REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

UNIVERSITE YAHIA FARES DE MEDEA



Faculté de **T**echnologie

Mémoire de fin d'études de Master

Filière : Génie Civil
Spécialité : Structures

ETUDE D'UN BATIMENT EN RDC+7 ETAGES A USAGE D'HABITATION CONTERVENTE PAR DES VOILES

Présenté par

ALLAOUI Chahrazed

SALEMI Ibtissam

Proposé et Dirigé par

Dr. SAFIDDINE Salim

Promotion Septembre 2020

Remerciements

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

Nos remerciements à nos parents, pour leurs soutiens et leur encouragement 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 près ou de loin à nous encourager et nous aider dans notre projet.

Nous tenons à exprimer notre profonde gratitude à notre promoteur Mr. SAFIDDINE SALIM pour l'encadrement de ce mémoire son aide, sa patience et sa confiance qu'elle nous a accordée. Nous tenons à remercier : les membres de jury pour avoir accepté de juger notre travail.

Tenons à remercier également Mr. OULD TURKI BENAISSA pour sa disponibilité et ses orientations précieuses, tout le long de ce projet.

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

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

Dédicaces

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

A Mes chère parents que dieu les gardes et préserve ;

A Mes frères ***Hassan ; Ridha ; Mounire ;***

Akrame ; Walid.

A Mes amies intimes ***Ossina ; Sarah ; Assia ;***

Sabrina ; Ahlem

Je remercie mon ami et binôme Chahrazed qui a contribué à la Réalisation de ce modeste travail.

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



Ibtissam

Dédicaces

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

A Mes chère parents que dieu les gardes et préserve ;

A Mon frère ***Yacin***

A Mes sœurs ***Fadhila ; Aicha ; Amina ; Radhia ;Amira.***

A Mes amies intimes ***Ahlem ; Sarah ; Kenza ; Mouadh ; Oussama***

Je remercie mon ami et binôme ***Ibtissam*** *qui a contribué à la Réalisation de ce modeste travail.*

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



Chahrazed

ملخص

إن هذا المشروع كما يدل عليه عنوانه يهدف إلى دراسة بناية سكنية مكونة من(طابق أرضي + سبعة طوابق)والمقرر بناؤها في ولاية المدية(بني سليمان)والمصنفة ضمن المنطقة الزلزالية المعتدلة(IIa).

مقاومة البناية لكل الحمولات العمودية و الأفقية مضمونة محققة بواسطة نظام العارضات و الأعمدة + الجدران المسلحة

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

*القواعد الجزائرية المضادة للزلازل * قانون الخرسانة المسلحة

تمت الدراسة الزلزالية وفق الطريقة الرقمية التي تعتمد أساسا على طريقة العناصر المنتهية باستعمال تقنيات حساب الهياكل باستعمال برنامج « SAP2000.v20.2.0 ».

وفي الأخير قمنا بدراسة البنية التحتية للبناية وهذا بحساب الأساسات

RÉSUMÉ

Ce projet est une étude d'un bâtiment à usage d'habitation en RDC+7 étages qui sera implanté à Beni Slimane de Wilaya de Médéa. Cette région est classée dans la zone de moyenne sismicité IIa.

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

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

L'étude sismique a été menée suivant la méthode numérique basée sur la méthode des éléments finis moyennant le logiciel «SAP2000.v20.2.0».

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

Abstract

This project is a study of a Residential building (ground+7 stories), will be implanted at MEDEA (Beni Slimane) this region is classified in the zone of medium seismicity IIa

The resistance of the structure elements to the horizontal and vertical loads is insured by a frame system with shear walls.

The measurements and the design of reinforcement of all resistant elements were done according to the Algerian Standards (CBA 93; RPA 99 version 2003).

The seismic study has been realized according to the numerical method (finite elements method) using the program «SAP2000.v20.2.0».

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

Table des matières

Remerciement

Dédicace

Résumé

Table des matières

Liste des Figures

Liste des Tableaux

Introduction Générale :……1

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage

I.1. Introduction 2
I.2.Caractéristiques géométriques de l'ouvrage 2
I.2.1.Dimensions en plan 2
I.2.2.Dimensions en élévation 3
I.3.Conception de la structure 3
I.3.1.Ossature de l'ouvrage 3
I.3.2.planchers 3
I.3.3. Maçonnerie 3
I.3.4. L'acrotère 3
I.3.5. Les escaliers: 3
I.4.Caractéristique mécaniques des matériaux 4
I.4.1. Béton 4
I.4.2.Ciment 4
I.4.3.Granulats 4
I.4.4.Béton armé 4
I.4.4.1.Résistance du béton 5
I.4.4.1.1. Résistance caractéristique à la compression 5
I.4.4.1.2. Résistance caractéristique à la traction 5
I.4.4.2.Coefficient de poisson ν 5
I.4.4.3.Module de déformation longitudinale 6
I.4.5.Acier 6
I.5. Principe de calcul du CBA 93 7

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments résistants.

II.1. Introduction 8
II.2. Pré dimensionnement 8
II.2.1.Pré dimensionnement des planchers 8
II.2.1.1.Plancher à corps creux 8
II.2.1.2. Plancher à dalle pleine 9
II.2.1.2.1.Critère de résistance 9
II.2.2. Pré dimensionnement des poutres 10
II.3.Evaluation des charges permanentes et charges d'exploitations 11
II.3.1. Plancher à corps creux 11
II.3.1.1. Plancher terrasse 11
II.3.1.2.Plancher courant 11
II.3.2. Maçonnerie 12
II.3.2.1. Murs intérieurs (simples cloisons) 12
II.3.2.2. Murs extérieur (Double cloison) 12
II.3.3. charge d'exploitation 12
II.4. Prédimensionnement des poteaux 12
II.4.1. Les dimensions des poteaux. 13
II.4.2.Etapes de prédimensionnement 13
II.4.2.1.Choix du poteau le plus sollicité 14
II.4.2.2.Calcul de la surface reprise par le poteau 14
II.4.2.3. Détermination des charges permanente (Descente des charges) 15
II.4.2.4. Détermination de sur charges d'exploitation 15
II.4.2.5.Calcul de la capacité portante N 16
II.4.2.6.Vérification de la capacité portante 16
II.4.2.7.Vérification aux zones nodales 17
II.5. prédimensionnement des voiles 18

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

III.1. Acrotère 19
III.2.Plancher à corps creux 20
III.2.1.Les poutrelles 20
III.2.1.1. Avant coulage 20
III.2.1.2.Après coulage 20
III.2.1.2.1.Calcul du ferraillage 23
III.2.1.2.2.Vérification à ELS 24
III.2.1.2.3.Vérification des contraintes de cisaillement à ELU 24
III.2.1.2.4.Vérification de la flèche 24
III.2.2.Dalle de compression 25
III.3.Dalle pleine 26
III.3.1.Pour une dalle encastrée à deux cotés 26
III.3.2. Pour une dalle encastrée à trois cotés 27
III.4.Escaliers 28
III.4.1. prédimensionnement 29
III.4.2. Evaluation des charges et sur charges 29

III.4.3. Ferraillage des escaliers à l'ELU…… 32
III.4.4. Vérification à l'ELS …….. 32
III.4.5.Vérification de la flèche …… 33
III.4.6.Calcul de la poutre palière …… 33
III.4.6.1. prédimensionnement …… 33
III.4.6.2.Evaluation des charges…… 34
III.4.6.3.Calcul des efforts internes …….. 34
III.4.6.4. Ferraillage de la poutre palière…… 35
III.4.6.5.Vérification à l'ELS…… 35
III.4.6.6.Vérification préliminaires de la flèche…… 36

Chapitre IV : Etude dynamique

IV.1. Introduction..... 37
IV.2. Caractéristiques géométriques de la structure 37
IV.2.1. Centre de masse 37
IV.2.2. Centre de Rigidité..... 37
IV.2.3.Calcul de la rigidité des éléments résistants 38
IV.2.3.1.Les poteaux..... 38
IV.2.3.2.Les refends pleins 38
IV.2.4.Excentricité statique(théorique) 39
IV.2.5. Excentricité accidentelle 39
IV.3. Modélisation de la structure..... 39
IV.3.1.Introduction 39
IV.3.2. Modélisation 39
IV.3.3.anlyse de notre structure 40
IV.3.3.1.Détermination centre de masse et centre de ravité 41
IV.3.3.2. Excentricité..... 41
IV.4.Choix de la méthode de calcul..... 42
IV.4.1. Introduction 42
IV.4.2.Méthode dynamique modale sdectrale..... 43
IV.4.2.1.Principe de la méthode..... 43
IV.4.2.2.Modélisation 43
IV.4.2.3.Le spectre de réponse de calcul 43
IV.4.2.3.1.Coefficient d'accélération A 43
IV.4.2.3.2.Facteur de correction d'amortissement..... 43
IV.4.2.3.3. Coefficient de comportement R 43
IV.4.2.3.4.Facteur de qualité Q..... 44
IV.4.3.Résultats de l'analyse dynamique 44
IV.4.3.1.Analyse modale 45
IV.4.3.1.1.Comportement modale 45
IV.4.3.1.2.Participation massique(dissipatio d'énergie)..... 46
IV.4.3.2.Analyse statique et dynamique 46
IV.4.3.2.1.Stabilité de la structure 46
IV.4.3.2.2.Résistance des éléments..... 52

Chapitre V : Ferraillage des éléments résistants

V.1. Introduction 55
V.2. Ferraillage des poutres 55
V.2.1. Ferraillage longitudinal des poutres 55
V.2.1.1. Poutres porteuse 55
V.2.1.2. Poutres non porteuse 56
V.2.2. Vérification des contraintes à l'ELS 56
V.2.2.1. Poutres porteuse 56
V.2.2.2. Poutres non porteuse 56
V.2.3. Vérification de la flèche 57
V.2.3.1. Cas normal 57
V.2.4.Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU 57
V.2.5. Ferraillage transversal des poutres 58
V.3. Ferraillage des poteaux 59
V.3.1. Armatures longitudinales 59
V.3.1.1. Recommandation selon les règlements 59
V.3.1.2. Sollicitations extremes pour le ferraillage 60
V.3.1.3. Vérification des contraintes à l'ELS 61
V.3.2. Armatures transversales 61
V.4. Ferraillage des voiles 64
V.4.1.Ferraillage des trumeaux 64
V.4.1.1.Calcul d'armatures verticales 64
V.4.1.2. Vérification des contraintes à l'ElS 66
V.4.1.3.Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU 67
V.4. 1.4.Armatures horizontales 67
V.4.1.5.Armatures transversales 68
V.4.2.Ferraillage des linteaux 69
V.4.2.1. Ferraillge des linteaux en flexion simple 69
V.4.2.1.1.Aciers longitudinaux 69
V.4.2.1.2.Aciers transversaux 69
V.4.2.2. Ferraillage des linteaux en Traction/Compression 70

Chapitre VI : Etude de l'infrastructure

VI.1. Introduction 72
VI.1.1. Reconnaissances du sol 72
VI.2. Choix de la fondation 72
VI.2.1. Semelle isolé 72
VI.2.1.1.Méthode de calcul 72
VI.2.1.2.Vérification du chevauchement entre les bulles de pression sous les semelles 73
VI.2.2.Semelle filante (continue) 74
VI.2.2.1. Dimensionnement des semelles 74
VI.2.2.2. Vérification des contraintes sous la semelle à l'ELS 75
VI.2.2.3. Vérification de la stabilité au renversement RPA Art10.1.5 76
VI.2.2.4. Vérification du chevauchement entre les semelles filantes 76
VI.2.2.5. Dimensionnement de la poutre de libage pour la semelle sous plusieurs pouteaux ..76
VI.2.2.6:Calcul de ferraillge 78

VI.2.2.6.1.Sous un voile 78
VI.2.2.6.2.Sous plusieurs poteaux 78
VI.3.Longrines. 81
VI.3.1.Ferraillage des longrines Art 10.1.1.RPA99V2003 81
VI.3.1.1.Ferraillage longitudinal 82
VI.3.1.1.1.Vérification des contraintes à l'ELS CBA 93Art .4.5.3 82
VI.3.1.2.Ferraillage transversale 82

Conclusion Générale ……83

Liste des figures

Chapitre I

Figure. I.1 : Représentation des dimensions en plan du bâtiment étudié 2

Chapitre II

Figure II.1: Coupe du plancher à Corps creux 8
Figure II.2 : Surface reprise par le poteau le plus sollicité 14
Figure II.3 : Vue en plan et vue en 3D de voile 18

Chapitre III

Figure. III.1: Dimensionnement de l'acrotère et son schéma statique équivalent 19
Figure. III.2: Ferraillage de l'acrotère 19
Figure.III.3 : Schéma statique équivalent du poutrelle à une seule travée 21
Figure.III.4.Diagramme du moment fléchissant à l'ELU 21
Figure.III.5 : Diagramme du moment fléchissant à l'ELS 21
Figure.III.6 : Diagramme de l'effort tranchant à l'ELU..... 21
Figure.III.7 : Schéma statique équivalent du poutrelle à deux travées..... 22
Figure.III.8.Diagramme du moment fléchissant à l'ELU 22
Figure.III.9 : Diagramme du moment fléchissant à l'ELS 22
Figure.III.10 : Diagramme de l'effort tranchant à l'ELU..... 22
Figure.III.11 : ferraillage des poutrelles en travée et aux appuis 25
Figure. III.13: Disposition des armatures de la dalle de compression 26
Figure. III.14: les encastrements et les dimensions de la dalle pleine 26
Figure.III.15 : les encastrements et les dimensions de la dalle pleine 27
Figure.III.16.Dimensions de l'escalier..... 29
Figure.III.18 : Diagramme des moments et efforts tranchant retenus à l'ELU 31
Figure.III.19 : Diagramme des moments à l'ELS..... 31
Figure.III.20: Efforts internes dans la poutre palière 34

Chapitre IV

Figure IV.1 : Disposition des voiles (vue en plan). 40
Figure IV.2 : Disposition des voiles en 3D 41
Figure IV.3 : Comportement des trois premiers modes 45

Chapitre V

Figure V-1 : Dessin de ferraillage des poutres porteuses 58
Figure V-2 : Dessin de ferraillage des poutres non porteuses 59
Figure V-3 : Dessin de ferraillage des poteaux 63

Chapitre VI

Figure. VI.1 : Les bulles de pression sous la semelle 73
Figure. VI.2 : Chevauchement des bulles de pression sous la semelle 74
Figure. VI.3 : Les dimensions finales des semelles filantes 77
Figure. VI.4 : Le ferraillage des semelles filantes sous poteau 81
Figure. VI.5: Le ferraillage des semelles filantes sous voile 81
Figure. VI.5: Le ferraillage de la longrine 82

Liste des tableaux

Chapitre I

Tableau I.1 : Les types d'aciers utilisés et leurs nuances. 6

Chapitre II

Tableau II.1 : Prédimensionnement des poutres 10

Tableau II.2 : Evaluation de la charge permanente du plancher terrasse 11

Tableau II. 3 : Evaluation charges permanentes du plancher courant..... 11

Tableau II.4 : Evaluation charges permanentes des murs en simple cloison 12

Tableau II.5 : Evaluation charges permanentes des murs en double cloison 12

Tableau II.6 : Pré dimensionnement des poteaux 13

Tableau II.7 : Vérification du coffrage des poteaux..... 13

Tableau II.8:Les charges permanentes 15

Tableau II.9 : Les sur charges d'exploitation 16

Tableau II.10 : Capacité portante $\overline{N}$ pour chaque de poteau 16

Tableau II.11 : Vérifications du $1{,}1N_{ultime}$et N_U 17

Tableau II.12 : Vérification des dimensions selon le RPA99 version2003 17

Chapitre III

Tableau III.1 : Efforts appliqués à l'acrotère et le ferraillage adopté 19

Tableau III.2 : Les moments maximums aux appuis et en travées 23

Tableau III.3: Calcul du ferraillage des poutrelles aux appuis et en travée 23

Tableau III.4 : Vérification de la contrainte du béton à l'ELS 24

Tableau III.5: Vérification de la contrainte de cisaillement à ELU 24

Tableau III.6 : Vérification de la flèche 24
Tableau III.7 : Charges et surcharges appliquées à la dalle pleine 26
Tableau III.8 : ferraillage à l'ELU 27
Tableau III.9: Vérification des contraintes à l'ELS. 27
Tableau III.10 : Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU 27
Tableau III.11 : Charges et surcharges appliquées à la dalle pleine 28
Tableau III.12 : ferraillage à l'ELU 28
Tableau III.13: Vérification des contraintes à l'ELS 28
Tableau III.14 : Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU. 28
Tableau .III.15: Evaluation des charges permanentes du palier de repos de l'escalier 29
Tableau III.16 : Evaluation des charges permanentes de la paillasse de l'escalier 30
Tableau III.17: Sollicitations obtenues à l'ELU appliquées à l'escalier. 30
Tableau III.18 : Sollicitations obtenues à l'ELS appliquées à l'escalier 31
Tableau III.19 : Calcul des sections d'acier de l'escalier 32
Tableau III.20 : Vérification de la contrainte tangentielle 32
Tableau III.21: Vérification à l'ELS 32
Tableau III.22 : Vérification de la flèche de l'escalier. 33
Tableau .III.23: Pré dimensionnement de la poutre palière 34
Tableau III.24 : Ferraillage de la poutre palière 35
Tableau III.25 : Vérification à l'ELS de la poutre palière 35
Tableau III.26: Vérification des contraintes tangentielles de la poutre palière 35
Tableau III.27 : Calcul de la section d'armature transversale de la poutre palière. 35
Tableau .III.28: Vérification préliminaires de la flèche de la poutre palière 36

Chapitre IV

Tableau IV.1 : Calcul centre de mass et centre de torsion 41
Tableau IV.2 : Excentricité suivant les deux directions 42
Tableau IV.3 : détermination du facteur de qualité Q de la structure 44
Tableau IV.4 : Le comportement des trois premiers modes 45
Tableau IV.5 : Le comportement des modes 46
Tableau IV.6 : Les valeurs de la force sismique. 48
Tableau IV.7 : Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul 48
Tableau IV.8 : Valeurs des moments de stabilité et de renversement 49
Tableau IV.9 : Vérification des déplacements inter-étage suivant X 50
Tableau IV.10 : Vérification des déplacements inter-étage suivant Y 50
Tableau IV.11 : Vérification de l'effet P-Δ 51
Tableau IV.12 : Vérification de cisaillement des poutres 52
Tableau IV.13 : Vérification de cisaillement des voiles suivant X 53
Tableau IV.14 : Vérification de cisaillement des voiles suivant Y 53
Tableau IV.15 : Vérification de cisaillement des voiles incliné 53
Tableau IV.16 : Vérification de l'effort normal réduit 53
Tableau IV.17 : Vérification de l'effort normal réduit 54
Tableau IV.18 : Dimensions finales des éléments 54

Chapitre V

Tableau V-1 : La section calculée d'armatures des poutres porteuse 55
Tableau V-2 : La section choisie d'armatures des poutres porteuse 55
Tableau V-3 : La section calculée d'armatures des poutres non porteuse 56
Tableau V-4 : La section choisie d'armatures des poutres non porteuse 56

Tableau V-5 : Vérification des contraintes des poutres porteuses à l'ELS 56
Tableau V-6 : Vérification des contraintes des non poutres porteuses à l'ELS 56
Tableau V-7 : Vérification de section d'armatures 57
Tableau V-8 : Vérification de la flèche des principales 57
Tableau V-9 : Vérification des contraintes de cisaillement 57
Tableau V-10 : La section d'armatures transversales 58
Tableau V-11 : La section d'armatures des poteaux 60
Tableau V-12 : Vérification des contraintes à l'ELS 61
Tableau V-13 : La section d'armatures transversales des poteaux 63
Tableau V-14 : La section calculée d'armatures verticales des voiles (suivant X) 65
Tableau V-15 : La section choisie d'armatures verticales des voiles (suivant X) 65
Tableau V-16 : La section calculée d'armatures verticales des voiles (suivant Y) 65
Tableau V-17: La section choisie d'armatures verticales des voiles (suivant Y) 65
Tableau V-18 : La section calculée d'armatures verticales des voiles incliné 66
Tableau V-19 : La section choisie d'armatures verticales des voiles incliné 66
Tableau V-20 : Vérification des contraintes des voiles (suivant X) 66
Tableau V-21 : Vérification des contraintes des voiles (suivant Y) 66
Tableau V-22 : Vérification des contraintes des voiles incliné 67
Tableau V-23 : Vérification des contraintes de cisaillement des voiles (suivant X) 67
Tableau V-24 : Vérification des contraintes de cisaillement des voiles (suivant Y) 67
Tableau V-25: Vérification des contraintes de cisaillement des voiles incliné 67
Tableau V-26 : La section d'armatures horizontales des voiles (suivant X) 68
Tableau V-27 : La section d'armatures horizontales des voiles (suivant Y) 68
Tableau V-28 : La section d'armatures horizontales des voiles incliné 68
Tableau V-29 : Choix de la méthode de calcul 70
Tableau V-30 : La section d'armatures des linteaux 71
Tableau V-31 : La section choisie d'armatures des linteaux 71

Chapitre VI

Tableau VI.1: Dimensionnement des semelles isolées à l'ELS 73

Tableau VI.2: Dimensionnement des semelles filantes à l'ELS..... 75

Tableau VI.3: Vérification des contraintes sous la semelle filante à l'ELS 75

Tableau VI.4: Vérification de la stabilité au renversement 76

Tableau VI.5: Vérification du chevauchement entre les semelles filantes 76

Tableau VI.6: Détermination la poutre de libage 77

Tableau VI.7: Vérification l'excentricité des semelles filantes sous voiles 78

Tableau VI.8: Ferraillages des semelles filantes sous un voile 78

Tableau VI.9: Vérification l'excentricité des semelles filantes sous un poteau..... 79

Tableau VI.10: Ferraillages des armatures principales de la semelle 79

Tableau VI.11: Détermination des valeurs de (q) de la poutre de libage..... 79

Tableau VI.12: Détermination des sollicitations de la poutre de libage 79

Tableau VI.13: Calcul des armatures longitudinales de la poutre de libage à l'ELU. 80

Tableau VI.14: Vérification des armatures longitudinales de la poutre de libage à l'ELS 80

Tableau VI.15: Calcul des armatures transversales de la poutre de libage..... 80

Tableau VI.16: Ferraillage longitudinal des longrines. 82

Tableau VI.17: Vérification de contrainte à l'ELS des longrines 82

Tableau VI.18: Calcul des armatures transversales des longrines 82

Notation

Majuscules romaines

A : Section d'aciers tendus.

A' : Section d'acier comprimé.

Amax, Amin: Section d'acier maximale et minimale

At : section d’armature transversale.

Aver : Section d'armatures verticales.

Ah : Section d' d'armatures horizontales.

B : Aire du béton.

Br : Section réduite du béton d'un poteau.

E.L.S : Etat Limite de Service.

E.L.U : Etat Limite Ultime.

I : Moment d'inertie.

Ii : moment d'inertie des trumeaux.

M : Moment fléchissant.

Mt : Moment fléchissant en travée d'une poutre.

Ma : Moment fléchissant en appui d'une poutre.

Mu : Moment fléchissant à l'E.L.U.

Mser : Moment fléchissant à l'E.L.S.

N : Effort normal.

Nser : Effort normal de service.

NU : Effort normal ultime.

Tu : Effort tranchant ultime.

G : Charge permanente.

Q : Charge d'exploitation.

E : Charge sismique.

Cd : coefficient dynamique.

Ce : coefficient d’exposition au vent.

Cr : Le coefficient de rugosité.

Ct : Le coefficient de topographie.

Kt : coefficient de terrain.

Z0 : paramètre de rugosité.

Zmin : hauteur minimale.

W : Pression nette exercée sur l’élément.

R : force résultante.

Δt : variation de la température.

S : surface de la poutre

E ; module de YOUNG

N : effort thermique

Minuscules romaines

h : Hauteur de la section du béton.

b : Largeur de la section du béton.

c, 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.

If : Longueur de flambement,

St : Espacement de cours d'armature transversale.

Sh : Espacement de cours d'armature horizontale.

Sv: Espacement des armatures verticales.

ct : coefficient de topographie.

q_{ref} : la pression dynamique de référence pour les constructions permanentes.

q_{dyn} : coefficient de pression dynamique.

qj : la pression due au vent.

Majuscules grecques

Σ: sommation.

Φ: Diamètre nominal d'une barre d'aciers

W : poids.

Minuscules grecques

α: Angle.

γ:Coefficient de sécurité.

ε:Déformation relative.

Ɛ:Coefficient (calcul de Cd)

η:Coefficient de fissuration.

λ:Élancement mécanique.

