VI.4.SEMELLE FILANTE SOUS POTEAUX AVEC POUTRE DE LIBAGE

CONCLUSION GENERALE

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 qui doivent être prises dans la conception des structures des bâtiments. Les récents développements de l'analyse numérique, dus aux grandes possibilités offerte par l'ordinateur, ont influencé profondément sur les méthodes de calcul. En effet, on peut dire que l'emploi de logiciels de calcul est en train de bouleverser les méthodes forfaitaires qui n'étaient qu'approximatives.

Par ailleurs, sous l'action sismique, les voiles reprennent dans un premier temps, grâce à leur rigidité, presque la totalité des charges latérales et les déformations de la structure restent faibles. Après l'apparition de zones plastiques dans les voiles, une plus grande part de charge se reporte sur les portiques dont la ductilité autorise une importante dissipation d'énergie. Pour cette raison, l'analyse sismique constitue une étape déterminante dans la conception parasismique des structures. En effet des modifications potentielles peuvent être apportées sur le système de contreventement lors de cette étape. Rappelons que dans notre cas, c'est une structure auto-stable qui a été prédimensionnée. Le renforcement de cette dernière, lors de l'étude sismique, nous a amené vers un bâtiment à contreventement mixte (voiles + portiques).

Ce type de contreventement caractérise à la fois par une résistance élevée assurée par les voiles et par une bonne capacité à dissiper l'énergie due à la présence des portiques. Toutefois, le système n'atteint le maximum de son efficacité que si la répartition des voiles est symétrique et uniforme et si les liaisons entre les voiles et les portiques ont une bonne ductilité.

Le but de cette étude était de chercher une meilleure configuration de la structure en matière de disposition des voiles en minimisant le nombre de ces derniers, qui ont donné des résultats cohérents et significatifs pour confirmer ainsi les indications énoncées dans la littérature. En outre, il convient de souligner que pour la conception parasismique, il est très important que l'ingénieur civil et l'architecte travaillent en étroite collaboration dès le début du projet pour minimiser toutes les contraintes, et arriver à une sécurité parasismique sans surcoût important.

Documents réglementaires :

- [1] : Règles parasismiques Algérienne R.P.A99 ver 2003.

(Document technique réglementaire D.T.R-B.C.2.48).

- [2] : Règle de conception et de calcul de structures CBA93.

(Document technique réglementaire D.T.R-B.C.2.41).

- [3] : méthodes Dreux et Groisse.

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

Logiciels :

- SAP 2000 version 20.
- AUTO CAD 2019.
- ROBOT EXPERT.

Annxe1

SOCIÉTÉ DE TRÉFILAGE D'ALGER — شركة الفولاذ الجزائر

TPL

TREFAL تريفال

REGHAIA الرغاية

FICHE TECHNIQUE

POUTRELLE METALLIQUE LEGERE

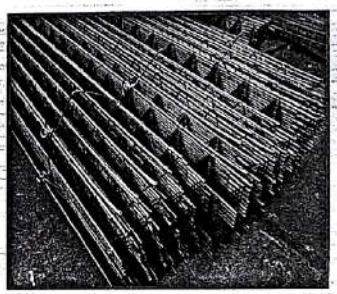
C'est une armature pour béton destinée à supporter des charges de construction, l'assemblage des éléments constitutifs est obtenu par soudage électrique sur machine automatique, de chaque point de liaison des treillis aux membrures.

POUTRELLE METALLIQUE STANDARD

Désignation	Pas (P) (mm)	Hauteur (H) (mm)	Membrure supérieur (M.S) (mm)	Membrure inférieur (M.I) (mm)	Zigzag (ZZ) (mm)	Largeur (LS) (mm)	Longueur (L) (mm)	Poids nominal M/L (Kg)
10 x 5 x 10	200	150	10	10	5	90	12	2,444

POUTRELLE METALLIQUE SPECIFIQUE

Types	Hauteur (cm)	Diamètre des fils constitutifs (mm)			Largeur (mm)	Longueur (m)
P	H	M.S	M.I	ZZ (Etrier)	LS	L
200	7 à 30	8 - 10	8 - 10	4 à 6	90	2 à 12

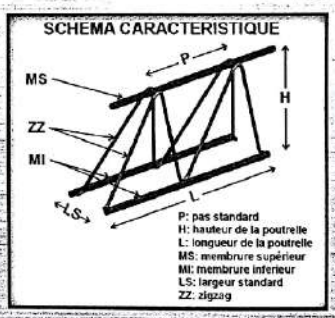


CARACTERISTIQUES MECANIQUES

Caractéristiques mécanique minimales garanties :

Résistance à la traction (N/mm²)	Limite d'elasticité (N/mm²)	Allongement (A%)
550	500	8

SCHEMA CARACTERISTIQUE



P: pas standard
H: hauteur de la poutrelle
L: longueur de la poutrelle
MS: membrure supérieur
MI: membrure inferieur
LS: largeur standard
ZZ: zigzag

TOLERANCES

» Tolérances sur diamètre du fil tréfilé lisse :

± 0.10 mm pour Ø ≤ 6mm

± 0.15 mm pour Ø > 6mm

» Tolérances sur La masse du fil craneté :

± 5 % pour 4 ≤ d ≤ 8 mm

± 4 % pour 8.5 ≤ d ≤ 16 mm

CONDITIONNEMENT

Les poutrelles sont livrées en fardeaux fermement retenues par trois ligatures en fil d'acier.
Chaque fardeau comporte une étiquette indiquant le nom de l'usine et les dimensions de la poutrelle.