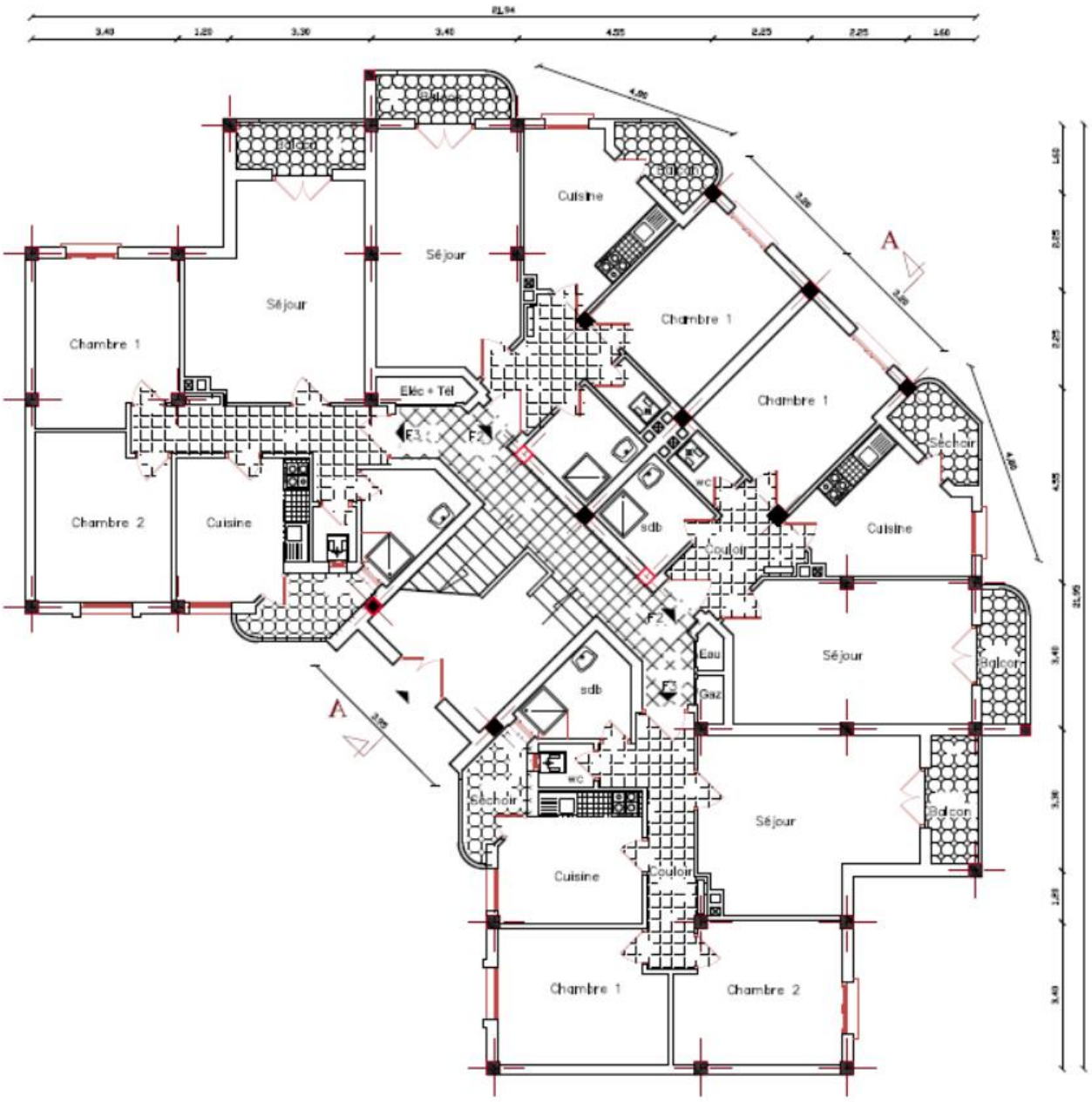
μ: Coefficient de frottement.

ρ: poids volumique du béton.

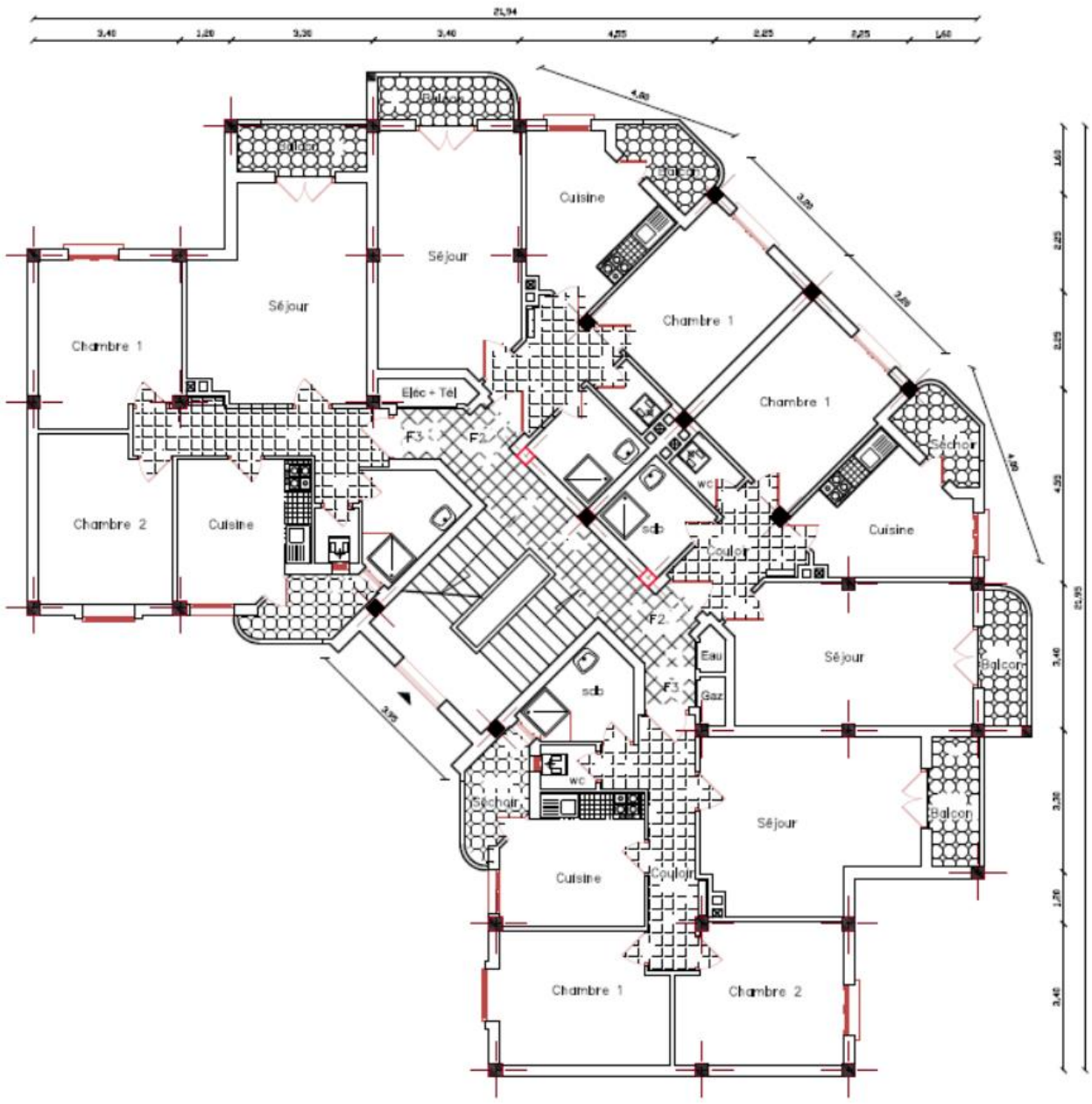
σ: Contrainte normale.

τ: Contrainte tangentielle.

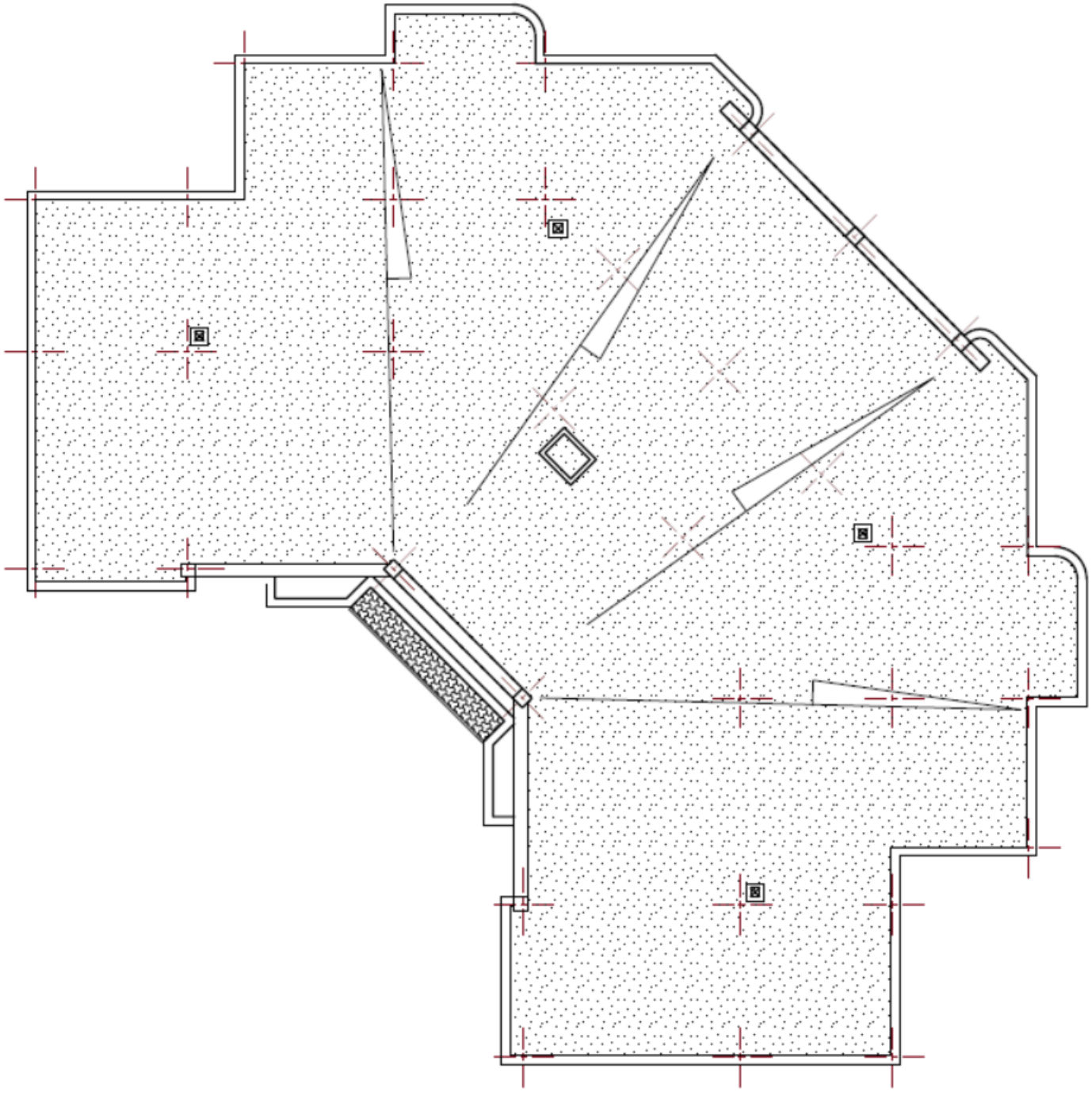
δ: Déplacement d'un niveau.



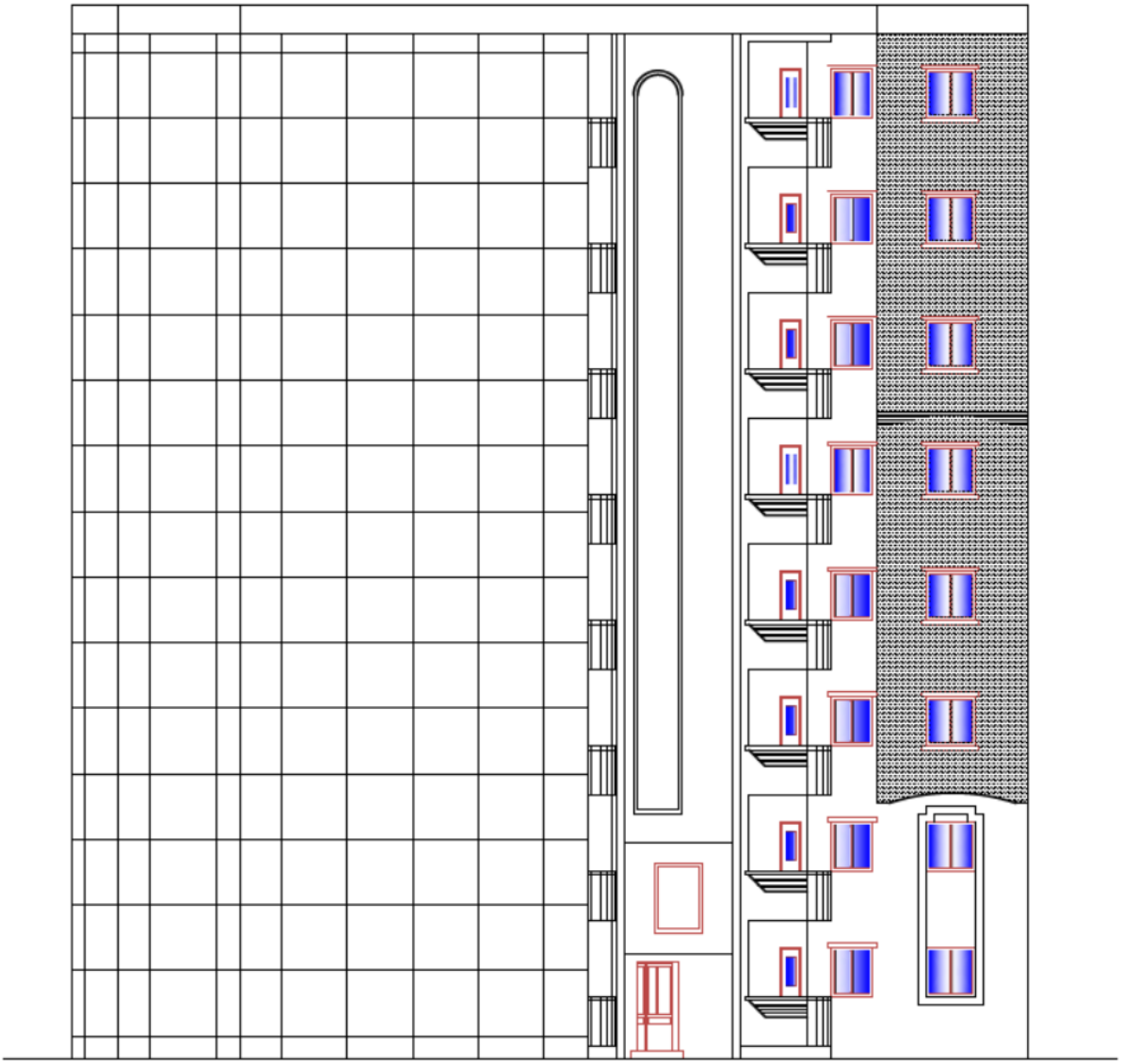
Vue en plan du RDC



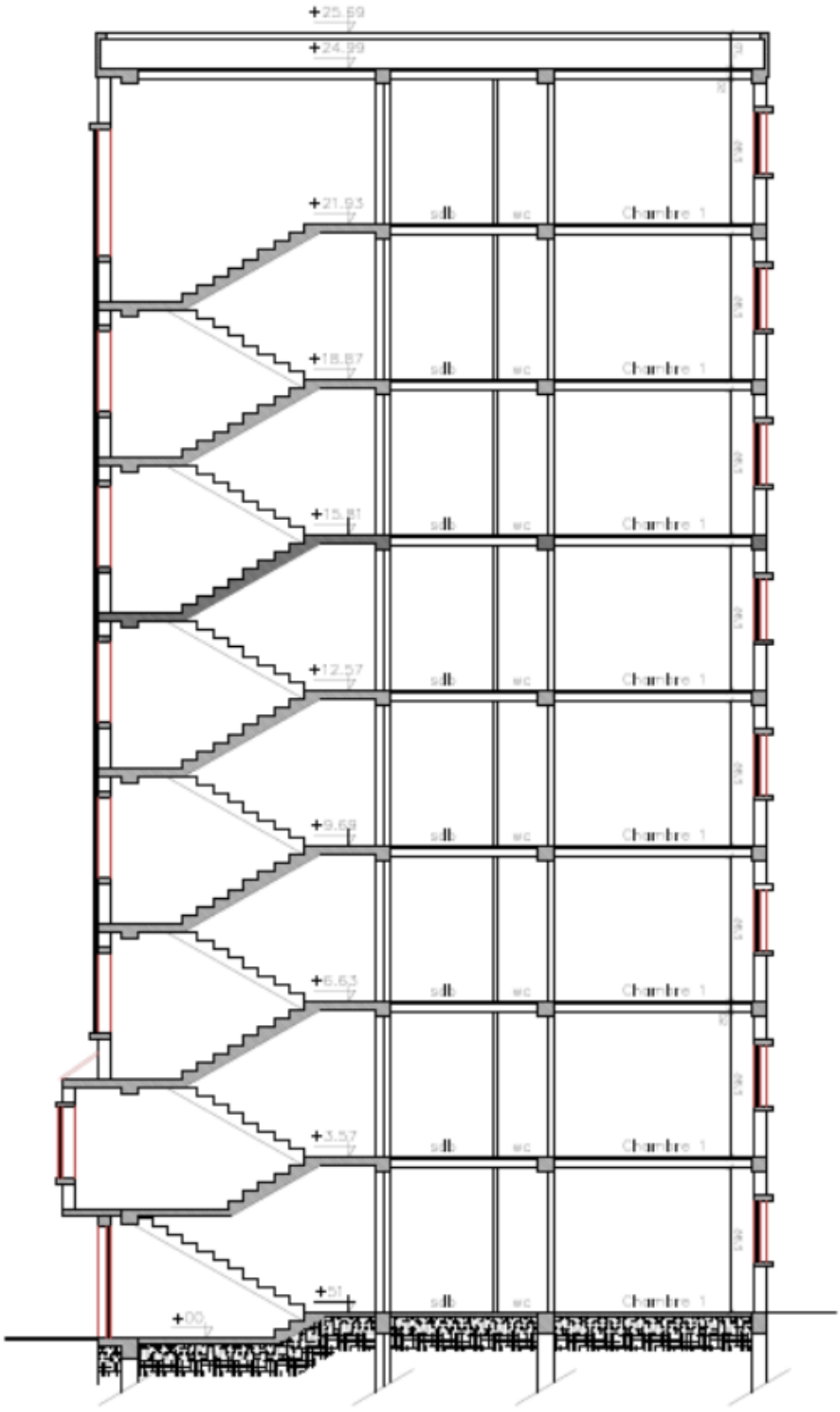
Vue en plan du 1^{er} étage



Plan de toiture



Façade principale


+25.69
+24.99
+21.93
+18.87
+15.81
+12.57
+9.68
+6.63
+3.57
+51
+00
sdb
wc
Chambre 1

Coupe A-A

Introduction générale

INTRODUCION GENERALE

Le projet de fin d'études représente la dernière phase de notre cycle de formation il consiste à appliquer l'ensemble des connaissances acquises durant le long de notre parcours.

Dans le cadre de ce projet de fin d'étude nous avons procédé à l'étude d'une structure implanté a wilaya de MEDEA (Beni Slimane) dans une zone de moyenne sismicité à usage d'habitations constitué d'un Rez-de-chaussée et 7 étages.

Pour ce faire, nous procéderons comme suit :

- La première étape comporte une présentation complète du bâtiment, la définition des différents éléments et le choix des matériaux à utiliser.
- La deuxième étape sera la détermination des actions verticales affectant la structure et le pré dimensionnement des éléments structuraux et non structuraux du bâtiment.
- La troisième étape sera le calcul des éléments non structuraux (l'acrotère, l'escalier et les poutrelles).
- La quatrième étape est axé sur l'analyse dynamique de la structure par la méthode spectrale moyennant le logiciel de calcul des structures « SAP 2000V20.2.0 » en présente d'abord les différentes caractéristiques géométrique et dynamique de la structure qui interviennent dans la réponse sismique.
- La cinquième étape sera le calcul de ferraillage des éléments résistants (poutres ; poteaux ; voiles).
- La sixième étape sera le calcul des fondations (type ; dimensions et ferraillages).

CHAPITRE I

Présentation de l'ouvrage

CHAPITRE I : PRESENTATION DE L'OUVRAGE

1.1. Introduction

Notre projet de fin d'étude à consiste à étudier les éléments de la structure d'un bâtiment d'habitation en (RDC+7étages) implanté à Beni Slimane-(MEDEA) zone de moyenne sismicité classée en (zone IIa) selon le RPA99 version 2003. Ouvrage de moyenne d'importance, le groupe d'usage est le (2).

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

Règles parasismiques Algériennes RPA 99/Version 2003.

Document technique Réglementaire « DTR.B.C.2.2 » charges permanentes et surcharges d'exploitation.

Règles de conception et de calcul des structures en béton armé « CBA93 ».

1.2. Caractéristiques géométriques de l'ouvrage

1.2.1. Dimensions en plan

La structure présente une forme irrégulière, dont les dimensions en plan sont représentées schématiquement sur la figure I.1 :

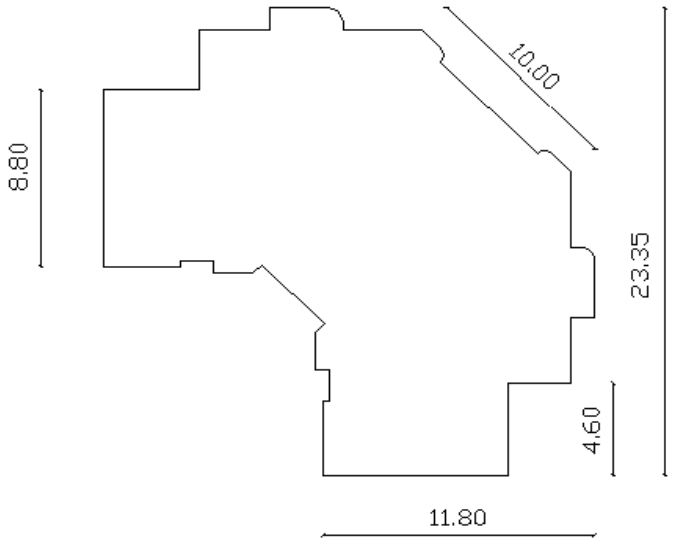


Figure 0.1 : Représentation des dimensions en plan du bâtiment étudié.

1.2.2. Dimensions en élévation

Les dimensions du bâtiment en élévation sont les suivantes

- Hauteur de RDC et des étages courants :..... **3,06 m**
- Hauteur totale du bâtiment :.....**24.48m**

1.3. Conception de la structure

1.3.1. Ossature de l'ouvrage

Notre bâtiment comporte une hauteur dépassant les 14m, alors le règlement parasismique Algérien (RPA99) préconise un système de contreventement assuré par des voiles et des portiques.

1.3.2. 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.

1.3.3. 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 5cm. Par contre, les murs intérieurs seront en simple cloison de même type de briques.

1.3.4. L'acrotère

L'acrotère est un élément secondaire de la structure composé essentiellement en béton armé. Sons 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 70 cm de hauteur et 10cm d'épaisseur.

1.3.5. Escalier

La circulation entre les étages de notre bâtiment est assurée par un escalier droit à deux volées avec palier intermédiaire.

1.4. Caractéristiques mécaniques des matériaux

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

1.4.1. 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 .

1.4.2. 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.

- ✓ Résistance mécanique.
- ✓ Imperméabilité à l'eau.

1.4.3. Granulats

Le béton est constitué de deux types de granulats.

- ✓ Sable de dimension inférieure à 5 mm.
- ✓ gravier de dimension inférieur à 25mm (3/8 ; 8/15 ; 15/25)

1.4.4. Béton armé

Le béton armé est un matériau obtenu en enrobant dans du béton des aciers disposés de manière à équilibrer les efforts aux quels 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.

1.4.4.1. 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.

1.4.4.1.1. 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 = 16cm et H = 32cm) 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 :

$$F_{cj} = \frac{J}{4{,}76 + 0{,}83J} \times f_{c28} \quad \text{Pour : } f_{c28} \leq 40\ MPa \qquad \text{(I.1)}$$

$$F_{cj} = \frac{J}{1{,}4 + 0{,}95J} \times f_{c28} \quad \text{Pour : } f_{c28} > 40\ MPa \qquad \text{(I.2)}$$

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.