MARQUAGE

Au moins un des constituants de la poutrelle métallique légère porte une empreinte T.A.L façonnée par galets de laminage *(TAL : Tréfilerie d'Alger)*

Tous les produits TREFAL font l'objet de contrôles réguliers lors de la fabrication, Tout type spécifique peut être étudié et réalisé.



Société de Tréfilage d'Alger - Filiale Groupe TPL - Adresse : BP 151, Zone Industrielle de Réghaïa, Alger - Algérie
Tél/Fax : (+213) 23 96 59 32 / 23 96 58 72 Email : trefal@tpl-algeria.com / infos@trefal.com Web : www.trefal.com

Annxe2

SOCIÉTÉ DE TRÉFILAGE D'ALGER

شركة الحـــداد الجـــزائـــر

TREFAL تريفال

REGHAIA الرغاية

FICHE TECHNIQUE

TREILLIS SOUDES

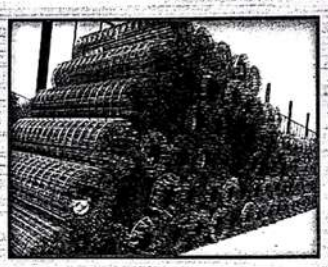
C'est une armature fabriquée à partir de fil machine suivant la norme ISO 10544 en acier doux de 0.08% à 0.20% de carbone, soudé rigidement en mailles carrés ou rectangulaires par soudure électrique sur machines automatique.

TREILLIS SOUDES STANDARDS

Types	Diamètre du fils (mm)		Espacement (mm)		Dimensions abouts compris (m)	Section d'acier	Poids du m²	Surface	Poids Total
	Porteur	Répartiteur	Porteur	Répartiteur	L&l	(mm²)	(Kg)	(m²)	(Kg)
Rouleaux	4,5	4,5	150	150	45 x 2,4	15,9	1,66	108	179,6
Panneaux	5	5	150	150	3,6 x 2,4	19,63	2,06	8,64	17,8

TREILLIS SOUDES SPECIFIQUES

Types	Diamètre du fils (mm)		Longueur du fils (m)		Espacement Maille (mm)	Dimensions abouts (mm)
	Porteur	Répartiteur	Porteur	Répartiteur		
Rouleaux	4 à 6	4 à 6	20 à 50	1,2 à 2,4	50 à 600	25 à 300
Panneaux	4 à 10	4 à 10	2 à 6	1,2 à 2,4	50 à 600	25 à 300
Tolérance			± 1%	± 1%	± 1%	± 1%



TOLERANCES

» **Tolérances sur diamètre du fil tréfilé lisse :**

± 0.10 mm pour Ø ≤ 6mm

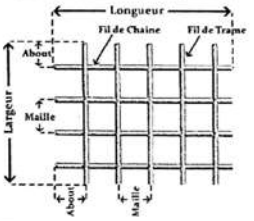
± 0.15 mm pour Ø > 6mm

» **Tolérances sur La masse du fil cranté :**

± 5 % pour 4 ≤ d ≤ 8 mm

± 4 % pour 8.5 ≤ d ≤ 16 mm

SCHEMA CARACTERISTIQUE



CARACTERISTIQUES MECANIQUES

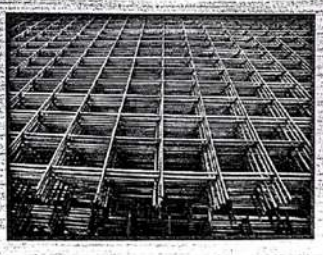
Caractéristiques mécanique minimales garanties sur tous les produits en rouleaux et panneaux (Suivant la norme NFA 35-016-2)

Résistance à la traction (N/mm²)	Limite d'Elasticité (N/mm²)	Allongement Total (S/charge max %)
525	500	2,5

APPLICATIONS

Le treillis soudé a des applications diverses et variées dans le bâtiment et les travaux publics, il est utilisé pour :

- *Dalles en béton armé.*
- *Planchers à corps creux.*
- *Murs porteurs.*
- *Semelles de fondation.*
- *Panneaux préfabriqués.*
- *Escaliers préfabriqués*
- *Cuves, silos et réservoirs.*
- *Voûtes en voles.*
- *Chaussés et trottoirs.*
- *Pistes d'aérodrome.*
- *Plaque de clôture et cloisons.*
- *Tunnels et abris souterrains.*



Tous les produits TREFAL font l'objet de contrôles réguliers lors de la fabrication, Tout type spécifique peut être étudié et réalisé.



Société de Tréfilage d'Alger - Filiale Groupe TPL - Adresse : BP 151, Zone Industrielle de Réghaïa, Alger - Algérie
Tél/Fax : (+213) 23 96 59 32 / 23 96 58 72 Email : trefal@tpl-algeria.com / infos@trefal.com Web : www.trefal.com