1.4.4.1.2. 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 rondage, 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]:

$$f_{tj} = 0{,}6 + 0{,}06 f_{cj} \text{ avec : } f_{cj} \text{ et } f_{tj} \text{ en [MPa]} \qquad \text{(I.3)}$$

1.4.4.2. Coefficient de Poisson (υ)

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

$$\frac{Allongement\ dans\ le\ sens\ transversal}{Raccourcissement\ longitudinal} = \frac{\Delta_a / a}{\Delta_l / l} \text{(I. 4)}$$

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).

1.4.4.3. Module de déformation longitudinale

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

$$E_{ij}(MPa) = 11000\,(f_{cJ})^{1/3} \qquad \text{(I.5)}$$

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

$$E_{vj}[MPa] = \frac{E_{ij}}{3} \qquad \text{soit : } E_{vj} = 3700\,(f_{cj})^{1/3}\,MPa \qquad \text{(I.6)}$$

1.4.5. 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.1 :

Tableau 0.1 : Les types d'aciers utilisés et leurs nuances.

Nature	Utilisation	Nuance	Diamètre (mm)
Rond lisse (RL)	Armatures transversales	FeE 235	Ø6et Ø8
Barre à haute adhérence (HA)	Armatures longitudinales	FeE 400	HA≥8
	Armatures longitudinales	FeE500	HA≥8
Treillis soudé	Table de compression	TLE 525	$0 \leq Ø \leq 6$

Expérimentalement, le règlement CBA93 [2] prévoit que la valeur du module d'élasticité longitudinale de l'acier est pratiquement constante quel que 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.

1.5. 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 : f_{c28} = 25 MPa.
- ✓ La résistance du béton à la traction est : f_{t28}= 2,1 MPa.
- ✓ Le module d'élasticité différé de béton est : E_{vj} = 32456,6MPa.
- ✓ Le module d'élasticité instantané de béton est : E_{ij} =10819 MPa.
- ✓ Pour les armatures de l'acier:
  - Longitudinales : HA « Fe= 400MPa »
  - Transversales : RL «Fe=235 MPa»(si nécessaire on adoptera HA8)
  - Treillis soudés (de la dalle de compression) : HA « Fe = 525MPa »

CHAPITRE II

Prédimensionnement des éléments

CHAPITRE II : PREDIMENSIONNEMENT

II.1. Introduction

Le pré dimensionnement des éléments porteurs (poteaux, poutres, planchers) d'une structure .ne sont choisies selon les préconisations du [RPA99v2003, CBA93]. Ces dimensions pas définitives, ils peuvent être modifiés après vérifications dans la phase de calcul.

II.2. Pré dimensionnement

II.2.1. Pré dimensionnement des planchers

Les planchers sont des plans horizontaux séparant les étages d'un bâtiment et capables de supporter les charges et surcharges afin de les transmettre aux éléments porteurs ; ainsi que de remplir la condition d'isolation acoustique et la sécurité d'incendie.

II.2.1.1. Planchers à corps creux

Ces planchers sont constitués par des poutrelles préfabriquées associées à des corps creux (Figure II.1), l'épaisseur du plancher est calculée à l'aide de la formule suivante imposée par les règles CBA93.

$$\frac{L_{max}}{25} \leq h_t \leq \frac{L_{max}}{20}$$

Avec:

h_t: L'épaisseur du plancher.

L_{max}: la longueur maximale de poutrelle (L = 450 cm).

$$\frac{450}{25} \leq h_t \leq \frac{450}{20} \qquad 18cm \leq h_t \leq 22.1cm$$

On adopter**:** h_t=20 cm. $\Rightarrow$ h_t = 16+4 cm.

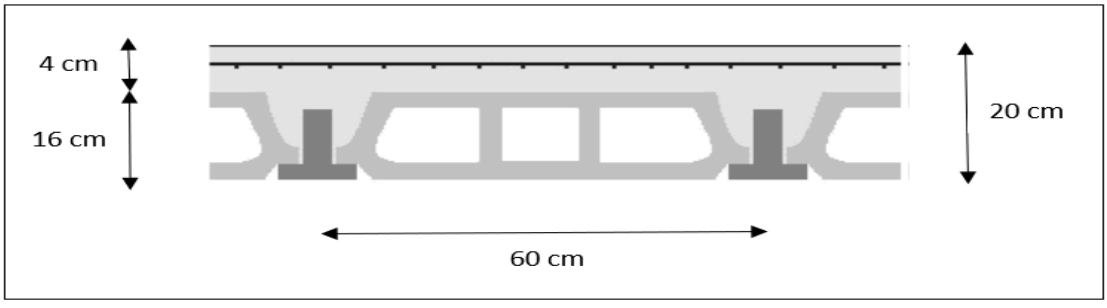


Figure II.1 : Coupe du plancher à corps creux.

II.2.1.2. Les dalles pleines

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

II.2.1.2.1. Critère de résistance

Pour le cas de notre structure, on a :

- Dalle reposant sur un seul appui: $e \geq \frac{L_x}{20}$
- Dalle reposant sur deux appuis: $\frac{L_x}{35} \leq e \leq \frac{L_x}{30}$
- Dalle reposant sur trois appuis: $\frac{L_x}{45} \leq e \leq \frac{L_x}{40}$

Avec :

e: épaisseur de la dalle.

L_x: La plus petite des portées.

- Dalle reposant sur un seul appui, pour (L =1.35m) :

$$e \geq \frac{135}{20} \qquad e \geq 6.75 \text{ cm}$$

On adopte : e=15cm.

- Dalle reposant sur deux appuis, pour (L =1.25m) :

$$\frac{125}{35} \leq e \leq \frac{125}{30} \qquad 3.57\text{cm} \leq e \leq 4.16\text{cm}$$

On adopte : e=15cm.

- Dalle reposant sur trois appuis, pour(L =4.20m) :

$$\frac{420}{45} \leq e \leq \frac{420}{40} \qquad 8.4\text{cm} \leq e \leq 10.5\text{cm}$$

On adopte : e=15cm.

II.2.2. Pré dimensionnement 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 représentée dans le Tableau II.1: $\frac{L}{15} \leq e \leq \frac{L}{10}$

$0,3h \leq e \leq 0,7h$

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

h : la hauteur de la poutre ;

b : la largeur de la poutre.

Tableau II.1:Pré dimensionnement des poutres.

	Poutres principales	Poutres secondaires
Conditions de résistance	L= 495 cm ⇒31cm ≤ h ≤ 46.5cm On adopte : **h = 35cm** ⇒ 10.5cm ≤ b ≤ 24.5cm On adopte : **b=30cm**	L= 450 cm ⇒ 30cm ≤ h ≤ 45cm On adopte : **h=30cm** ⇒ 9cm ≤ b ≤ 21cm On adopte : **b=25cm**
Vérification selon leRPA99 (version 2003) Art.7.5	b = 30cm ≥ 20cm h = 35cm ≥ 30cm h/b = 1,16 ≤ 4,0	b = 25cm ≥ 20cm h = 30cm ≥ 30cm h/b = 1,2 ≤ 4,0
	Conditions vérifiées	**Conditions vérifiées**
Conditions de Rigidité $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$	$\frac{h}{L} = 0,07 \geq \frac{1}{16} = 0,062$	$\frac{h}{L} = 0,066 \geq \frac{1}{16} = 0,062$
Conclusion	h = 35cm ; b = 30cm	h = 30cm ; b = 25cm

II.3. Évaluation des charges permanentes et charges d'exploitations

II.3.1. Plancher corps creux

II.3.1.1. Plancher terrasse

Tableau II.2 : Evaluation de la charge permanente du plancher terrasse (Corps creux et dalle pleine).

№	Composants	Épaisseur (m)	Poids surfacique (kN/m^2)
1	Gravillon roulé (8/15)	0,04	0,80
2	Étanchéité multicouche	0,02	0,12
3	Papier kraft	-	0,05
4	Forme de pente	0,10	2,20
5	Film polyane	-	0,01
6	Isolant thermique(liège)	0,04	0,16
7	Pare vapeur	0,01	0,06
8	Planche corps creux / Dalle pleine	0,16+0,04 / 0.15	2,80 / 25
9	Enduit de plâtre	0,02	0,20
G (kN/m^2)		**6,40**	**7.35**

II.3.1.2. Plancher courant

Tableau II.3 : Evaluation de la charge permanente du plancher courant (Corps creux et dalle pleine).

№	Composants	Épaisseur (m)	Poids surfacique (kN/m^2)
1	Carrelage	0,02	0,40
2	Mortier de pose	0,02	0,40
3	Lit de sable	0.03	0.54
4	Planche corps creux / Dalle pleine	0,16+0,04 / 0.15	2,80 / 25
5	Enduit de plâtre	0,02	0,20
6	Mur simple cloison	0,10	1,62
G (kN/m^2)		**5,96**	**6.91**

II.3.2. Maçonnerie

II.3.2.1. Murs intérieurs (simple cloison)

Tableau II.4 : Evaluation de la charge permanente des murs en simple cloison.

№	Composants	Épaisseur (m)	Poids volumiques (kN/m^2)	Poids surfaciques (kN/m^2)
1	Enduit de ciment	0,02	18	2 x 0,36
2	Brique creuse	0,10	9	0,90
G (kN/m^2)			**1,62**	

II.3.2.2. Murs extérieurs (double-cloison)

Tableau II.5 : Evaluation de la charge permanente des murs en double cloison

N	Composants	Épaisseur (m)	Poids volumiques (kN/m^2)	Poids surfaciques (kN/m^2)
1	Enduit de ciment	0,02	18	2 x 0,36
2	Brique creuse	0.10	9	2 x 0,90
3	Lame d'aire	0.50	-	-
G (kN/m^2)			**2,52**	

II.3.3. Charges d'exploitation

- ✓ Terrasse inaccessible : $Q=1\ kN/m^2$
- ✓ Etage courant : $Q=1,5\ kN/m^2$

II.4. Pré dimensionnement des poteaux

Ce sont des éléments porteurs verticaux en béton armé, ils permettent de transmettre les charges aux fondations.

On dimensionne les poteaux, en utilisant un calcul basé sur la capacité portante ($N_u \leq \overline{N}$) et la descente des charges Permanentes et des surcharges exploitation donc le poteau sera pré dimensionné sous l'effet de l'effort normal ultime de compression. Cette charge peut être majorée de 10% pour les poteaux intermédiaires voisins des poteaux de rive dans le cas des bâtiments comportant au moins trois travées donc dans notre cas cette charge devienne (Nu=1,1Nu). Selon l'Article B.8.11 du CBA93.

II.4.1. Les dimensions des poteaux

Les dimensions de la section transversale des poteaux présenter sur (Tableau II.6)

Tableau II.6.Pré dimensionnement des poteaux**.**

Niveau d'étage	**$7^{éme}$;$6^{éme}$**	**$5^{éme}$;$4^{éme}$**	**$3^{éme}$;$2^{éme}$**	**1^{er} ;RDC**
Dimension (b*h)	30×30	35×35	40×40	45×45

Ces dimensions doivent satisfaire aux Conditions du RPA.99 version 2003 [Art 7.4.1], voir le Tableau II.7 :

- Pour les poteaux rectangulaires (carrés) **:**

$$\begin{cases} \text{Min}\,(b1, h1) \geq 25\ \text{cm}. \text{(Zone IIa)} \\ \text{Min}\,(b1, h1) \geq \dfrac{he}{20} \\ \dfrac{1}{4} \leq \dfrac{b1}{h1} \leq 4 \end{cases}$$

Tableau II.7.Vérification du la section des poteaux**.**

Niveau	$\mathbf{b_1 \times h_1}$	$\frac{\mathbf{h_e}}{\mathbf{20}}$	**Min (b1, h1)≥30 cm**	**Min(b1,h1)≥$\frac{he}{20}$**	**$\frac{1}{4}\leq\frac{b1}{h1}\leq 4$**
$7^{éme}$; $6^{éme}$	30×30	13.55	**Condition vérifié**		
$5^{éme}$; $4^{éme}$	35×35	13.55			
$3^{éme}$; $2^{éme}$	40×40	13.55			
$1^{éme}$; RDC	45×45	13.55			

II.4.2. Etapes de pré dimensionnement

- ✓ Choix du poteau le plus sollicité.
- ✓ Calcul de la surface reprise par le poteau.
- ✓ Détermination des charges permanentes et d'exploitation revenant à ce poteau.
- ✓ Calcul de la capacité portante$\bar{N}$du poteau.
- ✓ Vérification de l'effort normal ultime majoré.
- ✓ Vérification des dimensions de la section transversale des poteaux selon les conditions du RPA99 version 2003 : [Art 7.4.1]

Pour les poteaux rectangulaires (carrés), on doit respecter la formule suivante :

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

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

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

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

$$\lambda = \frac{l_f}{i}\ ,\ l_f = 0.7 l_0,\ i = \frac{b}{\sqrt{12}}$$

λ : l'élancement mécanique.

i : rayon de giration.

l_0 : Longueur du poteau

l_f: Longueur de flambement.

f_{c28}=25 MPa;f_e=400 MPa ; Situation durable : (γ_b=1,5 ; γ_s=1,15).

II.4.2.1. Choix du poteau le plus sollicité

Le poteau le plus sollicité dans notre projet est un poteau voisin de poteau de rive.

II.4.2.2. Calcul de La surface reprise par le poteau

- $S_{plancher}$: Surface du plancher seulement.

  $S_{plancher}$ =(1.55+2,10)×(2.28+1.58)

  $S_{plancher}$ = 14.053 m^2

- S_{tot} : Surface totale du plancher comprise les poutres.

  S_{tot} =(1.70+2.25)×(1.70+2.40)

  S_{tot} =16.195 m^2

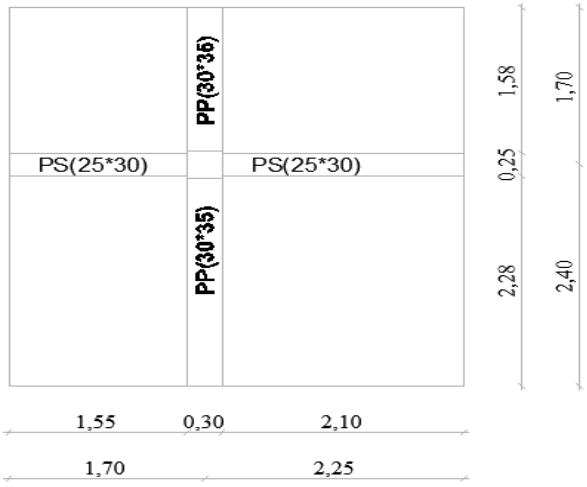


Figure II.2.Surface reprise par le poteau le plus sollicité.

II.4.2.3. Détermination des charges permanente (Descente des charges)

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

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

Tableau II.8.les charges permanentes.

Étage	h(m)	Poteau	G_{poteau}	$G_{p.p}$	$G_{p.s}$	$G_{plancher}$	G_{niveau}	$G_{cumulé}$
7^{éme}	3.06	0.09	6.885	9.975	6.844	89.936	113.640	113.640
6^{éme}	3.06	0.09	6.885	9.975	7.984	83.753	108.597	222.237
5^{éme}	3.06	0.1225	6.885	9.975	7.984	83.753	108.597	330.834
4^{éme}	3.06	0.1225	9.371	9.975	7.984	83.753	111.084	441.918
3^{éme}	3.06	0.16	12.240	9.975	7.984	83.753	113.952	555.870
2^{éme}	3.06	0.16	12.240	9.975	7.984	83.753	113.952	669.822
1er	3.06	0.2025	15.491	9.975	7.984	83.753	117.204	787.026
RDC	3.06	0.2025	15.491	9.975	7.984	83.753	117.204	904.229

II.4.2.4. Détermination de sur charges d'exploitation

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

$Q_0+\frac{3+n}{2n}(Q_1 + Q_2+\ldots\ldots\ldots\ldots Q_n)$ avec (Le coefficient $\frac{3+n}{2n}$étant valable pour n≥5) :

- Pour la **7^{éme}** étage (terrasse) : Q_0
- Pour le **6^{éme}** étage: Q_0+Q_1
- Pour le **5^{éme}**étage : $Q_0+0.95\ (Q_1+Q_2)$
- Pour le **4^{éme}** étage: $Q_0+0.90\ (Q_1+Q_2+Q_3)$
- Pour le **3^{éme}** étage :$Q_0+0.85\ (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4)$
- Pour le **2^{éme}** étage : $Q_0+0.80\ (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5)$
- Pour le **1^{éme}** étage : $Q_0+0.75\ (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6)$
- Pour le **1^{éme}** étage : $Q_0+0.714\ (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6+Q_7)$

Tableau II.9.les sur charges d'exploitation.

Niveau	Q_{niveau}(kN)		coefficient de dégression		$Q_{cumulé}$(kN)
$7^{éme}$	Q_0	16.195	-		16.195
$6^{éme}$	Q_1	24.293	1		40.488
$5^{éme}$	Q_2	24.293	0.95		62.351
$4^{éme}$	Q_3	24.293	0.9		81.785
$3^{éme}$	Q_4	24.293	0.85		98.790
$2^{éme}$	Q_5	24.293	0.8		113.365
1^{er}	Q_6	24.293	$\frac{3+n}{2n}$	0.75	125.511
RDC	Q_7	24.293		0.714	137.609

II.4.2.5. Calcul de la capacité portante $\bar{N}$

On représente les valeurs de $\bar{N}$ sur le Tableau II.11suivant :

Tableau II.10. Capacité portante $\bar{N}$ pour chaque section de poteau**.**

Étage	Dimension	B_r (mm^2)	L_0 (m)	L_f (m)	i (m)	λ	α	A_s (mm^2)	$\bar{N}$(kN)
$7^{éme}$	30×30	78400	3.06	2.142	0.087	24.734	0.773	90000	25314.407
$6^{éme}$	30×30	78400	3.06	2.142	0.087	24.734	0.773	90000	1124.429
$5^{éme}$	35×35	108900	3.06	2.142	0.101	21.200	0.792	122500	1600.354
$4^{éme}$	35×35	108900	3.06	2.142	0.101	21.200	0.792	122500	1600.354
$3^{éme}$	40×40	144400	3.06	2.142	0.115	18.550	0.805	160000	2156.536
$2^{éme}$	40×40	144400	3.06	2.142	0.115	18.550	0.805	160000	2156.536
1^{er}	45×45	184900	3.06	2.142	0.130	16.489	0.814	202500	2792.490
RDC	45×45	184900	3.06	2.142	0.130	16.489	0.814	202500	2792.490

II.4.2.6. Vérification de la capacité portante

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

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

Tableau II.11.Vérifications du $1{,}1N_{ultime}$et N_U.

Etage	G(kN)	Q(kN)	N_{ultime}	$1{,}1N_{ultime}$	$\overline{N_U}$(kN)	$1{,}1\ N_{ultime} \leq \overline{N_U}$(kN)
$7^{éme}$	113.640	16.195	177.706	195.477	25314.407	Condition vérifiée
$6^{éme}$	222.237	40.488	360.751	396.826	1124.429	Condition vérifiée
$5^{éme}$	330.834	62.351	540.152	594.168	1600.354	Condition vérifiée
$4^{éme}$	441.918	81.785	719.266	791.193	1600.354	Condition vérifiée
$3^{éme}$	555.870	98.790	898.609	988.470	2156.536	Condition vérifiée
$2^{éme}$	669.822	113.365	1074.308	1181.738	2156.536	Condition vérifiée
1^{er}	787.026	125.511	1250.752	1375.827	2792.490	Condition vérifiée
RDC	904.229	137.609	1427.123	1569.835	2792.490	Condition vérifiée

II.4.2.7. Vérification aux zones nodales (RPA 99 (version 2003) Art.7.5)

Spécifications pour les poutres (coffrage), on vérifier (Tableau II.13) :

Tableau II.12.Vérification des dimensions selon le RPA99 version2003.

Condition à vérifiée	Niveau			
	$7^{éme}$;$6^{éme}$	**$5^{éme}$;$4^{éme}$**	**$3^{éme}$;$2^{éme}$**	**1^{er} ;RDC**
b_{max}(cm)	30	30	30	30
h_1(cm)	30	35	40	45
b_1(cm)	30	35	40	45
$b_{max} \leq 1{,}5h_1 + b_1$	Condition vérifiée			
d(cm)	0	2,5	5	7,50
$Max(\frac{b_1}{2};\frac{h_1}{2})$	15	17,50	20	22,50
$d \leq Max(\frac{b_1}{2};\frac{h_1}{2})$	Condition vérifiée			

II.5. Pré dimensionnement des voiles

Les voiles sont des murs en béton armés, ils auront pour le rôle de contreventement et de reprendre des charges verticales et efforts horizontaux.

Le RPA99 version 2003[Art 7.7.1], exige une épaisseur minimale de 15 cm, de plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage et des conditions de rigidité aux extrémités

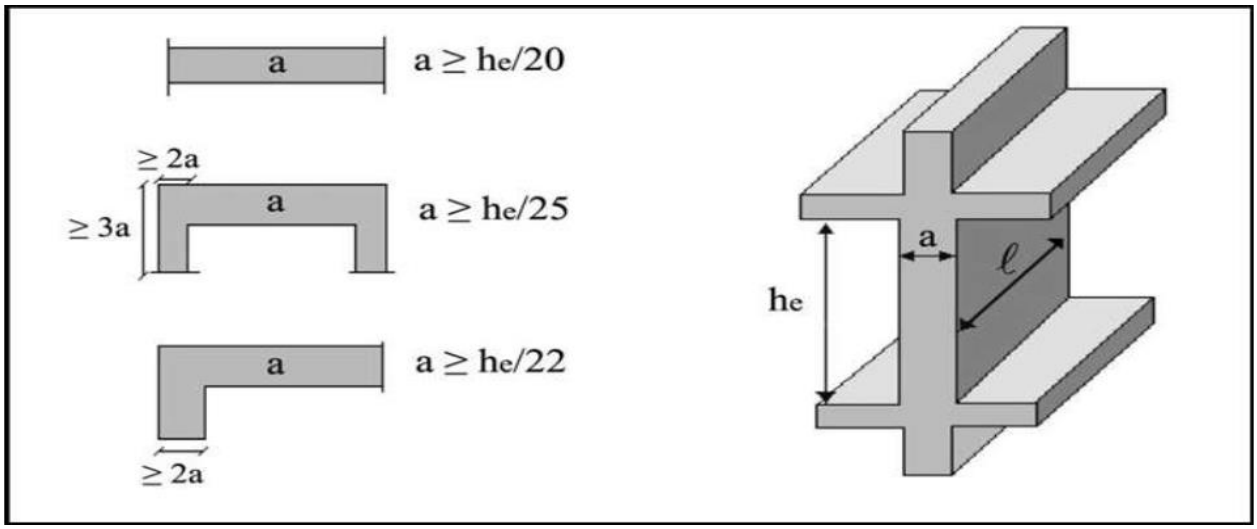


Figure II.3.Vue en plan et vue en 3D du voile.

Dans notre cas on a :

h_e=3.06 – 0.30=2.76 m

$$a \geq \text{Max}\left[15\text{cm}; \frac{h_e}{22}; \frac{h_e}{25}\right]$$

$$a \geq \text{Max}[15\text{cm};\ 12.54\text{cm}; 11.04\text{cm}]$$

$$a \geq 15 \text{ cm}$$

on adopte $a = 15$ cm

Conclusion

Les résultats obtenus ne sont pas définitifs, ils peuvent faire l'objet d'un changement de dimensionnement après le calcul dynamique.

CHAPITRE III

Calcul des éléments secondaires

CHAPITRE III : CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES

III.1. Acrotère

L'acrotère est un élément non structural en béton armé de 10 cm d'épaisseur et de 70 cm de hauteur. Il est assimilé à une console de 100cm de largeur, encastrée au plancher terrasse et soumise à un effort normal dû à son poids propre et un moment à l'encastrement dû à une charge d'exploitation de 1 kN/ml appliquée à son extrémité (Figure III.1). La fissuration est considérée comme préjudiciable car l'acrotère est sujet aux intempéries. Le calcul se fait alors pour une bande d'un mètre (1m) en flexion composée. Le tableau III.1 illustre les efforts appliqués et le ferraillage adopté pour l'acrotère. Les résultats sont obtenus à l'aide du logiciel de calcul EXPERT BA 2010, ainsi que les vérifications nécessaires à l'ELS. Cependant,

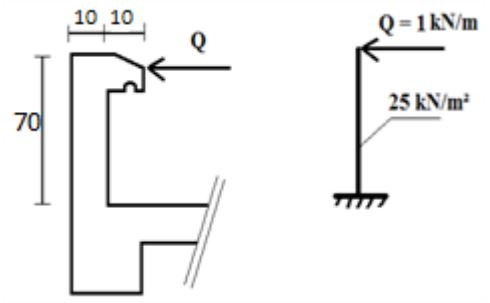


Figure III.1:Dimensions de l'acrotère et son schéma statique équivalent.

Tableau III.1 : Efforts appliqués à l'acrotère et le ferraillage adopté.

Section (cm^2)	N_G (kN/m)	M_Q (kN.m)	A (cm^2)	A' (cm^2)	$A_{choisie}$ (cm^2)	$A_{rép\ choisie}$ (cm^2)	St_v (cm)	$S_{rép}$ (cm)
100x10	2.70	1.05	0.342	0.00	2x5HA8 = 2x2.51	2x4HA8 = 2x2.01	20	20

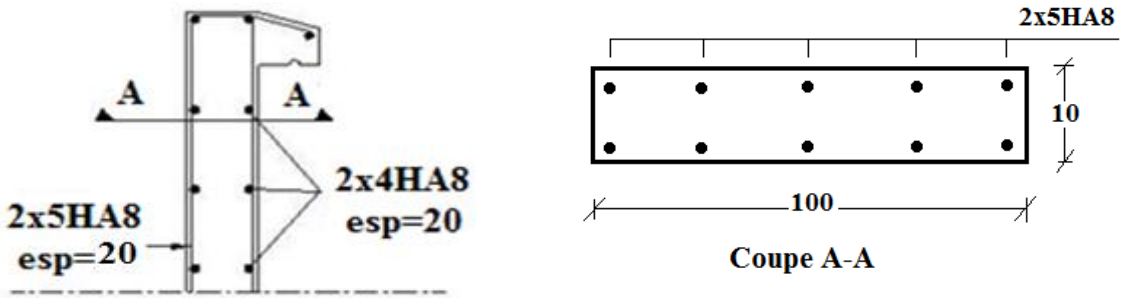


Figure III.2: Ferraillage de l'acrotère.

III.2. Plancher à corps creux

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

- ✓ Poutrelles préfabriquées en BA , déposées parallèlement de 60cm d'espacement ;
- ✓ Corps creux (Entrevous) en béton de forme adaptée aux poutrelles ;
- ✓ Une dalle de compression supérieure en béton de 4 cm d'épaisseur.

Le calcul des planchers se fait exclusivement sous l'action des charges verticales (Get Q), en traitant les deux éléments suivants :

- ✓ Les poutrelles ;
- ✓ La dalle de compression.

III.2.1. Les poutrelles

Les poutrelles sont des éléments préfabriqués, soumises aux charges G et Q. La surface revenant à chaque poutrelle est la moitié de la longueur des corps creux dans les deux côtés sur toute la longueur de la poutrelle, c.à.d. :(2x(0,60/2)xL). Cependant, la disposition des poutrelles se fait dans le sens de la petite portée. En effet, le calcul se fait en deux étapes : avant coulage et après coulage, comme il sera montré par la suite.

III.2.1.1. Avant coulage

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

- ✓ Son poids propre et le poids du corps creux comme une charge permanente G ;
- ✓ Une charge concentrée à son milieu dont l'intensité est la plus grande de 1 kN ou (0,5 x L) kN, qui représente le poids d'un ouvrier comme une surcharge d'exploitation Q.

Pour avoir le nombre des étaiements nécessaires, on doit vérifier la flèche par la méthode exposée en annexe1 Il y a une méthode simplifiée, consiste à calculer la section en BA de 12x4 en flexion simple, on arrive à une distance égale à 0,90 m entre les étaiements.

III.2.1.2. Après coulage

Après le coulage du béton, l'ensemble des poutrelles est considéré comme une poutre continue. Pour les planchers étudiés, on aura deux types de poutrelles à traiter séparément sous les charges et les surcharges de l'étage courant et de la terrasse :

- ✓ Poutrelle à une seule travée ;
- ✓ Poutrelle à deux travées.

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

- **Poutrelle à une seule travée**

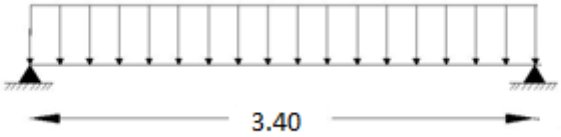


Figure III.3:Schéma statique équivalent du poutrelle

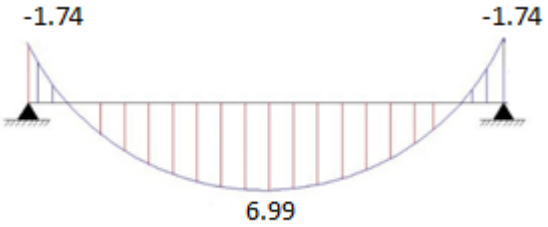


Figure III.4 Diagramme du moment fléchissant à l'ELU

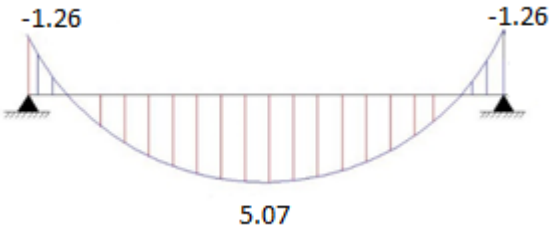


Figure III.5 Diagramme du moment fléchissant à l'ELS



Figure III.6 Diagramme de l’effort tranchant à l'ELU

- **Poutrelle à deux travées**.

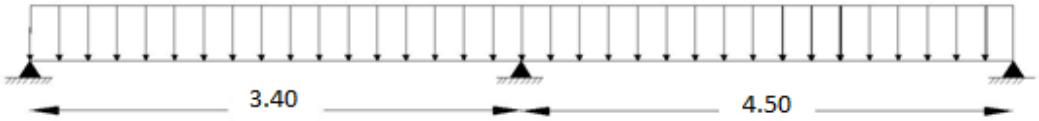


Figure III.7: Schéma statique équivalent des poutrelles

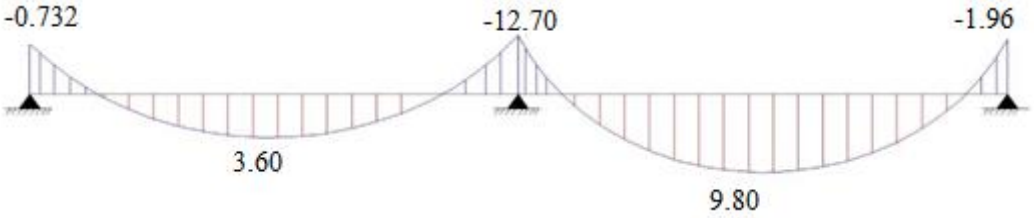


Figure III.8 Diagramme du moment fléchissant à l'ELU

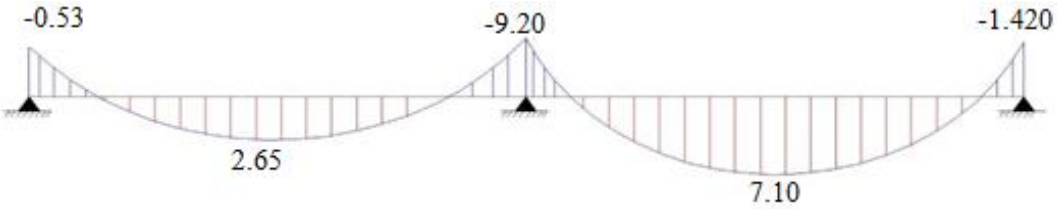


Figure III.9 Diagramme du moment fléchissant à l'ELS

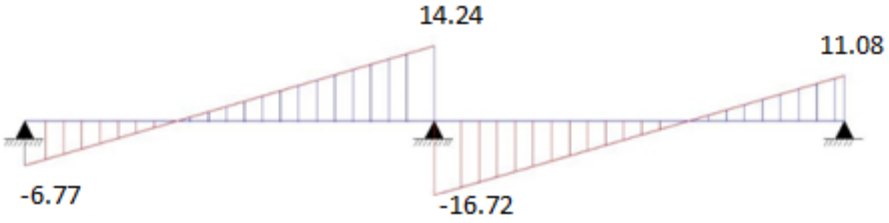


Figure III.10 Diagramme de l'effort tranchant à l'ELU

D'après ce qui précède, les sollicitations maximales aux appuis et en travées sont données par le tableau III.2

Tableau III.2: Les moments maximums aux appuis et en travées.

Etage	Moment Max aux appuis		Moment Max en travées	
	ELU (kN.m)	ELS (kN.m)	ELU (kN.m)	ELS (kN.m)
EC	12.70	9.20	9.80	7.10

III.2.1.2.1. Calcul du ferraillage

Le ferraillage est calculé en flexion simple avec une fissuration peu nuisible en utilisant le logiciel de calcul EXPERT BA pour une section rectangulaire et section en T :

- Pour le moment négatif (aux appuis) la section de calcul sera la section rectangulaire.
- Pour le moment positif (en travée) la section transversale de calcul sera la section en T dont les dimensions sont mentionnées sur la figure III.11.

Pour le ferraillage, on va utiliser une poutrelle métallique standard (dont E500) dont les caractéristiques sont donnée sen annexe 2 Par contre, on va utiliser un acier à haute adhérence (dont E400) pour les armatures de renforcement (voir Tableau I.1 du chapitre I).

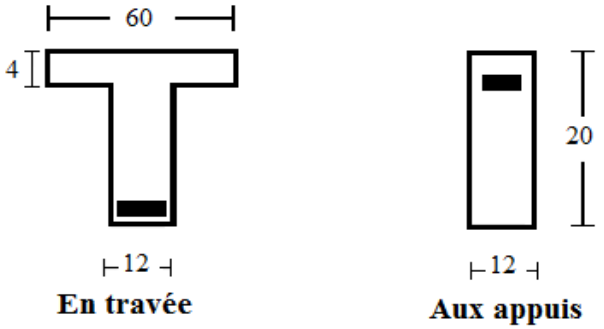


Figure III.11: Les sections considérées pour le calcul du ferraillage des poutrelles.

Tableau III.3.Calcul du ferraillage des poutrelles aux appuis et en travée.

Position	Etages	M_{max} (kN. m)	$A_{calculée}$ (cm^2)	$A_{choisie}$ (cm^2)
Aux appuis	EC	12.70	0,79 (E500) 1,30 (E400)	1HA10+1HA14 = 2,32
En travée	EC	9,59	1,28 (E500)	2HA10= 1,57

III.2.1.2.2. Vérification à ELS

Il suffit de vérifier : $\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$ (Voir tableau III.4)

Tableau III.4.Vérification de la contrainte du béton à l'ELS.

Etages	Sollicitation à l'ELS(kN. m)		Contraintes (MPa)		Contraintes admissible (MPa)	Vérification
	M_{tmax}	M_{amax}	$\sigma_{btravée}$	σ_{bappui}	$\overline{\sigma_b}$	
EC	7.10	9.20	4.18	12.28	15	CV

III.2.1.2.3. Vérification des contraintes de cisaillement à ELU

La vérification se fera à l'ELU en comparant la contrainte de cisaillement du béton dans l'âme de poutrelle avec la contrainte de cisaillement admissible donnée pour le cas de fissuration peu nuisible.

Tableau III.5:Vérification de la contrainte de cisaillement à ELU.

Etages	T_u (kN. m)	τ_u(MPa)	$\overline{\tau_u}$(MPa)	Vérification
EC	16.72	1.16	3.33	CV

III.2.1.2.4. Vérification de la flèche

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les trois inégalités de la méthode forfaitaire sont vérifiées (Voir annexe3). Tant qu'une inégalité n'est pas vérifiée dans notre cas, on doit vérifier alors la flèche selon la méthode montrée en annexe 1dont les résultats sont présentés dans le tableau III.6.

Tableau III.6:Vérification de la flèche.

				Sollicitation à l'ELS	Armatures principales	flèche		Vérification
Section	L (m)	h (m)	b (m)	M t (KN.m)	A_t (cm²)	$F_{Calculé}$ (mm)	F_{adm} (mm)	Oui/non
Poutrelle	4.50	20	12	7.10	1.57	7.8	9.0	Oui

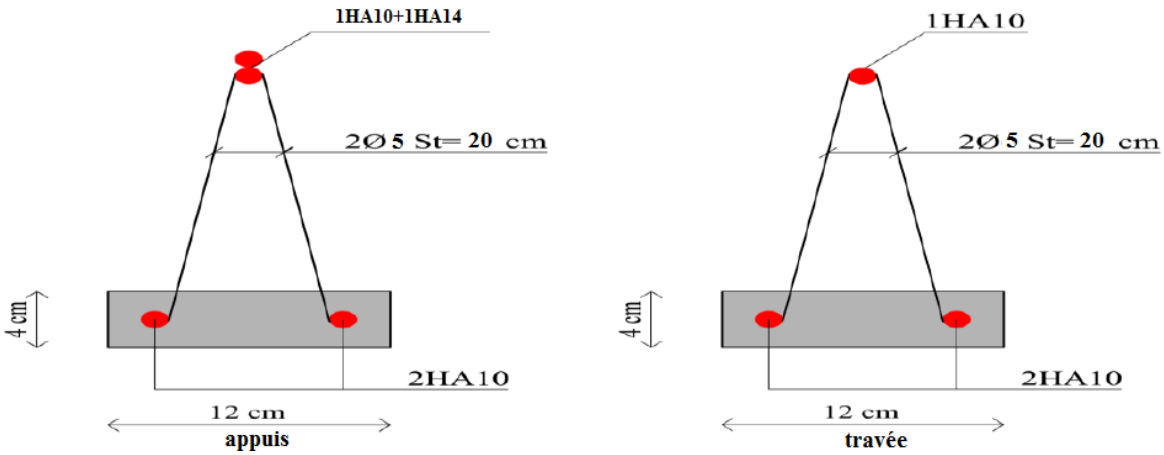


Figure III.12: Ferraillage des poutrelles en travée et aux appuis.

III.2.2. Dalle de compression

Elle sert à la bonne distribution des charges verticales sur les poutrelles ainsi que pour résister aux efforts appliqués à la dalle. Son ferraillage limite le risque de fissuration. La section d'armature à prévoir doit être satisfaite aux conditions suivantes :

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

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

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

Avec : L : Espacements entre axes des poutrelles (60 cm dans notre ouvrage).

F_e : Nuance de l'acier FeE525 ($F_e = 525$).

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

$$\text{On a : } L = 60cm \quad \Rightarrow \quad A_{t1} \geq 0{,}02\, L\frac{200}{F_e} = \frac{4L}{F_e} = \frac{240}{525} = 0{,}46cm^2/ml$$

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

$$A_{t2} = \frac{A_{t1}}{2} = \frac{0{,}5}{2} = 0{,}25cm^2/ml$$

$$\text{On choisira : } A_{t1} = 5\ \emptyset\ 4{,}5 = 0.98cm^2 \text{avec un éspacement de } 15cm.$$

$$A_{t2} = 4\ \emptyset\ 5 = 0{,}78cm^2 \text{avec un éspacement de } 15cm.$$

Le treillis soudé utilisé sera à maillage carré de 15 x 15cm² et diamètre de 4,5 cm (Voir la fiche technique du treillis soudé en (annexe 4)

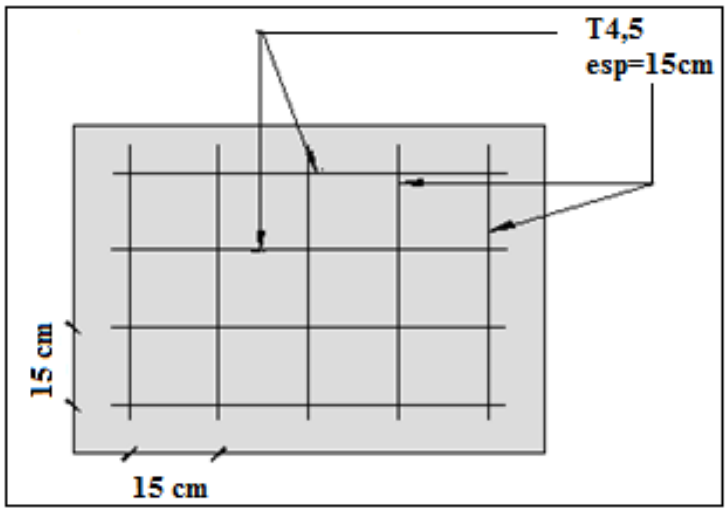


Figure III.13: Disposition des armatures de la dalle de compression

III.3. Dalle pleine

La dalle pleine est un plancher en BA coulé sur un coffrage plat. Le diamètre des armatures incorporées et leur nombre varient suivant les dimensions de la dalle et l'importance des charges qu'elle supporte. Le calcul se fait en flexion simple. Ce type de plancher est très utilisé dans les structures, notamment pour les formes irrégulières.

On va utiliser la méthode des lignes de rupture (annexe 5)pour la détermination des moments.

III.3.1. Pour une dalle encastrée à deux cotés (Figure III.14)

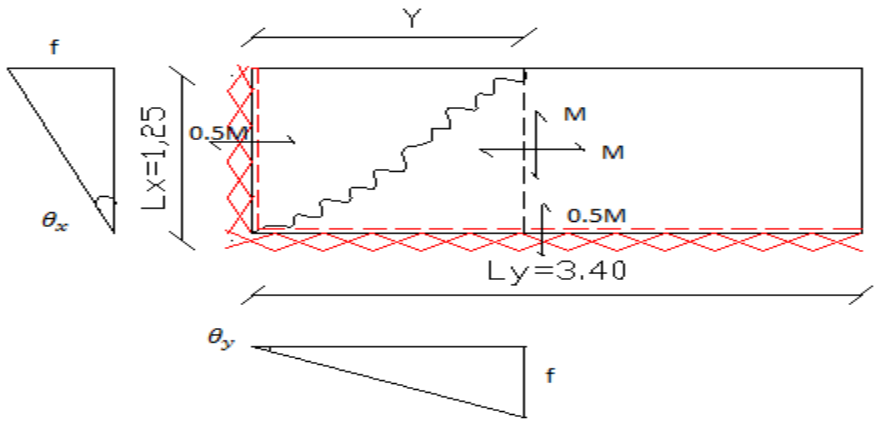


Figure III.14: Les encastrements et les dimensions de la dalle pleine.

Tableau III.7:Charges et surcharges appliquées à la dalle pleine.

G (kN/m^2)	Q (kN/m^2)	P_u (kN/m^2)	P_s (kN/m^2)	M_u =0,483 P_u
6.91	3.5	14.57	10.41	7.04

➢ **Calcul de ferraillage**

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

Tableau III.8:ferraillage à l'ELU.

	M_U (kN.m)	μ	β	A (cm^2)	A_{min} (cm2)	A_{choix} (cm2)	Espacement (cm)
travée	7.04	0.03	0.985	1.64	1.5	7HA8	**15**
appuis	3.52	0.015	0.992	0.81	1.5	7HA8	**15**

➢ **Vérification des contraints à l'E.L.S**

La méthode des Lignes de Rupture ne s'applique qu'à l'ELU uniquement. A l'ELS on applique la méthode forfaitaire.

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

contraint	M_{ser}(kN.m)	σ_b	$\overline{\sigma_b}$	vérification	σ_s	σ_s '	$\overline{\sigma_s}$	vérification
appuis	2.43	0.59	15	oui	5.92	5.92	201,63	oui

➢ **Vérification d'effort tranchant à ELU**

La dalle travaille suivant une seule direction (car : (L_x/L_y) =0,36 < 0,4)

Tableau III.10:Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU.

h (cm)	b (cm)	T_u(kN)	τ_u(MPa)	$\overline{\tau_u}$(MPa)	Vérification
15	100	6.50	0,052	1,16	OUI

III.3.2. Pour une dalle encastrée à trois cotés (Figure III.15)

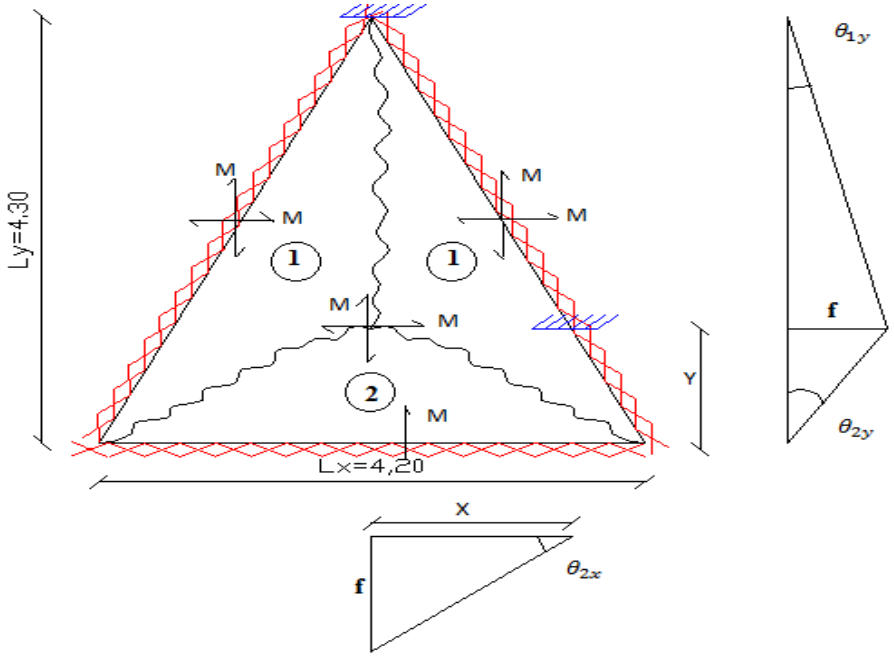


Figure III.15: Les encastrements et les dimensions de la dalle pleine.

Tableau III.11: Charges et surcharges appliquées à la dalle pleine.

G (kN/m²)	Q (kN/m²)	P_u (kN/m²)	P_s (kN/m²)	$M_u = 0.141\ P_u$
6.91	1.5	11.57	8.41	1.63

- **Calcul de ferraillage**

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

Tableau III.12 : ferraillage à l'ELU.

	M_U (kN.m)	μ	β	A (cm²)	A_{min} (cm2)	A_{choix} (cm2)	Espacement (cm)
travée	1.63	0.007	0.996	0.37	1.5	7HA8	**15**
appuis	1.63	0.007	0.996	0.37	1.5	7HA8	**15**

- **Vérification des contraints à l'E.L.S**

La méthode des Lignes de Rupture ne s'applique qu'à l'ELU uniquement. A l'ELS on applique la méthode forfaitaire.

Tableau III.13: Vérification des contraintes à l'ELS.

contraint	M_{ser}(kN.m)	σ_b	$\overline{\sigma_b}$	vérification
travée	5.167	1.35	15	oui
appuis	3.440	0.82	15	oui

- **Vérification d'effort tranchant à ELU**

La dalle travaille suivant deux direction (car : $(L_x/L_y) = 0.978 > 0,4$)

Tableau III.14: Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU.

	h (cm)	b (cm)	T_u(kN)	τ_u(MPa)	$\overline{\tau_u}$(MPa)	Vérification
Suivant x	15	100	16.320	0.130	3.33	OUI
Suivant y			16.198	0.129		

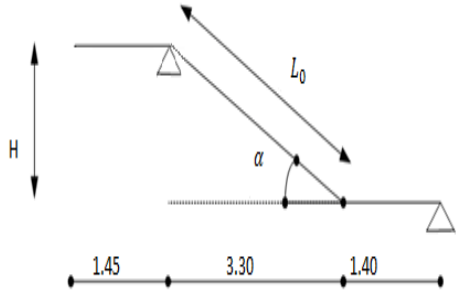
III.4. Escaliers

L'escalier est un élément de jonction entre plusieurs niveaux, constitue d'une suite de plan horizontal permettant de passer d'un niveau à un autre d'une construction. Il doit donc être économique avec le maximum de confort, de sécurité et d'efficacité, l'aspect sécurité et stabilité est prioritaire sur l'aspect esthétique.

III.4.1. Pré dimensionnement

Les caractéristiques de notre escalier sont :

- Le nombre de contre marche égale à 12.
- Hauteur du palier: H = 2.04m
- Hauteur de la contre marche :
- $h = \frac{204}{12} = 17cm$



FigureIII.16: Dimensions de l'escalier

- Largeur de la marche : g = 30cm

❖ **Vérification de la formule de Blondel**

60cm ≤ g+ 2h ≤64cm g+2h =64cm (CV)

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

tg α = H / L = 2.04/3.60= 0.566 D'où alors : **α =29.54°**

$L_0 = \frac{3.30}{\cos \alpha} = 3.79$ L_{tot} =L_1+ L_2 =3.79+1.40=5.19 m

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

$$\frac{L_{tot}}{35} \le e \le \frac{L_{tot}}{30} \Rightarrow 14.83 \le e \le 17.30 \Longrightarrow \textbf{e=16cm}$$

III.4.2. Evaluation des charges et surcharges

L'évaluation des charges permanentes du palier de repos et de la paillasse de l'escalier est donnée respectivement par les tableaux III.15 et III.16.

Tableau III.11:Evaluation des charges permanentes du palier de repos de l'escalier.

N°	Composants	Epaisseur (m)	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	Lit de sable	0.03	18	0.54
4	Poids propre du palier	0.16	25	4
5	Enduit ciment	0.02	18	0.36
Total				**5.70**

Tableau III.12:Evaluation des charges permanentes de la paillasse de l'escalier.

N°	Composants	Epaisseur (m)	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	Lit de sable	0.03	18	0.54
4	Poids propre de la paillasse	0.16/ cos α	25	4.59
5	Poids des marches	0.17/ 2	25	2.13
6	Enduit ciment	0.02	18	0.36
Total				**8.43**

Selon le DTR charges et surcharge d'exploitation, pour un escalier dans un immeuble à usage d'habitation, on aura : Q =2,5kN/m²(pour le palier et la paillasse).

Le calcul de ce genre d'escalier s'effectue en flexion simple pour une bande de 1,0 m de largeur, simplement appuyée sur les poutres et soumise à deux types de charges G et Q, sous la combinaison à l'ELU et la vérification se fait sous la combinaison à l'ELS. A cet effet, on aura les sollicitations s'illustrés dans les tableaux III.17 et tableaux III.18 ainsi que les figures III.14.

Tableau III.13:Sollicitations obtenues à l'ELU appliquées à l'escalier

	G (kN/m^2)	Q (kN/m^2)	P_u (kN/m^2)	M_0 (kN.m)	Travée	Appuis
					$0,85.M_0$ (kN.m)	$0,50.M_0$ (kN.m)
Palier	5.70	2.5	11.44	43.11	36.65	21.56
Paillasse	8.43	2.5	15.13			

Tableau III.14:Sollicitations obtenues à l'ELS appliquées à l'escalier.

	G (kN/m^2)	Q (kN/m^2)	P_{ser} (kN/m^2)	M_0 (kN.m)	Travée	Appuis
					$0,85.M_0$ (kN.m)	$0,50.M_0$ (kN.m)
Palier	5.70	2.5	8.20	31.12	26.46	15.57
Paillasse	8.43	2.5	10.93			

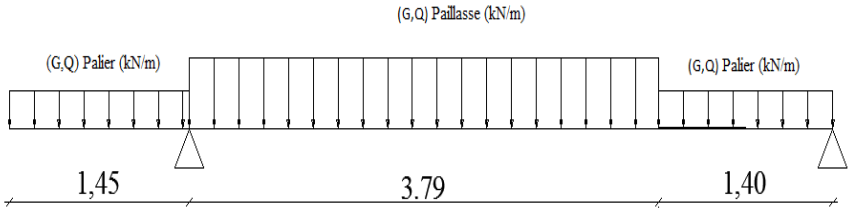


Figure III.17: Schéma statique équivalent des efforts externes appliqués à l'escalier

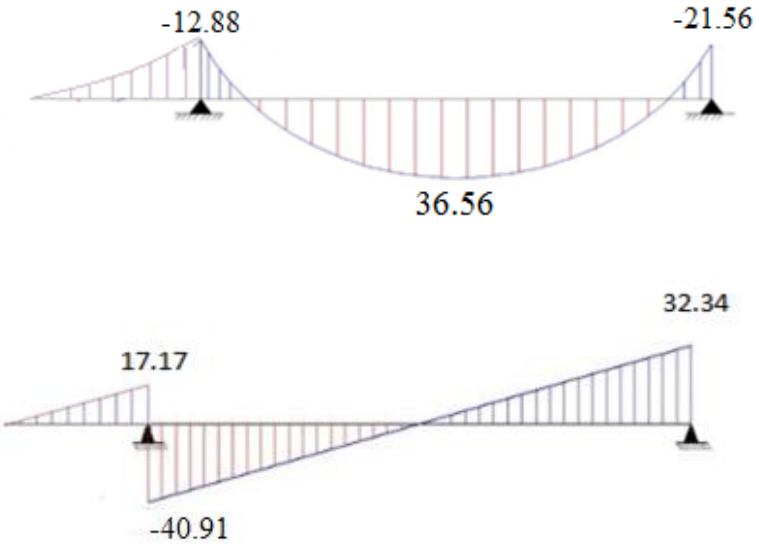


Figure III.18 Diagramme des moments et efforts tranchants retenus à l'ELU

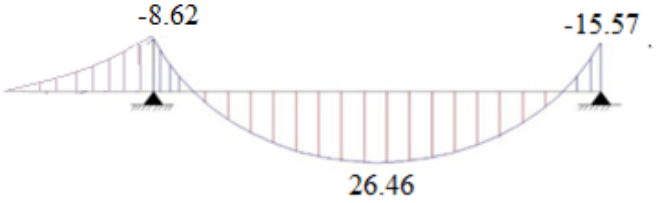


Figure III.19. Diagramme des moments à l'ELS

III.4.3. Ferraillage des escaliers à l'ELU

Les résultats du ferraillage en flexion simple d'une bande de 1,0 m sont résumés sur le tableau III.19. Cependant, les vérifications nécessaires selon le CBA sont données par la suite.

Tableau III.15:Calcul des sections d'acier de l'escalier.

	M_u (kN.m)	$A_{calculée}$ (cm²)	A' (cm²)	A_{min} (cm²)	$A_{adoptée}$ (cm²)	$A_{rép}=\frac{A}{4}$ (cm²)	$A_{adoptée}$ (cm²)
En travée	36.65	8.46	0.00	1.60	8 HA12 = 9.05	2.26	5 HA8 = 2.51
En appuis	21.56	0.00	4.80		7 HA10 = 5.50	1.37	5 HA8 = 2.51

Le tableau III.20.présente la vérification de la contrainte tangentielle selon les conditions du règlement CBA93[2].

Tableau III.16:Vérification de la contrainte tangentielle.

	St (cm) armatures longitudinales	St (cm) armatures de répartitions	$\overline{\tau}_u$ (MPa) = $\text{Min}\left[\frac{0,2\, f_{c28}}{\gamma_b}; 5\right]$	τ_u (MPa) $= \frac{V_u}{b_0.d}$	$\tau_u \leq \overline{\tau_u}$
Travée	12.00cm ≤ 33cm	20.00cm ≤ 45cm	3.33	0.30	CV
Appuis	15.00cm ≤ 33cm	20.00cm ≤ 45cm			

III.4.4. Vérification à l'ELS

La fissuration est considérée comme peu nuisible : donc, on ne doit vérifier que : $\sigma_b \leq \overline{\sigma}_b$, voir (tableau III.21)

Tableau III.17:Vérification à l'E.L.S.

	A(cm²)	M_{ser}(kN .m)	σ_b(MPa)	$\overline{\sigma_b}$(MPa)	$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$
En travée	9.05	26.46	9.19	15	OUI
En appuis	5.50	15.57	6.45	15	OUI

III.4.5. Vérification de la flèche

Puisqueles conditions préliminaires ne sont pas vérifiées, donc la vérification de la flèche est nécessaire. Elle est donnée par le tableau III.22 selon la méthode présentée à l'annexe2.

Tableau III.18:Vérification de la flèche de l'escalier.

				Sollicitation à l'ELS	Armatures principales	flèche		Vérification
Section	L (m)	h (m)	b (m)	M t (KN.m)	A_t (cm²)	$F_{Calculé}$ (mm)	F_{adm} (mm)	Oui/non
escalier	5.19	0.16	1.00	26.46	9.05	14.1	10.19	non

Lorsque les résultantes n'est pas vérifié, on augmente l'épaisseur de l'escalier **(ep=18cm)** et les résultantes de ferraillage **(7 HA14).**

III.4.6.Calcul de la poutre palière

La poutre palière a pour rôle de supporter le poids d'escalier, elle sera calculée en flexion simple. Ainsi, toutes les vérifications nécessaires pour les poutres porteuses exigées par les règlements en vigueur, en l'occurrence CBA 93 et RPA99, de pré dimensionnement jusqu'au ferraillage devront être remplies.

III.4.6.1.Pré dimensionnement

Le pré dimensionnement de la poutre palière (Figure III.18) et les vérifications nécessaires sont donnés par le tableau III.25:

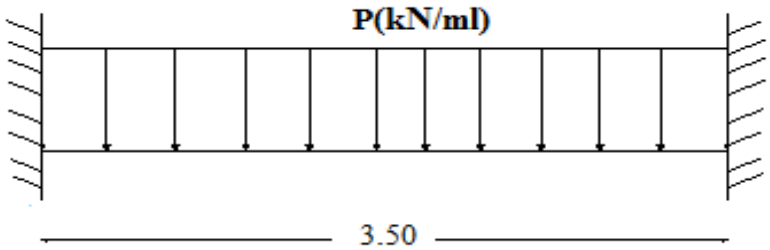


Figure III.20: Schéma statique équivalent de la poutre palière

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

Conditions de résistance	L_{max}= 3.50 m ⇒ 23 ≤ h ≤35cm. On adopte : h = 35 cm ⇒ 10.5≤ b ≤24.5cm. On adopte : b = 30 cm
Verification selon le RPA 99	h=35cm≥30cm ; b=30cm ≥20cm ; h/b=1.16 (CV)
Condition de rigidité (h/L ≥ 1/16)	(h/L=1.22) ≥ (1/16=0.0625) (CV)
Conclusion	h = 35cm ; b = 30 cm

III.4.6.2. Evaluation des charges

Poids propre de la poutre: P_{poutre}= 0.35 ×0.30×25=2.625 kN/ml

Charge due aux réactions : R_u= 60.60 kN, R_{ser} = 43.71 kN

Poids du mur : P_{mur} = 2.52×2.40 = 6.048 kN/ml

P_u = (2×60.6)/3.50+1.35(2.625+6.048) = 46.33 kN/ml

P_{ser} = (2×43.71)/3.50+(2.625+6.048) = 33.65 kN/ml

III.4.6.3. Calcul des efforts internes

Le calcul s'effectue comme pour une poutre parfaitement encastrée sur les deux côtés, la méthode R.D.M. donne les efforts internes illustrés dans le tableau III.24 :

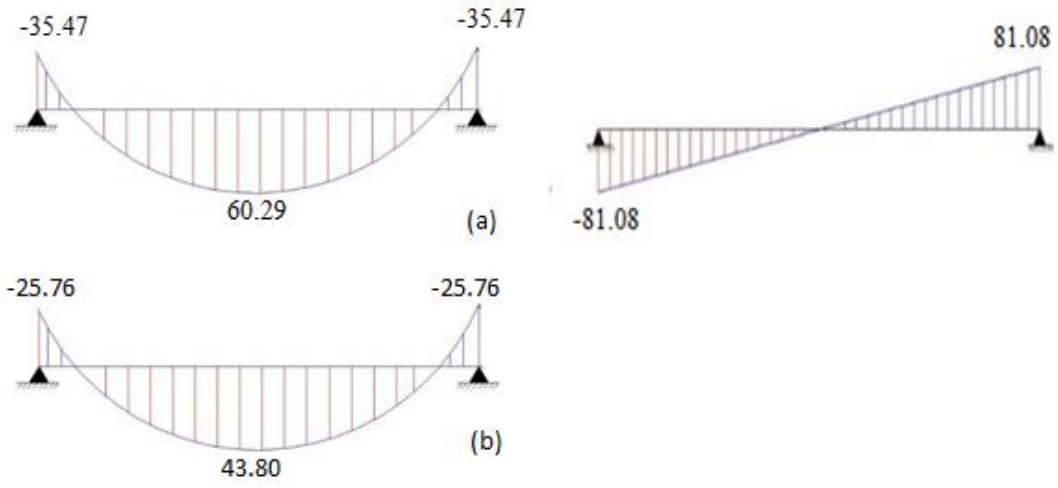


Figure III.21:Efforts internes dans la poutre palière a)à l'ELU et b)à l'ELS

III.4.6.4. Ferraillage de la poutre palière

Le calcul des armatures longitudinales s'effectue en flexion simple à l'état limite ultime.

Tableau III.24:Ferraillage de la poutre palière

	M_u (kN.m)	A (cm²)	A' (cm²)	$A_{tendue\ min}$ (cm²) CBA	$A_{adoptée}$ (cm²)	$A_{totale\ min}$ (cm²) RPA	obs
En travée	60.29	5.75	0.00	1.05	4HA14=6.16	5.25	CV
En appuis	35.47	3.27	0.00	1.05	4HA12=4.52		CV

III.4.6.5. Vérification à l'ELS

La fissuration est considérée comme peu nuisible : donc, on ne doit vérifier que : $\sigma_b \leq \overline{\sigma}_b$, voir (tableau III.21)

Tableau III.25 : Vérification à l'E.L.S de la poutre palière

Section (cm²)	Position	M_{ser} (kN.m)	A (cm²)	A' (cm²)	σ_b(MPa)	Vérifications
30x35	Travée	43.80	6.16	0.00	7.38	CV
	Appui	25.76	4.52	0.00	4.25	CV

Tableau III.26: Vérification des contraintes tangentielles de la poutre palière

Section (cm²)	T_u (kN)	τ_u (MPa)	$\tau_{u\ adm}$ (MPa)	$\tau_u < \tau_{u\ adm}$
30x35	81.08	0.83	3.3	CV

La section d'armature transversale (A_t) de la poutre palière, ainsi que leurs espacements (S_t), sont résumés dans le tableau III.6:

Tableau III.27: Calcul de la section d'armature transversale de la poutre palière

Section (cm²)	RPA99		CBA93	$S_{t\ adopté}$		$A_t(cm^2)$	Verifications $A_{choisie} \geq A_{min}$
	S_{t1}	S_{t2}	S_t	Z_N	Z_C	$A_{choisie}$	
30x35	8.75	17.5	29.25	5	15	4 Φ 8	CV

III.4.6.6.Vérifications préliminaires de la flèche

On peut admettre qu'il n'est pas nécessaire de procéder au calcul des flèches si toutes Les conditions suivantes sont satisfaites :

Tableau III.28: vérifications préliminaires de la flèche de la poutre palière

condition1^{er}	**condition2^{eme}**
$h/L \geq Mt/(10\ M_0)$	$A/(b_0*d) \leq 4.20/f_e$
$h/L=0.35/3.50=0.10$ $Mt/(10\ M_0)=25.76/(10\times69.56)=0.037$	$A/(b_0*d)=6.16/(30\times32.5)=0.0063$ $4.20/f_e=4.2/400=0.01$
Condition vérifiée	Condition vérifiée

Il n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche

CHAPITRE IV

Etude dynamique

CHAPITRE IV : ETUDE DYNAMIQUE

IV.1. Introduction

Un phénomène d'origine dynamique se caractérise par une sollicitation variant à la fois dans le temps et dans l'espace, dans lequel les forces d'inertie, produit de la masse par l'accélération, jouent un rôle significatif dans la réponse.

On rappelle brièvement qu'une sollicitation sismique provient d'une rupture s'initiant dans le manteau terrestre ; cette rupture donne naissance à des ondes qui se propagent dans le milieu et atteignent éventuellement la surface du sol où elles se manifestent par une vibration ressentie dans les trois directions de l'espace. Les appareils enregistreurs, les sismographes, recueillent ces vibrations sous la forme d'accélérations du sol en fonction du temps.

IV.2. Caractéristiques géométriques de la structure

IV.2.1. Centre de masse : (ou de gravité) c'est le point d'application de la résultante des forces horizontales d'un niveau donné.

On détermine pour chaque niveau le centre de masse, de ses éléments constitutifs, qui ont une influence sur la stabilité du bâtiment (poteaux, poutres, murs, escaliers, voiles…), par la formule suivante:

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

W_i: poids propre de l'élément " i " du niveau considéré.

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

X_G, Y_G: coordonnées du centre de masse du niveau considéré.

IV.2.2. Centre de rigidité : c'est le centre de torsion de la structure. Pour ce dernier, on aura visé la position la plus proche de celle de centre de masse.

NB : Notre bâtiment comporte une 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 des portiques contreventés par des voiles.

Le calcul du centre de torsion se fait à l'aide des formules suivantes :

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

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

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

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

IV.2.3. Calcul de la rigidité des éléments résistants

IV.2.3.1. Les poteaux

Un poteau est un élément résistant dans la structure, il est considéré comme un élément élancé, Donc, la rigidité du poteau sera calculée à l'aide de la formule suivante :

$$K = \frac{12E.I_{x,y}}{H^3}$$

$I_{x,\,y}$: moment d'inertie de la section transversale par rapport à " ox " et / ou " oy ".

E : module de YOUNG.

L : longueur du poteau.

Poteau carré: $$I_x = I_y = \frac{a^4}{12}$$

IV.2.3.2. Les refends pleins

Un refend est un élément structural résistant, il reprend les efforts horizontaux et verticaux conformément à son inertie que l'on peut déterminer en (%), il a un grand rôle d'élever la rigidité de la structure, donc une grande marge de stabilité de la structure.

Le refend est un poteau de grande inertie transversale, et d'épaisseur moins faible que le poteau, comme le refend est supposé encastré à sa base, sa rigidité est égale à :

$$K_{x,y} = \frac{12E.I_{x,y}}{H^3}$$

$K_{x,y}$:la rigidité du refend suivant la direction " ox " et / ou" oy ".

E: module de déformation longitudinale.

H : hauteur de refend.

$I_{x,y}$: moment d'inertie de la section transversale du refend / à "ox " ou / "oy".

- Moment d'inertie :

$$I_x = \frac{L.e^3}{12} \text{ par rapport à " XG ".}$$

$$I_Y = \frac{L.e^3}{12} \text{ par rapport à " YG ".}$$

IV.2.4. Excentricité statique (théorique)

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

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

IV.2.5. Excentricité accidentelle

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

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

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

IV.3. Modélisation de la structure

IV.3.1. Introduction

L'ouvrage en question sera implanté à Médéa , zone IIa(moyenne sismicité) selon la règles parasismiques algériennes(RPA 99 VERSION 2003) qui limite l'utilisation des portiques auto stable en béton armé avec remplissage en maçonnerie rigide à 04 niveaux ou14 m pour cette zone.

Donc, on doit disposer des voiles pour que notre structure dont la hauteur est de 23.46m soit satisfaite aux exigences du RPA 99 version 2003.

IV.3.2. Modélisation

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

- **Les hypothèses de conception des voiles**

✓ La stabilité de la structure doit être assurée, au minimum, par deux refends non coplanaires par direction.

✓ La symétrie par rapport à un axe passe par le centre de gravité d'un niveau donné.

✓ Limitation de l'excentricité (ou limitation de l'effet de torsion d'axe vertical).

IV.3.3. Analyse de notre structure

Après plusieurs changements de dispositions des voiles par logiciel de calcule (sap 2000.20.2.0) on a choisi une variante (Figure IV 1,IV 2) pour laquelle on a obtenu des résultats vérifiant les conditions de sécurité, imposée par le RPA et évitant également la torsion au niveau du premier mode.

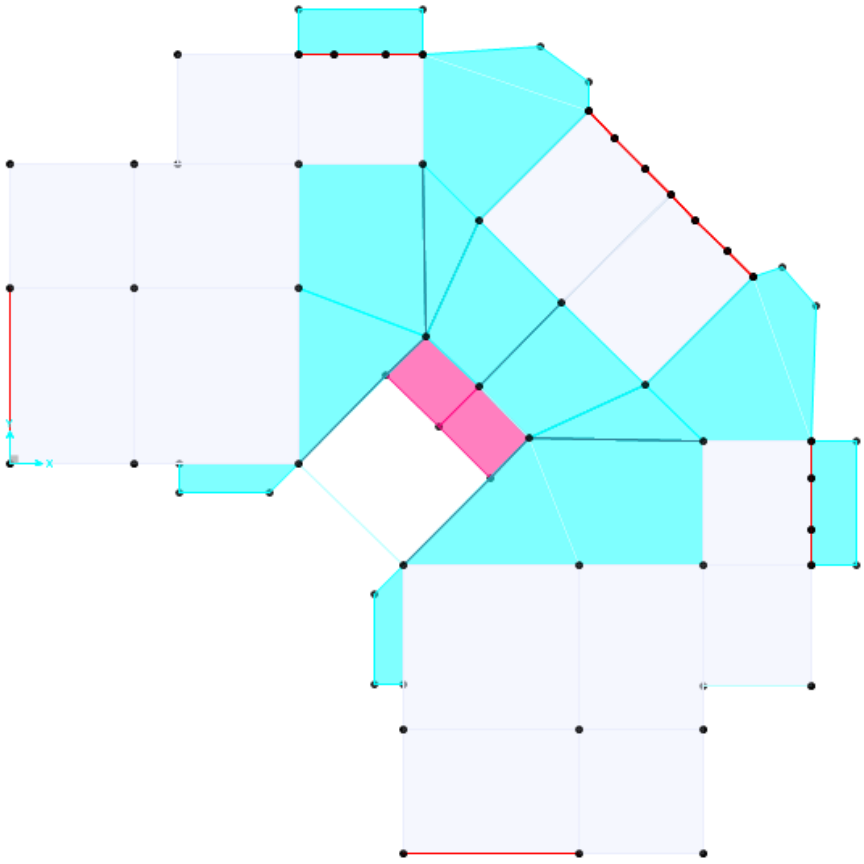


Figure IV.1: disposition des voiles (vue en plan).

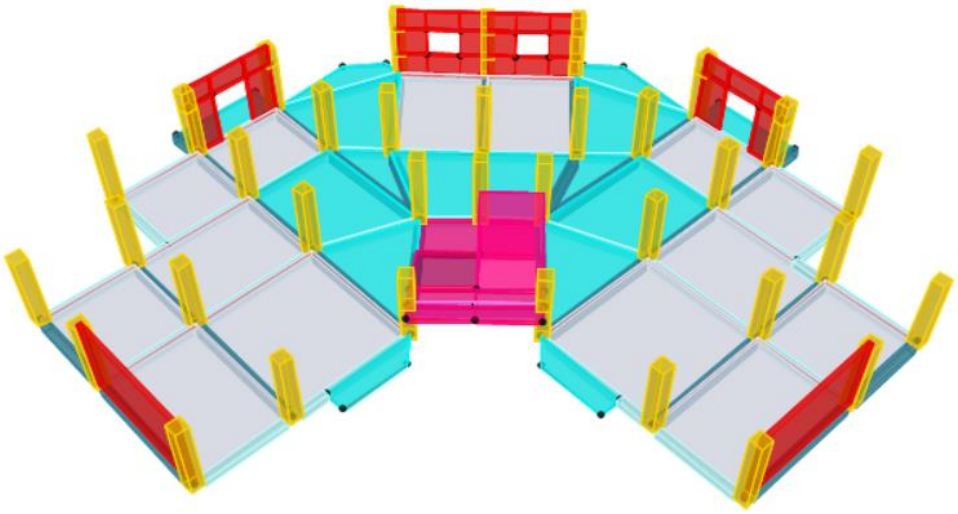


Figure IV.2 : disposition des voiles en 3D

IV.3.3.1. Détermination centre de masse et centre de gravité (Tableau VI.1)

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

Diaphragme N°	Niveau(m)	W_i (kN)	X_G (m)	Y_G(m)	$\sum K_x(m^4)$	$\sum Ky(m^4)$	XR (m)	YR (m)
H_ DIAPH_ 3.06	3.06	3610.013	12.175	1.435	1.815E+004	4.390E+004	10.516	-0.220
G_ DIAPH_ 6.12	6.12	3554.776	12.178	1.439	1.815E+004	4.390E+004	10.970	0.228
F_DIAPH_9.18	9.18	3503.163	12.188	1.448	1.815E+004	4.390E+004	11.219	0.478
E_DIAPH_12.24	12.24	3453.972	12.193	1.453	1.815E+004	4.390E+004	11.384	0.643
D_DIAPH_15.30	15.30	3407.793	12.202	1.462	1.815E+004	4.390E+004	11.505	0.764
C_DIAPH_18.36	18.36	3364.389	12.207	1.467	1.815E+004	4.390E+004	11.603	0.863
B_DIAPH_21.42	21.42	3318.032	12.206	1.454	1.815E+004	4.390E+004	11.689	0.948
A_DIAPH_24.48	24.48	3267.713	12.228	1.498	1.815E+004	4.390E+004	11.770	1.029

IV.3.3.2. Excentricité

Selon l'article 4.3.7 de l'RPA2003, on doit ajouter à la valeur de l'excentricité théorique dans les deux directions une excentricité additionnelle qui est égale à :

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

Avec :

L : La dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique.

Alors les valeurs de l'excentricité deviennent :

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

- **Dimensions du bâtiment** :

Longueur du bâtiment = 21.95 m

Largeur du bâtiment = 21.95 m

- **Excentricité admissible** :

Excentricité suivant Ex = 15 %.L_X = 3.29 m

Excentricité suivant Ey = 15 %.L_Y = 3.29 m

Tableau IV.2:Excentricité suivant les deux directions.

Niveau(m)	Excentricité suivant X			Excentricité suivant Y		
	$E_X(m)$	$E_{adm}(m)$	$E_X \leq E_{adm}$	$E_Y(m)$	$E_{adm}(m)$	$E_Y \leq E_{adm}$
3.06	1.659	3.29	Oui	1.655	3.29	Oui
6.12	1.208	3.29	Oui	1.211	3.29	Oui
9.18	0.969	3.29	Oui	0.970	3.29	Oui
12.24	0.809	3.29	Oui	0.810	3.29	Oui
15.30	0.697	3.29	Oui	0.698	3.29	Oui
18.36	0.604	3.29	Oui	0.604	3.29	Oui
21.42	0.517	3.29	Oui	0.506	3.29	Oui
24.48	0.458	3.29	Oui	0.469	3.29	Oui

IV.4. Choix de la méthode de calcul

IV.4.1. Introduction

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

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

Pour notre projet, les conditions d'application de la méthode statique équivalente ne sont pas toutes vérifiées (Forme irrégulière, Zone IIa, Groupe d'usage 2, mais la hauteur de notre bâtiment dépasse 14m), 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.4.2. Méthode dynamique modale spectrale (RPA2003 « Art 4.3.7 »)

IV.4.2.1. Principe de la méthode

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

IV.4.2.2. Modélisation

Le modèle choisi dans la modélisation sur le "SAP2000.v20.2.0 " 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.4.2.3. Le spectre de réponse de calcul

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

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

IV.4.2.3.1. 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 IIa, groupe d'usage 2)⇒A=0,15

IV.4.2.3.2. Facteur de correction d'amortissement η

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \quad , \quad \xi = 7 \quad \Rightarrow \quad \eta = 0.882$$

IV.4.2.3.3. Coefficient de comportement R

Les voiles de notre bâtiment reprennent moins de 20% des sollicitations dues aux charges verticales, ce qui nous oblige de considérer que les sollicitations horizontales est reprisent uniquement par les voiles.

On considère que les portiques ne reprennent que les charges verticales. Toutefois,en zone sismique III, il y a lieu de vérifier les portiques sous un effort horizontalreprésentant 25% de l'effort horizontal global.

Avec ce système de contreventement les bâtiments sont limités en hauteur à 10niveaux ou 33 m au maximum ; Donc : R=4

IV.4.2.3.4. 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.3: détermination du facteur de qualité Q de la structure.

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

IV.4.3. Résultats de l'analyse dynamique

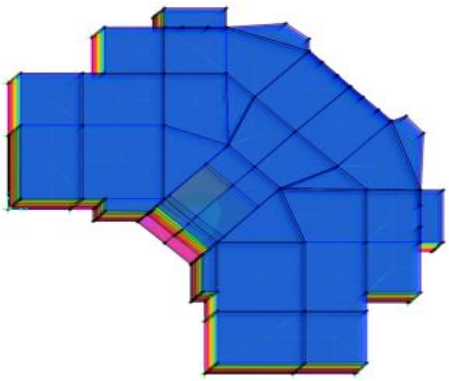
Communément aux deux méthodes de calcul (statique et dynamique), le RPA2003 exige les vérifications suivantes :

IV.4.3.1. Analyse modale

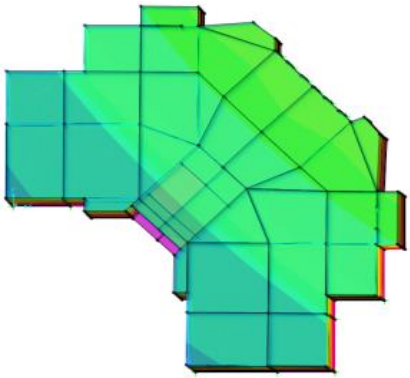
IV.4.3.1.1. Comportement modal

Tableau IV.4: Le comportement des trois premiers modes.

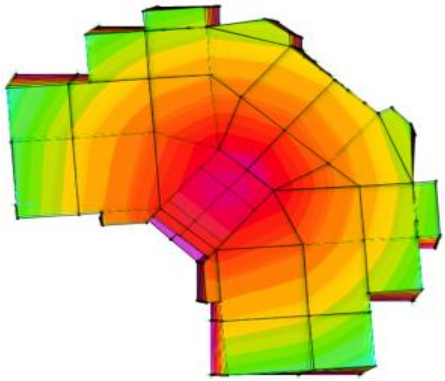
Modes	1	2	3
Période (s)	0.861	0.599	0.426
Participation massique suivant X	33.31%	32.97%	0.46%
Participation massique suivant Y	33.05%	33.13%	0.47%
Participation massique suivant Z	0.00%	0.64%	64.90%
Comportement	Couplage selon X et Y	Couplage selon X et Y	Rotation autour l'axe Z



a)Mode 1 (Couplage selon X et Y)



a)Mode 2 (Couplage selon X et Y)



b) Mode 3(Rotation autour l'axe Z)

Figure IV.2 : comportent des trois premiers modes

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

Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre des 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.5: Comportement des modes.

Mode N°	Période (s)	Cumule des périodes (s)	Cumule des masses modales effectives (%)		
			U_X	U_Y	R_Z
1	0.861	0.861	33.314	33.053	0.004
2	0.599	1.46	66.279	66.187	0.647
3	0.426	1.886	66.744	66.654	65.546
4	0.202	2.088	77.456	77.245	65.547
5	0.146	2.234	88.066	88.092	65.571
6	0.099	2.333	88.078	88.115	87.577
⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮
75	0.045	6.29	97.013	96.828	90.413

- **Commentaries**

La structure a été dissipé de 90 % de l'énergie stockée au 75eme mode avec un temps égale à « T=6.29 sec »

IV.4.3.2. Analyse statique et dynamique

IV.4.3.2.1. Stabilité de la structure

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

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

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

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

La force sismique totale V appliquée à la base de la structure doit être calculée dans les deux directions X, Y selon la formule :

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

Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone. (Zone IIa, Groupe 2) $\Rightarrow$ A=0,15

D : Facteur d'amplification dynamique moyen

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

T_2: Période caractéristique. (Site 2) $\Rightarrow$ $T_2 = 0.4$ sec

η: Facteur de correction d'amortissement.

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \quad , \quad \xi = 7 \quad \Rightarrow \quad \eta = 0.882$$

T : Période fondamentale suivant les deux directions.

$$T = \frac{0.09 h_n}{\sqrt{D}} \quad \Rightarrow \quad T_x = 0.470 \quad , \quad T_y = 0.471$$

$$\Rightarrow \quad D_x = 1.98 \quad , \quad D_y = 1.977$$

R : Coefficient de comportement global de la structure. R = 4

Q : Facteur de qualité. $Q_x = Q_y = 1.1$

W : Poids total de la structure.

$$W = \sum_{i=1}^{n} W_i \quad , \quad W_i = G_i + \beta_1 Q$$

$$\Rightarrow W = \ 27479.851 \text{ kN}$$

- ✓ On représente les résultats dans le tableau VI.7

Tableau IV.6 : Les valeurs de la force sismique.

A	D_x	D_y	Q_x	Q_y	R	W(kN)	V_x(kN)	V_y(kN)
0.15	1.98	1.98	1.1	1.1	4	27479.851	1865.217	1867.117

Les valeurs de la force sismique donnés par la fonction spectrale qu'on les a calculés par le logiciel « SAP2000 V.20.2.0 » sont :

$$V_{tx} = 1865.217kN \quad , \quad V_{ty} = 1867.117\ kN$$

Tableau IV.7: Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul.

	V(kN)	V_t(kN)	$\frac{V_t}{V}$	$\frac{V_t}{V} \geq 0,8$
Sens X	2253.348	1865.217	0.828	CV
Sens Y	2253.348	1867.117	0.829	CV

b) Vérification de la stabilité au renversement :

Le moment de renversement égale à :

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

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 :

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

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 :**

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

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

Avec : $T_x = 0.470$ sec , $T_y = 0.471$ sec $\Rightarrow$ $F_t = 0$

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

Tableau IV.8: 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)
24.48	3267.713	79993.614	388.303	388.836	9505.657	9518.694	39957.595	39957.595
21.42	3318.032	71072.245	344.997	345.470	7389.838	7399.973	40499.899	40499.899
18.36	3364.389	61770.182	299.843	300.254	5505.122	5512.673	41069.097	41069.097
15.3	3407.793	52139.233	253.093	253.440	3872.322	3877.633	41581.890	41581.890
12.24	3453.972	42276.617	205.218	205.500	2511.869	2515.314	42114.281	42114.281
9.18	3503.163	32159.036	156.106	156.320	1433.049	1435.015	42696.551	42696.551
6.12	3554.776	21755.229	105.604	105.749	646.295	647.181	43290.062	43290.062
3.06	3610.013	11046.64	53.622	53.696	164.084	164.309	43951.908	43951.908
Somme		372212.80	/	/	31028.237	31070.792	335161.282	335161.282

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

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

$$\frac{M_{Sx}}{M_{Rx}} = 10.80 \geq 1.5 \quad \text{CV}$$

$$\frac{M_{Sy}}{M_{Ry}} = 10.78 \geq 1.5 \quad \text{CV}$$

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_k: Déplacement dû au force sismique.

R : Coefficient de comportement.

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

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

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

$$\Rightarrow \Delta_{adm} = 0.01 h_e$$

h_e : La hauteur d'étage

Tableau IV.9: Vérification des déplacements inter-étage suivant X.

Niveau	δ_{ek}**(cm)**	δ_k**(cm)**	Δ_k**(cm)**	Δ_{adm}**(cm)**	$\Delta_k \leq \Delta_{adm}$
24.48	1.875	7.5	1.232	3.06	**CV**
21.42	1.567	6.268	1.228	3.06	**CV**
18.36	1.26	5.04	1.2	3.06	**CV**
15.3	0.96	3.84	1.128	3.06	**CV**
12.24	0.678	2.712	1.004	3.06	**CV**
9.18	0.427	1.708	0.824	3.06	**CV**
6.12	0.221	0.884	0.592	3.06	**CV**
3.06	0.073	0.292	0.292	3.06	**CV**

Tableau IV.10: Vérification des déplacements inter-étage suivant Y.

Niveau	δ_{ek}**(cm)**	δ_k**(cm)**	Δ_k**(cm)**	Δ_{adm}**(cm)**	$\Delta_k \leq \Delta_{adm}$
24.48	1.877	7.508	1.236	3.06	**CV**
21.42	1.568	6.272	1.232	3.06	**CV**
18.36	1.26	5.04	1.2	3.06	**CV**
15.3	0.96	3.84	1.128	3.06	**CV**
12.24	0.678	2.712	1	3.06	**CV**
9.18	0.428	1.712	0.828	3.06	**CV**
6.12	0.221	0.884	0.592	3.06	**CV**
3.06	0.073	0.292	0.292	3.06	**CV**

- **Commentaires**

Les déplacements inter-étage sont inférieurs au déplacement admissible dans les deux directions.

d) Vérification de l'effet P-Δ.RPA2003 « Art 5.9 »).

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-Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1° ordre par le facteur :

$$\frac{1}{(1-\theta_K)}$$

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

Tableau IV.11: Vérification de l'effet P-Δ.

Niveau (m)	P_k (kN)	Δ_{kx} (cm)	Δ_{ky} (cm)	V_{kx} (kN)	V_{ky} (kN)	h_k (cm)	θ_{kx}	θ_{ky}	$\theta \leq 0.1$
24.48	3267.71	1.23	1.24	376.7	377.09	306	0.035	0.035	CV
21.42	3318.03	1.23	1.23	334.69	335.03	306	0.04	0.04	CV
18.36	3364.39	1.2	1.2	290.89	291.18	306	0.045	0.045	CV
15.30	3407.79	1.13	1.13	245.53	245.78	306	0.051	0.051	CV
12.24	3453.97	1	1	199.09	199.29	306	0.057	0.057	CV
9.18	3503.16	0.83	0.82	151.44	151.6	306	0.063	0.062	CV
6.12	3554.78	0.59	0.6	102.45	102.55	306	0.067	0.068	CV
3.06	3610.01	0.29	0.29	52.02	52.07	306	0.066	0.066	CV

IV.4.3.2.2. Résistance des éléments

a) Vérification de cisaillement des éléments

- **Les poutres :**

Selon CBA93 [Art A.5.1]. On doit vérifier que : $\tau \leq \bar{\tau}$

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

$$\bar{\tau} = \text{Min}\left[0.20 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b};\ 5\ \text{Mpa}\right] \text{Fissuration peu nuisible.}$$

$$\bar{\tau} = \text{Min}\left[0.15 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b};\ 5\ \text{Mpa}\right] \text{Fissuration préjudiciable.}$$

Tableau IV.12: Vérification de cisaillement des poutres.

Eléments	Section (cm^2)	V_u (kN)	Combinaison	Type de fissuration	τ (MPa)	$\bar{\tau}$ (MPa)	$\tau \leq \bar{\tau}$
Poutres principales	30×35	108.36	1.35G+1.5Q	Fissuration préjudiciable	1.11	3.33	CV
Poutres secondaires	25×30	37.91	1.35G+1.5Q	Fissuration préjudiciable	0.55	2.50	CV
Longrines	25×30	26.63	1.35G+1.5Q	Fissuration préjudiciable	0.32	2.50	CV
Poutres Palier	30×35	27.97	G+Q+V_{tx}	Fissuration peu nuisible	0.29	3.26	CV

- **Commentaire**

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

- **Les voiles :**

Pour les voiles, la vérification de la résistance au cisaillement se fait avec la valeur de l'effort tranchant trouvé à la base du voile majoré de 40% ; La contrainte de cisaillement est égale : $\tau = \frac{1,4|V_u|}{b.d}$

Avec : V_u: L'effort tranchant, b: l'épaisseur de voile, d = 0.9×L.

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

Tableau IV.13: Vérification de cisaillement des voiles suivant X

Direction	Voile	B (cm)	L (m)	$\|V_u\|$ (kN)	Combinaison	τ (MPa)	$\bar{\tau}$ (MPa)	$\tau \leq \bar{\tau}$
Suivant X	1	15	4.80	1057.14	$G + Q + V_{tx}$	2.284	5	CV
	2	15	1	225.11	$G + Q + V_{tx}$	2.334	5	CV
	3	15	1	230.16	$G + Q - V_{tx}$	2.387	5	CV

Tableau IV.14: Vérification de cisaillement des voiles suivant Y.

Direction	Voile	b (cm)	L (m)	$\|V_u\|$ (kN)	Combinaison	τ (MPa)	$\bar{\tau}$ (MPa)	$\tau \leq \bar{\tau}$
Suivant Y	1	15	4.80	1085.65	$G + Q + V_{ty}$	2.346	5	CV
	2	15	1	225.10	$G + Q + V_{ty}$	2.333	5	CV
	3	15	1	230.17	$G + Q - V_{ty}$	2.381	5	CV

Tableau IV.15: Vérification de cisaillement des voiles Incliné

Direction	Voile	B (cm)	L (m)	$\|V_u\|$ (kN)	Combinaison	τ (MPa)	$\bar{\tau}$ (MPa)	$\tau \leq \bar{\tau}$
Incliné	1	15	3.20	227.97	$G + Q - V_{ty}$	1.297	5	CV
	2	15	3.20	222.27	$G + Q - V_{ty}$	1.295	5	CV

- **Commentaire**

Tous les voiles sont justifiés suffisants pour équilibrer les contraintes de cisaillement.

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

D'après **(RPA2003 « Art 7.4.3.1 »).**

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.16: Vérification de l'effort normal réduit.

Direction	Section (b*h)	N_d(kN)	$B_c(mm^2)$	Combinaison	ν	$\nu \leq 0.3$
X	POT (45×45)	1688.68	184900	$G + Q + V_{tx}$	0.365	CNV
Y	POT (45×45)	1647.15	184900	$G + Q + V_{ty}$	0.356	CNV
X	POT (40×40)	1241.76	144400	$G + Q + V_{tx}$	0.344	CNV
Y	POT (40×40)	1229.71	144400	$G + Q + V_{ty}$	0.341	CNV

- **Commentaire**

Les poteaux a la base sont justifiées insuffisantes pour équilibres les contraint normale de compression (l'effort normal réduit), donc on doit augmenter la section des poteaux

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

Direction	Section (b*h)	$N_d(kN)$	$B_c(mm^2)$	Combinaison	ν	$\nu \leq 0.3$
X	POT (50×50)	1721.81	230400	$G + Q + V_{tx}$	0.299	CV
Y	POT (50×50)	1679.71	230400	$G + Q + V_{ty}$	0.292	CV

- **Conclusion**

Les dimensions finales à prendre sont récapitulées dans les deux tableaux suivants

Tableau IV.18: Dimensions finales des éléments.

Eléments	Section	Eléments		Section
Poutres principales	30x35	**Voile de contreventement**		15xL
Poutres secondaires	25x30	**Poteau**	6émé, 7éme étage	35x35
Poutre Palier	30x35		4éme, 5émé étage	40x40
Longrines	25x30		2éme, 3émé étage	45x45
			RDC, 1erétage	50x50

CHAPITRE V

Ferraillage des éléments structuraux

CHAPITRE V : FERRAILLAGE DE ELEMENTS STRUCTURAUX

V.1. Introduction

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

- **Combinaisons données par le CBA93**

✓ ELS (situation durable) : G + Q

✓ ELU : 1.35G + 1.5Q

✓ ELU (situation accidentelle) : G+Q±E

- **Combinaisons données par le RPA99 version2003**

✓ G+Q±E ; .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_eE400.

V.2.1.1. Poutre porteuse

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

Elément	(bxh)	M_t ($kN.m$)	Combinaison	A_{S1} (cm^2)	M_a ($kN.m$)	Combinaison	A_{S2} (cm^2)
poutres principales	30x35	68.65	1.35G + 1.5Q	6.63	67.14	$G + Q - E_Y$	5.50

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

Elément	Section calculée		Section choisie	
poutres principales	$A_{S1}(cm^2)$	$A_{S2}(cm^2)$	$A_{S1}(cm^2)$	$A_{S2}(cm^2)$
	6.63	5.50	6 HA12 = 6.79 cm^2	5HA12 = 5.65 cm^2

V.2.1.2. Poutre non porteuse

Tableau V.3 : La section calculée d'armatures des poutres non porteuse.

Elément	(bxh)	M_t (kN.m)	Combinaison	A_{s1} (cm^2)	M_a(kN.m)	Combinaison	A_{S2}(cm^2)
poutres secondaires	25x30	19.56	$G+Q-E_Y$	2 .13	36.17	$G+Q-E_Y$	3.48

Tableau V.4: La section choisie d'armatures des poutres non porteuse .

Elément	Section calculée		Section choisie	
Poutres secondaires	$A_{S1}(cm^2)$	$A_{S2}(cm^2)$	$A_{S1}(cm^2)$	$A_{S2}(cm^2)$
	2 .13	3.48	3HA12 = 3.39 cm^2	4HA12 = 4.52 cm^2

V.2.2. Vérification des contraintes à l'ELS

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

V.2.2.1. Poutres porteuses

Tableau V.5: Vérification des contraintes des poutres porteuses à l'ELS.

Elément	Sollicitation à l'ELS		Contraintes En travées			Contraintes En appuis			Contraintes admissibles		Vérifiées
	$M_{t\,ser}$ (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)	
poutres principales	49.84	-48.15	8.47	/	/	8.69	/	/	15	201,63	Oui

V.2.2.2. Poutres non porteuse

Tableau V.6: Vérification des contraintes des non poutres porteuses à l'ELS.

Elément	Sollicitation à l'ELS		Contraintes en travées			Contraintes en appuis			Contraintes admissibles		Vérifiées
	$M_{t\,ser}$ (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)	
Poutres secondaire	14.16	-17.65	4.34	167.42	44.01	4.65	157.55	49.07	15	201,63	Oui

Section minimale : $\begin{cases} A_{min} = 0.5\%\ b.h\ (cm^2) & \text{RPA2003 (Art. 7.5.2.1).} \\ \text{Section tendue: } A_{tmin} = 0.1\%\ b.h\ (cm^2) & \text{CBA93 (Art. B. 6.4).} \end{cases}$

Section maximale : $\begin{cases} A_{max} = 4\%\ b.h\ (cm^2) & \text{en zone courante} \\ A_{max} = 6\%\ b.h\ (cm^2) & \text{en zone de recouvrementen} \end{cases}$

RPA2003 (Art. 7.5.2.1)

Tableau V.7:Vérification de section d'armatures.

Elément		A_t (cm^2)	A_a (cm^2)	A_{min} (cm^2)	A_{tmin}	A_{max} (cm^2) ZC	A_{max} (cm^2) ZR	Vérifiées
Poutre porteuse	PP	10.18	9.04	5.25	1.05	42	63	Oui
Poutre non porteuse	PS	6.78	9.04	3.75	0.75	30	45	Oui

V.2.3. Vérification de la flèche

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les trois inégalités de la méthode forfaitaire sont vérifiées .Tant qu'une inégalité n'est pas vérifiée dans notre cas, on doit vérifier alors la flèche selon la méthode montrée en annexe 1 dont les résultats sont présentés dans le tableau III.8.

V.2.3.1. Cas normal:

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

Elément	L (m)	b (m)	h (m)	M_{ag} (kN.m)	M_t (kN.m)	M_{ad} (kN.m)	F (mm)	F_{adm} (mm)	Vérifiées
Poutres porteuse	4.8	30	35	13.61	49.84	47.08	5.9	9.6	Oui
Poutre non porteuse	4.8	25	30	17.26	14.16	15.48	2.4	9.6	Oui

V.2.4. Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU :

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

Tableau V.9: Vérification des contraintes de cisaillement.

Elément	Section	V_{max}(kN)	Combinaison	τ (MPa)	$\bar{\tau}$ (MPa)	$\tau \leq \bar{\tau}$
Poutres porteuse	30x35	108.56	ELU	1.11	4.34	CV
Poutre non porteuse	25x30	37.91	ELU	0.55	3 .25	CV

V.2.5. Ferraillage transversal des poutres :

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

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

Selon le CBA93 Art. A. 5. 1. 2. 3:

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

Selon le RPA2003 article 7. 5. 2. 2 :

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

Tableau V.10: 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 porteuse	30x35	1.11	29.25	8.75	17.5	10	15	0.787	4HA8 = 2.01
Poutre non porteuse	25x30	0.55	24.75	7.5	15	10	15	0.562	4HA8 = 2.01

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

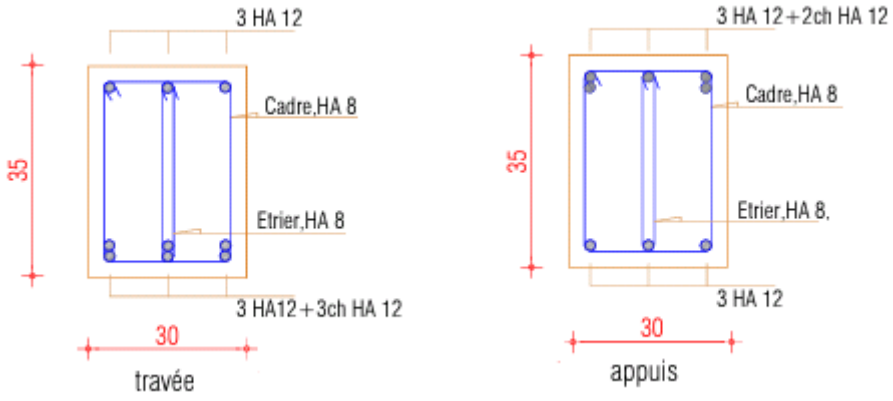


Figure V.1 : Dessin de ferraillage des poutres porteuse.

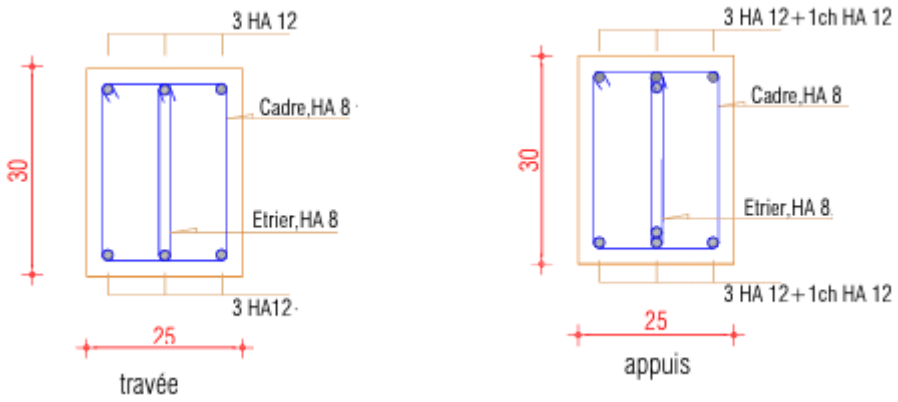


Figure V.2: Dessin de ferraillage des poutres non porteuse

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 :

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

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

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 IIa par :

$$0.8\% \leq \frac{A_l}{b \times h} \leq 4\% \quad \text{(Zone courante)}$$

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

- ✓ Le diamètre minimum est de 12mm.
- ✓ La longueur minimale des recouvrements est de : 40 Ø en zone IIa.
- ✓ La distance maximale entre deux barres voisines sur une même face ne doit pas dépasser : 20cm en zone IIa.

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

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

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.11: La section d'armatures des poteaux.

Section de poteau	Cas	combinaison	Etat	N(KN)	M	A	A min	Achois
50x50	Nmax---Mcors	G+Q-Edy	SEC	2190.49	-91.14	0	22,5	12HA16 =24.13
50x50	Mmax---Ncors	G+Q+Edx	SEC	749.19	101.97	0	22,5	
50x50	Nmin---Mcors	0.8G+Edy	SPC	90.96	35.93	4	22,5	
45x45	Nmax---Mcors	G+Q-Edy	SEC	1590.92	-108.64	0	18,22	12HA14 =18.40
45x45	Mmax---Ncors	G+Q+Edy	SEC	1590.92	-108.64	0	18,22	
45x45	Nmin---Mcors	0.8G+Edy	SPC	42.39	29.10	3.6	18,22	
40x40	Nmax---Mcors	G+Q-Edy	SEC	968.12	-90.40	0	14,4	8HA12+ 4HA14 =15.21
40x40	Mmax---Ncors	G+Q+Edy	SEC	968.12	-90.40	0	14,4	
40x40	Nmin--Mcors	0.8G+Edy	SPC	21.10	28.70	3.4	14,4	
35x35	Nmax---Mcors	ELU	SEC	445.11	-20.57	0	11,03	8HA14= 12.32
35x35	Mmax---Ncors	G+Q-Edy	SEC	399.19	-59.07	0	11,03	
35x35	Nmin---Mcors	0.8G+Edy	SPC	11.17	24.41	3.6	11,03	

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

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

section	cas	N(KN)	M_x	M_y	σ_b	σ_s	σ_s'	$\overline{\sigma_b}$	$\overline{\sigma_s}$	verifies
50x50	Nmax---Mcors	1405.49	-5.86	-26.72	6.13	0	88.56	15	400	Oui
50x50	Mmax---Ncors	1312.81	7.77	45.30	6.81	0	95.48	15	400	Oui
50x50	Nmin---Mcors	405.85	2.01	-1.90	1.60	0	23.45	15	400	Oui
45x45	Nmax---Mcors	1016.85	4.30	-34.04	6.66	0	92.43	15	400	Oui
45x45	Mmax---Ncors	1016.85	4.30	-34.04	6.66	0	92.43	15	400	Oui
45x45	Nmin---Mcors	293.72	6.15	-2.81	1.80	0	25.22	15	400	Oui
40x40	Nmax---Mcors	659.52	4.52	-24.41	6.02	0	81.26	15	400	Oui
40x40	Mmax---Ncors	654.51	-15.19	-27.91	6.93	0	93.41	15	400	Oui
40x40	Nmin---Mcors	188.14	5.58	-3.43	1.76	0	23.72	15	400	Oui
35x35	Nmax---Mcors	324.86	4.55	-15.03	4.73	0	60.57	15	400	Oui
35x35	Mmax---Ncors	216.01	-21.65	-7.72	5.51	27.04	70.74	15	400	Oui
35x35	Nmin---Mcors	89.55	4.68	-3.57	1.66	2.78	20.51	15	400	Oui

V.3.2. Armatures transversales

Selon le CBA93 [Art A.5.1.2.3]:

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

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

Avec :

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

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

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

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

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

A_t:Section d'armatures transversales.

b:Largeur de la section droite.

h:Hauteur de la section droite.

S_t: Espacement des armatures transversales.

On prend f_e=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

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

$\emptyset_l$: Diamètre minimal des armatures longitudinales.

h_1 : Hauteur totale de la section brute.

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

$$\frac{A_t}{t.\, b_1} \geq 0{,}3\% \qquad \text{si :} \quad \lambda > 5$$

$$0{,}8\% \geq \frac{A_t}{t.\, b_1} \geq 0{,}3\% \qquad \text{si :} \quad 5 \geq \lambda \geq 3$$

$$\frac{A_t}{t.\, b_1} \geq 0.8\% \qquad \text{si :} \quad \lambda \leq 3$$

$$\lambda > 5 \; pour \; tous \; les \; poteaux \quad \Rightarrow \quad A_t = A_{t\,min} = 0{,}003 \times t \times b_1$$

Tableau V.13: La section d'armatures transversales des poteaux.

Section	Vu (KN)	λ_g	ρ	Zone	S_t	$A_{t\,min}$	$A_{t\text{Choix}}$ (cm²)
50× 50	81.00	14.84	2,5	Courante	15	1.5	4HA8 = 2.01
				Nodale	10		
45× 45	20.68	16.48	2,5	Courante	15	1.35	4HA8 = 2.01
				Nodale	10		
40× 40	18.40	18.55	2,5	Courante	15	1.2	4HA8 = 2.01
				Nodale	10		
35× 35	12.91	21.20	2,5	Courante	15	1.05	4HA8 = 2.01
				Nodale	10		

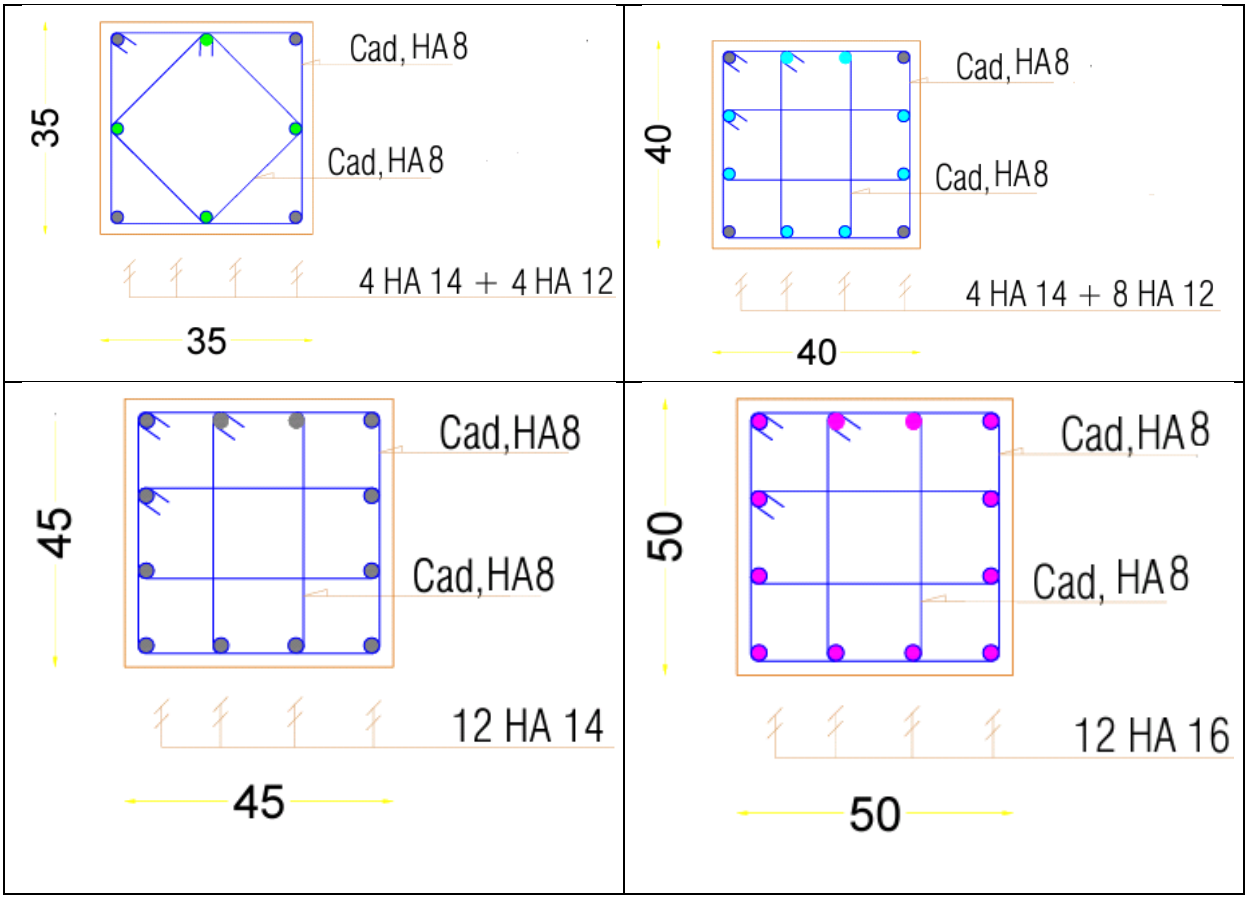


Figure V.3: Dessin de ferraillage des Poteaux

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.

Les voiles avec ouvertures comportent deux parties (trumeaux et linteaux), Le ferraillage des trumeaux sera calculé en flexion composée(comme les voiles pleins), Et le ferraillage des linteaux sera calculé en flexion simple.

V.4.1. Ferraillage des trumeaux

V.4.1.1. Calcul d'armatures verticales

Exposé de la méthode des contraintes :

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

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

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 :

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

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

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

Selon le CBA93 Art B.6.4 :

$$0.1\% \le \frac{2\times A_v}{a\times B_t} \le 0.5\% \quad \Rightarrow \quad A_v \ge 0.1\%B_t$$

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

Tableau V.14: La section calculée d'armatures verticales des voiles (Suivant X**).**

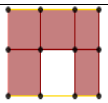
VOIL	L (m)	N (kN)	M (kN. m)	Etats De section	A_{vt} (cm²)	A_C (cm²)
	5.30	679.91	5731.72	SPC	13.47	7.95
	1.25	171.41	268.77	SPC	7.08	1.88

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

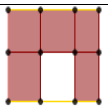
VOIL	L_t (m)	$A_{t\ choisie}$ (cm²)	S_t (cm)	L_c (m)	$A_{c\ choisie}$ (cm²)	S_c (cm)
	0.53	12 HA 12 =13.57	10	4.24	2x22 HA 8 =22.21	20
	0.50	10HA 10 =7.85	10	0.25	4HA 8 =2.01	20

Tableau V.16: La section calculée d'armatures verticales des voiles (Suivant Y**).**

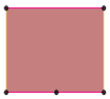
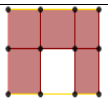
VOIL	L (m)	N (kN)	M (kN. m)	Etats De section	A_{vt} (cm²)	A_C (cm²)
	5.30	671.00	5675.75	SPC	13.40	7.95
	1.25	168.47	293.72	SPC	7.17	1.88

Tableau V.17: La section choisie d'armatures verticales des voiles (Suivant Y).

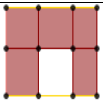
VOIL	L_t (m)	$A_{t\ choisie}$ (cm²)	S_t (cm)	L_c (m)	$A_{c\ choisie}$ (cm²)	S_c (cm)
	0.53	12 HA 12 =13.57	10	4.24	2x22 HA 8 =22.21	20
	0.50	10HA 10 =7.85	10	0.25	4HA 8 =2.01	20

Tableau V.18: La section calculée d'armatures verticales des voiles Incliné

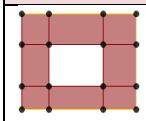
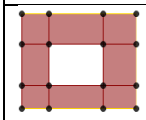
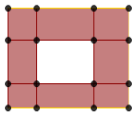
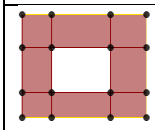
VOIL	L (m)	N (kN)	M (kN. m)	Etats De section	$A_{v\,t}$ (cm²)	A_C (cm²)
	1.25	382.14	129.58	SPC	4.89	1.86
	1.25	390.48	117.70	SPC	4.95	1.86

Tableau V.19: La section choisie d'armatures verticales des voiles Incliné

VOIL	L_t (m)	$A_{t\,choisie}$ (cm²)	S_t (cm)	L_c (m)	$A_{c\,choisie}$ (cm²)	S_c (cm)
	0.50	10HA 8 =5.03	10	0.25	4HA8 = 2.01	20
	0.50	10HA 8 =5.03	10	0.25	4HA8 = 2.01	20

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.20: Vérification des contraintes des voiles (Suivant X).

Voile	**N (kN)**	**M (kN.m)**	**σ_b (MPa)**	**$\overline{\sigma_b}$ (MPa)**	**Vérifiées**
Voile1	1042.00	94.15	0.94	15	Oui
Voile2	375.93	22.58	1.06	15	Oui

Tableau V.21: Vérification des contraintes des voiles (Suivant Y).

Voile	**N (kN)**	**M (kN.m)**	**σ_b (MPa)**	**$\overline{\sigma_b}$ (MPa)**	**Vérifiées**
Voile1	1030.35	63.72	0.91	15	Oui
Voile2	396.02	-20.55	1.06	15	Oui

Tableau V.22: Vérification des contraintes des voiles Incliné

Voile	N (kN)	M (kN.m)	σ_b (MPa)	$\overline{\sigma_b}$ (MPa)	Vérifiées
Voile1	1030.35	63.72	0.91	15	Oui
Voile2	396.02	-20.55	1.06	15	Oui

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

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

Tableau V.23: Vérification des contraintes de cisaillement des voiles (Suivant X).

Voile	d (cm)	b_0 (cm)	Combainson	T(kN)	τ (MPa)	$\bar{\tau}$ (MPa)	$\tau \leq \bar{\tau}$
Voile1	271	15	G+Q+Edx	1003.84	3.45	5	Oui
Voile2	276	15	G+Q+Edx	210.15	0.71	5	Oui

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

Voile	d (cm)	b_0 (cm)	Combainson	T (kN)	τ (MPa)	$\bar{\tau}$ (MPa)	$\tau \leq \bar{\tau}$
Voile1	271	15	G+Q+Edy	1005.76	3.46	5	Oui
Voile2	276	15	G+Q-Edy	185.12	0.62	5	Oui

Tableau V.25: Vérification des contraintes de cisaillement des voiles Incliné

Voile	d (cm)	b_0 (cm)	Combainson	T (kN)	τ (MPa)	$\bar{\tau}$ (MPa)	$\tau \leq \bar{\tau}$
Voile1	276	15	G+Q-Edy	101.92	0.34	5	Oui
Voile2	276	15	G+Q-Edy	96.95	0.32	5	Oui

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).

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

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

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

Voile	a (cm)	h_e (m)	$A_{v.global}$ (cm^2)	$A_{h.cal}$ (cm^2)	S_t (cm)	$A_{h.ch}$ (cm^2)
Voile1	15	2.71	49.35	32.9	10	2x26HA10 =40.84
Voile2	15	2.76	17.71	11.81	20	2x13HA8 =13.07

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

Voile	a (cm)	h_e (m)	$A_{v.ch}$ (cm^2)	$A_{h.cal}$ (cm^2)	S_t (cm)	$A_{h.ch}$ (cm^2)
Voile1	15	2.71	49.35	32.9	10	2x26HA10 =40.84
Voile2	15	2.76	17.71	11.81	20	2x13HA8 =13.07

Tableau V.28: La section d'armatures horizontales des voiles Incliné

Voile	a (cm)	h_e (m)	$A_{v.ch}$ (cm^2)	$A_{h.cal}$ (cm^2)	S_t (cm)	$A_{h.ch}$ (cm^2)
Voile1	15	2.76	12.07	8.04	10	2x13HA8 =13.07
Voile2	15	2.76	12.07	8.04	10	2x13HA8 =13.07

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 $40\emptyset_{max}$ en zone IIa.

V.4.2. Ferraillage des linteaux :

Dans le calcul des linteaux, on a deux cas :

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

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

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

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.

V.4.2.1.1. Aciers longitudinaux :

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

V.4.2.1.2. Aciers transversaux :

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

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

Linteau long :

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

S : Espacement des cours d'armatures transversales.

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

$Z = h - 2d'$

$\bar{V} = 1.4 V_u$

Linteau court :

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

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

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

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

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

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

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_Dà disposer obligatoirement.

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

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

Ferraillage minimal : RPA2003 « Art 7.7.3.3 »

a) Armatures longitudinales :

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

b) Armatures transversales :

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

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

s : Espacement entre les cadres

c) Armatures de peau :

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

Les résultats de calcul sont dans les tableaux suivants :

Tableau V.29: Choix de la méthode de calcul.

Linteau	Niveau	L (m)	h (m)	V (kN)	τ (MPa)	$0,06 f_{c28}$	$\tau \leq 0,06 f_{c28}$	Choix de la méthode
1	RDC	1.40	0.86	305.46	3.31	1.5	Non	Traction/Compression
	5 éme étage	1.40	0.86	108.86	1.31	1.5	Oui	Flexion simple
2	RDC	1.20	1.86	447.82	2.50	1.5	Non	Traction/Compression
	5 eme étage	1.20	1.86	257.94	1.44	1.5	Oui	Flexion simple

Flexion simple:

Tableau V.30: La section d'armatures des linteaux.

	Armatures longitudinal				Armatures transversals					Armatures de peau		
Linteau	**M (kN. m)**	**Z (m)**	**A_l (cm^2)**	**$A_{l\,ch}$ (cm^2)**	**λ**	**S (cm)**	**V (kN)**	**A_t (cm^2)**	**$A_{t\,ch}$ (cm^2)**	**S (cm)**	**A_c (cm^2)**	**$A_{c\,ch}$ (cm^2)**
1	73.45	0.81	3.17	**4HA12=4.52**	1.63	10	108.86	0.47	**2HA8=1.00**	20	2.58	**2x3HA8= 3.01**
2	95.49	1.81	1.85	**4HA10=3.14**	0.65	10	257.94	0.5	**2HA8=1.00**	20	5.58	**2x7HA8= 7.04**

Traction/Compression:

Tableau V.31: La section choisie d'armatures des linteaux.

	Armatures Diagonales		Armatures longitudinales		Armatures transversales	Armatures de peau		
Linteau	$A_{D\,cal}$ (cm^2)	**A_{Dch} (cm^2)**	$A_{l\,cal}$ (cm^2)	**$A_{l\,ch}$ (cm^2)**	**A_t(cm^2)**	$A_{C\,cal}$ (cm^2)	**$A_{C\,ch}$ (cm^2)**	**S (cm)**
1	**7.11**	2x4HA12=9.04	1.94	4HA10=3.14	2HA8=1.00	2.58	2x3HA8=3.01	20
2	**6.58**	2x4HA12=9.04	4.19	4HA12=4.52	2HA8=1.00	5.58	2x7HA8=7.04	20

CHAPITRE VI

Etude de l'infrastructure

CHAPITRE VI : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

VI.1. Introduction :

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

Donc elles constituent la partie essentielle de l'ouvrage.

Il existe plusieurs types des fondations :

- ✓ Fondation superficielle :
  - ➢ Semelle isolée.
  - ➢ Semelle filante.
  - ➢ Radier général.
- ✓ Fondations semi-profonds
- ✓ Fondation profonde (semelle sous pieux).

VI.1.1. Reconnaissances du sol

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

- ✓ La contrainte admissible du sol est 2bars ;
- ✓ Le site est considéré comme ferme (S2) ;
- ✓ Les résultats du rapport géotechnique nous exigent de poser nos fondations avec un ancrage de : $D = 2\ m$
- ✓ Les caractéristiques mécaniques de ce sol sont :

$$\gamma_h = 18\,kN/m^3 \quad , \quad \varphi = 20° \quad , \quad C = 0.5\ bar$$

VI.2. Choix de la fondation :

VI.2.1. Semelle isolé

VI.2.1.1. Méthode de calcul

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

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

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

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

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

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

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

- **Remarque :**

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

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

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

$$\Rightarrow h = d + c$$

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

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

Données :

$$\overline{\sigma_{sol}} = 2\ bar = 0.2MPa \ , \quad a = b = 50cm \ , \quad c = 3cm$$

Tableau 0.1 : Dimensionnement des semelles isolées à l'ELS.

Semelle	**N (kN)**	**M_x (kN.m)**	**M_y (kN.m)**	**A (m)**	**B (m)**	**A_{ch} (m)**	**B_{ch} (m)**	D (cm)	**h_{ch} (cm)**
S1	1405.49	-5.86	-26.73	2.65	2.65	3	3	105	65
S2	1137.08	3.38	2.31	2.38	2.38	2.6	2.6	115	55
S3	919.46	-2.96	-11.78	2.14	2.14	2.40	2.40	120	50

VI.2.1.2. Vérification du chevauchement entre les bulles de pression sous les semelles

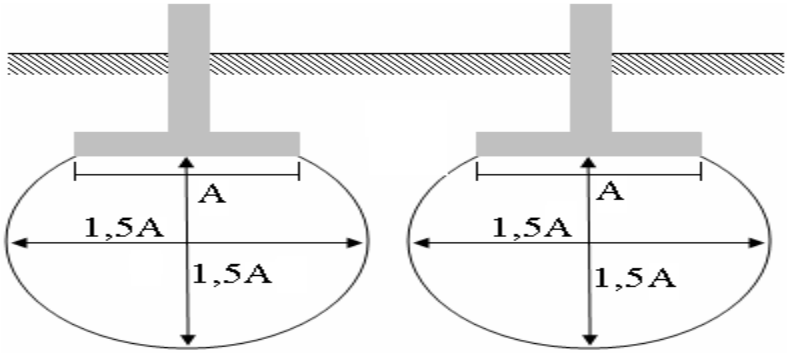
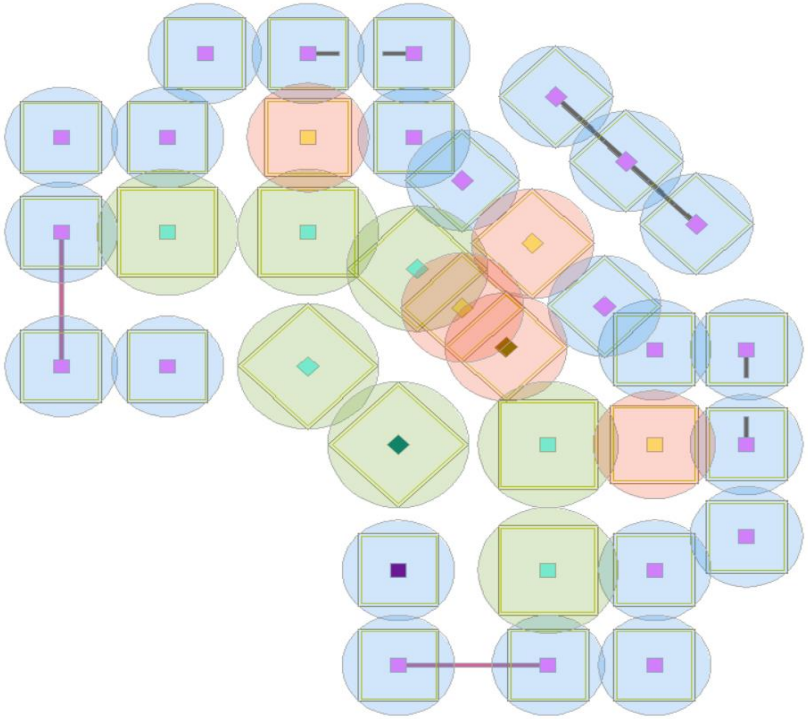


Figure 0.1: Les bulles de pression sous la semelle.

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

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



0.2 : Chevauchement des bulles de pression sous la semelle

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

VI.2.2. Semelle filante (continue)

VI.2.2.1. 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.

$$\boldsymbol{\sigma \leq \overline{\sigma_{sol}} \Rightarrow \sigma = \frac{\sum N_{ser}}{S} \Rightarrow B \geq \frac{\sum N_{ser}}{L \times \overline{\sigma_{sol}}}}$$

$$\Longrightarrow \mathbf{S = B \times L} \Longrightarrow \mathbf{h \geq \frac{B_{ch-b}}{4} + c}$$

$$\mathbf{L = d_G + \sum l_i + d_D}$$

$\mathbf{d_G}$: débord gauche de la semelle isolée ; $\mathbf{d_D}$: débord droite de la semelle isolée

Tableau 0.2: Dimensionnement des semelles filantes à l'ELS.

semelle	L (m)	N (kN)	$\overline{\sigma_{sol}}$ (bars)	B_{cal} (m)	$B_{adopté}$ (m)	$h_{calculé}$ (cm)	$h_{adopté}$ (cm)
SF 1_1	13.6	4851.96	2	1.44	2	39.00	40
SF 2_1	8.80	2871.04		1.32	1.7	33.00	
SF 3	6.6	1400.59		0.86	1.1	18.00	
SF 1_2	10.6	3602.24		1.35	2	39.00	
SF 1_3	10.1	3115.95		1.2	2	38.33	
SF 2_2	10.6	2453.57		0.85	1.7	33.00	

VI.2.2.2. 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 0.3: 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)	$\sigma \leq \overline{\sigma_{sol}}$
SF 1_1	3927.23	272.00	16.25	/	636.48	27.20	1.78	2	Vérifier
SF 2_1	801.19	149.60	24.38	31.20	350.06	14.96	1.92		Vérifier
SF 3	1133.74	72.62	16.25	/	169.88	7.26	1.92		Vérifier
SF 1_2	2863.52	212.00	24.38	/	496.08	21.20	1.70		Vérifier
SF 1_3	2416.89	202.00	24.38	/	472.68	20.20	1.54		Vérifier
SF 2_2	758.18	180.20	24.38	23.40	421.67	18.02	1.36		Vérifier

VI.2.2.3. Vérification de la stabilité au renversement RPA Art 10.1.5

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

Tableau 0.4: Vérification de la stabilité au renversement.

semelle	N_{ser} (KN)	M_{ser} (kN.m)	e_0 (cm)	B(m)	$\frac{B}{4}$ (cm)	$e_0 \leq \frac{B}{4}$
SF 1	1322.20	32.43	2.45	2	50	Vérifiée
SF 2	273.86	3.92	1.43	1.7	42.5	
SF 3	859.87	3.70	0.62	1.1	27.5	

- **Conclusion**

A partir de ces résultats, on peut en conclure que la stabilité au renversement est vérifiée.

VI.2.2.4. Vérification du chevauchement entre les semelles filantes

Tableau 0.5: Vérification du chevauchement entre les semelles filantes.

semelles		L(m)	B(m)	B'(m)	$\frac{B+B'}{2}$	$L > \frac{B+B'}{2}$
SF 1	**SF 2**	3.40	1.7	2	1.85	Vérifiée
SF 1	**SF 1**	3.40	2	2	2.00	Vérifiée
SF 3	**SF 2**	3.20	1.7	1.1	1.40	Vérifiée

- **Conclusion**

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

VI.2.2.5. 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 h_p 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 :

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

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 0.6: Dimensionnement de la poutre de libage.

Poutre de libage	b (cm)	L_{max} (m)	$h_{p\ calculé}$ (cm)	$h_{p\ adopté}$ (cm)	$\frac{\pi}{2} l_e$	$L_{max} \leq \frac{\pi}{2} l_e$
SF 1	50	4.80	69.11	90	10.29	Vérifiée

✓ Donc la section de la poutre de libage : 50x90 cm².

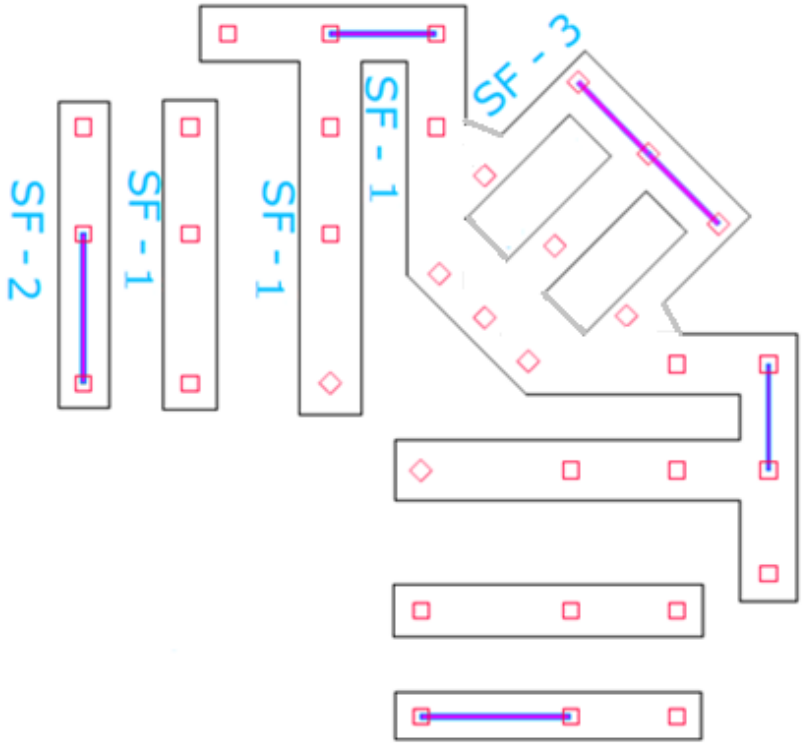


Figure 0.3: Les dimensions finales des semelles filantes.

VI.2.2.6. Calcul de ferraillage

VI.2.2.6.1. 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 ($\mathbf{A_b}$) parallèle a B.

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

Tout au long du mur, on prévoit des armatures de répartition tel que:

$$\mathbf{A_a = A_{rép} = \frac{A_b \times B_{adopté}}{4}}$$

Tableau 0.7: 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)	$e_0 \leq \frac{B}{6}$
SF 2	297.03	12.66	4.26	28.33	Diagramme trapézoïdal

Tableau 0.8: Ferraillages des semelles filantes sous un voile.

semelle	N_u (kN/ml)	M_{ux} (kN.m)	M_{uy} (kN.m)	B (m)	$A_{b.calculée}$ (cm^2)	$A_{b.adoptée}$ (cm^2)	S_t (cm)	$A_{a.rép}$ (cm^2)	S_t (cm)
SF 2	297.03	-0.14	12.66	1.7	3.24	7HA10 =5.50	15	10HA8=5.03	20

VI.2.2.6.2. Sous plusieurs poteaux

Le calcul de ferraillages 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 valeursN 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 0.9: 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)	$e_0 \leq \frac{B}{6}$
SF 1	1744.54	3.92	0.22	30	Diagramme trapézoïdal

- **Le calcul de ferraillage est fait par la méthode des bielles à l'ELU**

1. Armatures principales

Tableau 0.10: Ferraillages des armatures principales de la semelle.

semelle	N_u (kN/ml)	$M_{u\,x}$ (kN.m)	$M_{u\,y}$ (kN.m)	A (m)	B (m)	$A_{b.calculée}$ (cm^2)	$A_{b.adoptée}$ (cm^2)	$A_{b.adoptée\ /ml}$ (cm^2)	S_t (cm)
SF 1	1931.04	-8.16	-36.79	3.40	2	26.76	25HA12=28.27	7HA12=7.92	15

2. Armature de repartitions

$-A_{a,rép} = (7.92 \times 2)/4 = 3.96\ cm^2 \Rightarrow \quad A_{a,rép} = 8\ HA8 = 4.02\ cm^2$

Espacement de 20 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:

$$q_u = \sigma_u \times B_{adopté}$$

$$q_{ser} = \sigma_{ser} \times B_{adopté}$$

$$\sigma_u = \frac{\sum N_{ser} + 1.35 \times (P_{semelle} + P_{amorces\ poteaux} + P_{amorces\ voile} + P_{remblai})}{B_{adopté} \times L}$$

Tableau 0.11: Détermination des valeurs de (q) de la poutre de libage.

P.libage	L (m)	$\sum N_u$ (KN)	σ_u (MPa)	σ_{ser} (MPa)	q_u (KN/ml)	q_{ser} (KN/ml)
SF 1	4.8	5811.85	2.49	1.78	273.90	195.80

- **Détermination des moments de la poutre de libage :**

Tableau 0.12: 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)
-566.93	424.40	775.47	-405.28	303.39

3. Calcul des armatures longitudinales

Tableau 0.13: 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)
S1-F1	Travée	424.40	14.63	0.00	5HA14+5Ch HA14=15.39
	Appuis	-566.93	19.85	0.00	5HA14+8Ch HA14=20.01

4. Vérification des contraintes à l'ELS

Pour une fissuration préjudiciable :

$\overline{\sigma_b}$=15MPa $\overline{\sigma_S}$=201,63MPa

Tableau 0.14: 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)	$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$	$\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$
SF1	Travée	303.39	15.39	7.70	5.71	201.63	74.26	Vérifiée	Vérifiée
	Appuis	-405.28	7.70	20.01	6.97	201.63	92.08		

5. Vérification du cisaillement de la poutre de libage CBA91 Art.5.2.4.2 :

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

$$\bar{\tau} = \left(\frac{0{,}15 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 4\ \text{MPa}\right) = 2{,}50\ \text{MPa} \ldots\ldots\ldots\ldots \text{fissuration préjudiciable}$$

$$\tau = \frac{775.47 \times 10}{500 \times 870} = 1.78\ \text{MPa} < \bar{\tau} = 2{,}50\ \text{MPa} \ldots\ldots\ldots\ldots \text{vérifiée.}$$

6. Armatures transversales

Les valeurs des sections d'armateurs transversale (A_t), ainsi que leurs espacements (S_t) sont résumes dans les tableaux suivants :

Tableau 0.15: Calcul des armatures transversales de la poutre de libage.

P.libag	T (kN)	τ (MPa)	$S_{t.adoptée}$		$A_{t.adoptée}$ (cm^2)
			S_{ZN} (cm)	S_{ZC} (cm)	
S1	775.47	1.78	10	20	6 HA8=3.02

7. Armatures de peau selon CBA93 A.7.3

Puisque la poutre de libage a une hauteur de CBA93 en exige en plus les armateurs longitudinales, des armateurs de peau d'au moins de 3cm^2/ml posées parallèlement a la fibre moyenne de la poutre.

$$A_p = 3 \times 1.2 = 3.6\ \text{cm}^2, \text{donc on adopte } 6\text{HA12} = 6.79\ \text{cm}^2.$$

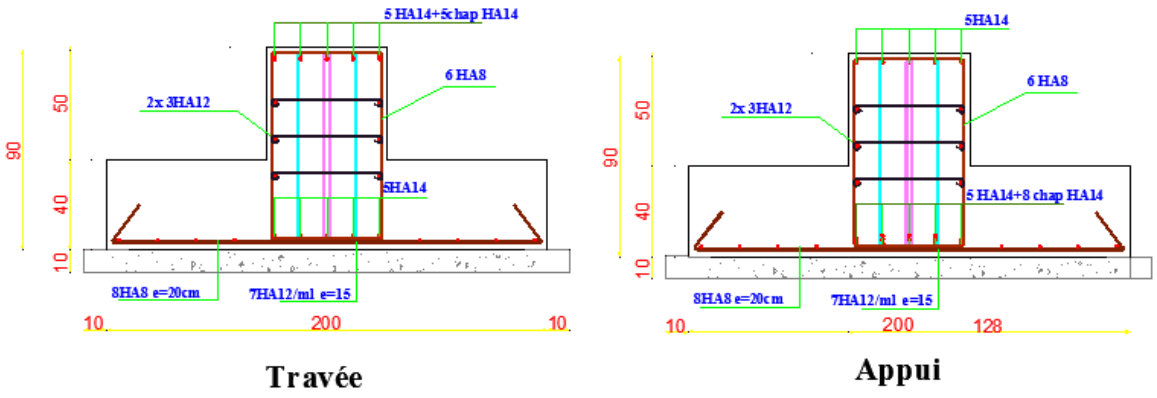


Figure 0.4: Le ferraillage des semelles filantes sous poteau

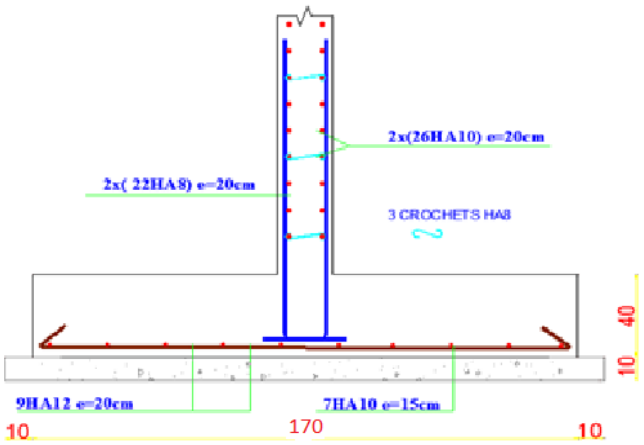


Figure 0.2: Le ferraillage des semelles filantes sous voile

VI.3. Longrines

VI.3.1. Ferraillage des longrines Art 10.1.1.RPA99V2003

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

Les dimensions minimales de la section transversale des longrines sont :

Site S2 : 25cm×30cm.

Les longrines ou le dispositif équivalent doivent être calculés pour résister à la traction sous l'action d'une force égale à :

$$F = \left(\frac{N}{\alpha}\right) \geq 20\ kN$$

Avec : N égale à la valeur maximale des charges verticales de gravité apportées par des points d'appuis solidarisés.

$$\boldsymbol{La\ section\ choisie : 25 \times 30\ cm^2} \quad ; \quad \boldsymbol{\alpha = 15\ (Zone\ IIa, S2)}$$

. Etant donné que le béton tendu est négligé, il est résulté que les armateurs longitudinaux doivent pouvoir équilibrer la force de traction

VI.3.1.1. Ferraillage longitudinal

Les efforts pris en compte ainsi que les résultats de calcul du ferraillage sont donnés dans le tableau suivant *:*

Tableau 0.16: Ferraillage longitudinal des longrines.

Section (cm^2)	N_u (kN)	F (kN)	$A_{calculée}$ (cm^2)	$A_{adoptée}$ (cm^2)	A_{min} CBA(cm^2)	A_{min} RPA(cm^2)	Vérification
30× 30	1931.04	128.74	3.70	6HA12= 6.79	0.90	5.40	Vérifiée

VI.3.1.1.1. Vérification des contraintes à l'ELS CBA 93Art.4.5.3

$$\boldsymbol{\sigma_s = \frac{F_{ser}}{\alpha . A};\ \overline{\sigma_s} = \min\left\{\frac{2}{3}F_e; 110\sqrt{1,6 . F_{tj}}\right\} \ldots\ldots \text{Fissuration préjudiciable}.}$$

Tableau 0.17 : Vérification de contrainte à L'ELS des longrines.

Section (cm^2)	N_{ser} (kN)	F_{ser} (kN)	$A_{adoptée}$ (cm^2)	σ_s (MPa)	$\overline{\sigma_s}$ (MPa)	$\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$
30×30	1405.49	93.70	6.79	138.00	201.63	Oui

VI.3.1.2. Ferraillage transversale

Tableau 0.18: Calcul des armatures transversales des longrines.

ϕ_l (mm)	$\phi_t \geq \frac{\phi_l}{3}$	ϕ_t (mm)	A_t (cm^2)	$S_{t.cal}$ (cm)	$S_{t.adoptée}$ (cm)
12	4	6	2HA6=0.57	18	15

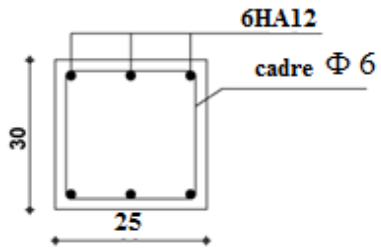


Figure 0.3: Ferraillage de la longrine

Conclusion générale

CONCLUSION GENERALE

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

- La disposition des voiles adoptée nous permet d'obtenir un comportement très proche de celui des structures régulières (structure géométriquement symétrique) en obtenant dans les deux premiers modes une translation pure suivant les deux axes principaux sans rotation (0%), et dans le troisième mode une rotation pure sans translation (0%).

- Vue la forme du bâtiment, il est bien probable qu'on obtient une structure rigide. Ce qui s'est manifesté par un nombre élevé des modes (75 modes) et un temps de 6,29 s avant d'atteindre 90% de la participation massique exigée par le règlement parasismique. Cependant, il faut signaler que les éléments secondaires modélisés, notamment les porte-à-faux et les escaliers, pouvaient être la cause probable de cette perturbation des modes.

- En ce qui concerne le ferraillage des poutres principales (30x35) cm² et secondaires (25x30) cm², nous avons constaté que les sections du béton sont cohérentes avec les diamètres adoptés (HA12) et même acceptable sur le plan exécutif.

- Par contre, l'effet de la forme et la zone sismique a été bien manifesté dans le ferraillage des poutres secondaires à cause de leur légèreté (poutres déchargées) avec 4HA12 au niveau des appuis.

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

- Pour l'infrastructure, une semelle filante était le meilleur choix pour satisfaire les conditions de stabilité et éviter le chevauchement des semelles isolées.

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

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

Référence bibliographique

❖ **Documents réglementaires :**

[1] Règles parasismiques Algérienne RPA99 version 2003 (Document technique réglementaire D.T.R-B.C.2.48).

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

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

❖ **Manuels techniques :**

[4] M. BELAZOUGUI, Calcul des ouvrages en béton armé, 4ème édition, OPU, juin 2007.

❖ **Logiciels :**

[5] Logiciel d'analyse des structures «SAP2000 version 20.2.0».

[6] Logiciel de ferraillage ROBOT EXPERT.

[7] Logiciel de dessin AUTO CAD Structural 2020

ANNEXE A

METHODE DES LIGNES DE RUPTURE

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

Cette méthode, qui ne concerne que l'état limite ultime, est basée sur le

Mécanisme des fissures, elle prévoit l'endommagement de la dalle.

Les fissures qui apparaissent sur la dalle s'appellent **lignes de rupture**.

- **Hypothèses de calcul :**

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

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

Les hypothèses de calcul sont :

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

Conventionnellement on désignera :

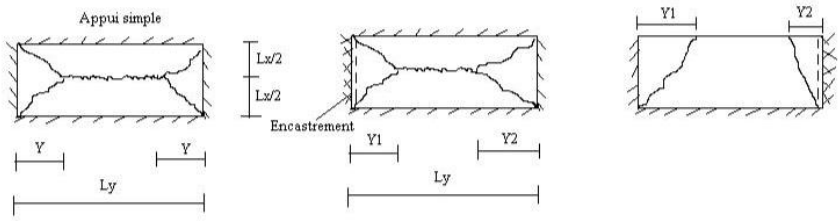
-Un côté libre par un trait sans hachures

-Un appui simple par une hachure

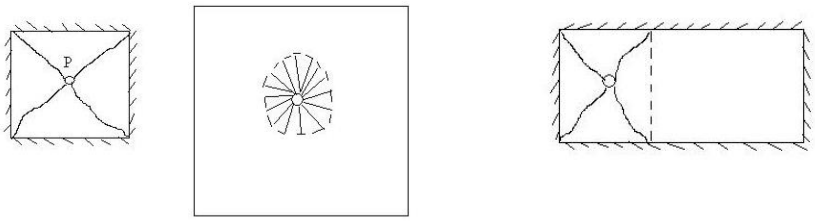
- Un encastrement par une double hachure-

Exemples de fissuration de dalle :

*a)***Cas des charges réparties**



*b)***Cas des charges réparties concentrées**



Calcul des moments (principe du travail virtuel)

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

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

a) Travail externes :

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

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

Pour le cas particulier de la charge répartie :

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

b) Travail internes :

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

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

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

ANNEXE B

III.2.3.1.Méthodes de calcul :

III.2.3.1.1.La méthode forfaitaire :

On utilise la méthode forfaitaire pour les éléments remplissant les conditions suivantes :

$$Q \quad \leq \begin{cases} 2G \\ 5kN/m^2 \end{cases}$$

- Les moments d'inertie de toutes les travées doivent être égaux et le rapport entre les travées successives doit être compris entre 0.8 ***et*** *1.25*

- La fissuration est peu nuisible.$0.8 \leq \frac{Li}{Li+1} \leq 1.25$

Exposé de la méthode :

On désigne chaque travée par : $\alpha = \dfrac{Q}{G+Q}$

$$1) M_t + \frac{M\omega + M_e}{2} \geq M_{Max} \begin{cases} 1.05M_0 \\ (1+0.3\alpha)M_0 \end{cases}$$

$$2) M_t \geq M_{Max} \begin{cases} \dfrac{(1{,}2+0.3\alpha)}{2} M_0 \ \textit{Si la travée est de rive} \\ \dfrac{1+0.3\alpha}{2} M_0 \ \ \textit{Si la travée est inermédiaire} \end{cases}$$

Pour les appuis:
$$\begin{cases} M_a \geq 0.6M_0 \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots \text{Poutre à deux travées} \\ M_a \geq 0.5M_0 \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots \text{Appuis voisin des appuis de rive.} \\ M_a \geq 0.4M_0 \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots \text{Appuis intermdiaires.} \\ M_a \geq 0.2M_0 \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots \text{Appuid de rive} \end{cases}$$

Avec :

- ✓ M_t *: Moment en travée.*
- ✓ M_ω *: Moment max sur l'appui gauche.*
- ✓ M_e *: Moment max sur l'appui droit.*
- ✓ M_a *: Moment à l'appui.*
- ✓ M_0 *: Moment isostatique=* $\dfrac{PL^2}{8}$ *(KN.m)*
- ✓ $T_\omega = T_0 + \frac{M_w - M_e}{L}$

- ✓ T_e=-T_0+$\frac{M_w - M_e}{L}$

Avec :

- ✓ T_ω *: effort tranchant à gauche de la travée.*
- ✓ T_e *: effort tranchant à droite de la travée.*
- ▪ *Remarque :*

Si la méthode forfaitaire n'est pas applicable, on fait appel à la méthode de Caquot.

Exposé de la méthode :

III.2.3.1.2. Méthode de Caquot : (pour les poutres) :

Cette méthode est applicable pour les charges élevées et quand la méthode forfaitaire n'est pas applicable.

Elle consiste à calculer les moments aux appuis sous l'effet des charges (uniformes et concentrées) appliquées aux travées voisines de l'appui, puis de déterminer les moments en travée

A/Portée fictive

Pour toutes les travées on déterminera la longueur fictive

$$L' = \begin{cases} L \text{ pour une travée de rive avec appui simple de rive.} \\ 0.8 \cdot L \text{ pour une travée inermediaire} \end{cases}$$

B/ Coefficient de rigidité :

On désigne par γ le coefficient de rigidité qui sera le rapport des raideurs des 2 travées à gauche et à droite d'un appui considéré.

$$Où \frac{k_w}{k_e} = \gamma \; k_w = \frac{I_w}{l'_w} \text{ et } k_e = \frac{I_e}{l'_e}$$

Donc : $$\gamma = \frac{I_w \; l'_e}{I_e \; l'_w}$$

Cas particulier:

Pour une poutre continue de mêmes hauteur et largeur, donc à inertie constante et en cas d'absence de charge concentrée; on a :

Le coefficient de rigidité:

$$\gamma = \frac{l'_e}{l'_w}$$

Le moment aux appuis:

$$M_{app} = \frac{q_w \ l'^{3}_w + q_e \ l'^{3}_e}{8.5 \ (l'_w + l'_e)}$$

Le moment en travée:

La méthode de Caquot nous permet de prendre le moment à mi-travée (x =L/2) comme moment maximum en travée:

$$M_t = M_o - \frac{M_e + M_w}{2}$$

ANNEXE D

Méthode simplifiée de calcule des flèches

Pour les poutres et les dalles pleines :

On peut admettre que $I_f$est défini par la relation

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

Dans laquelle les coefficients λ et μ sont égaux à

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

Pour les déformations instantanées

$$\lambda=\lambda_v=\frac{0,02f_{t28}}{(2+3\frac{b_0}{b})\rho}=\frac{2}{5}\lambda_i$$

Pour les déformations de longue durée

$$\mu=1-\frac{1,75f_{t28}}{4.\rho.\sigma_s+f_{t28}}$$

Si la valeur de μ.résultant de cette expression est positive et zéro de cas contraire.

Dans ces expressions :

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

$$\begin{cases} f_i = \dfrac{M.I^2}{10.E_i.I_{fi}} \\ f_v = \dfrac{M.I^2}{10.E_v.I_{fv}} \end{cases}$$

$$\Delta f_t = f_v - f_i$$

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